



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO**

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCION.**

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**“EVALUACION COMPARATIVA DE LA PARTE TECNICA Y
ECONOMICA EN UNA NAVE INDUSTRIAL APORTICADA CON
CELOSIA METALICA Y PERFIL IPN”**

CUENCA 2016

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

MARCO ORLANDO QUINDE DUCHITANGA.

DIRECTOR:

ING. MSC. JUAN MEDARDO SOLA QUINTUÑA

2016

DECLARACIÓN

Yo, **Marco Orlando Quinde Duchitanga**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Marco Orlando Quinde Duchitanga.

C.I. 010453702-2

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Marco Orlando Quinde Duchitanga, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a Dios y a la Virgen Santísima por permitirme el esfuerzo y dedicación cada uno de los días en las aulas universitarias, también a mis padres ya que de una u otra manera estaban prestos y dispuestos en brindar su apoyo incondicional para no desfallecer y renunciar al cumplimiento de un objetivo como lo es una carrera universitaria.

AGRADECIMIENTOS

Las circunstancias en la existencia diaria con regocijos y desdenes los seres humanos los afrontamos hacia con lucha diaria entregando el esfuerzo, dedicación, voluntad para obtener la tan anhelada felicidad y bienestar, con el corazón en la mano infinitamente agradezco a Dios y a la Virgen Santísima y seguiré haciéndolo con cada uno de mis logros y desaires que se presente en mi camino.

INDICE DE CONTENIDOS

DECLARACION.....	II
CERTIFICACION.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTOS.....	V
INDICE DE CONTENIDOS.....	VI
INDICE DE FIGURAS.....	VII
RESUMEN.....	IX
ABSTRACT.....	X

INTRODUCCION -----	1
ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION-----	2
OBJETIVOS -----	3
Objetivos generales -----	3
Objetivos específicos -----	3
1. CAPITULO: GENERALIDADES -----	4
1.1. Características generales del proyecto-----	4
1.2. Características generales de los materiales -----	5
1.3. Descripción de normativa aplicada -----	10
1.4. Sistema de unidades-----	13
1.5. Cargas de diseño-----	13
1.6. Cargas Permanentes-----	14
1.7. Carga Ambientales -----	15
1.8. Factores de combinaciones de carga-----	18
1.9. Capacidad portante del suelo -----	19
1.10. Método de Diseño -----	19
1.11. Tipos de Armaduras -----	23
2. CAPITULO: ANALIS ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS	
25	
2.1. Estimación de cargas de diseño -----	25
2.2. Cargas por peso propio -----	25
2.3. Materiales en cubierta -----	25
2.4. Carga para la correa de cubierta-----	26
2.5. Mampostería externa-----	26
2.6. Carga Viva -----	27
2.7. Carga Ambientales -----	27
2.8. Análisis sismo-resistente -----	27
2.9. Propuestas idealizadas de las naves industriales -----	43
2.10. Solicitaciones del Hormigón Armado -----	48
2.11. Solicitaciones necesarias del acero AISC -----	60
2.12. Uniones soldadas -----	71

3.	CAPITULO: EVALUACION, COMPARACION Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LAS DOS PROPUESTAS -----	76
3.1.	Evaluación y Comparación entre las propuestas -----	76
3.2.	Aspectos técnicos obtenidos del modelamiento-----	81
3.3.	Diseño de la Propuesta 1 (Pórtico Tipo Cercha) -----	83
3.4.	Diseño de la Propuesta 2 (Pórtico con elementos tipo IPN)-----	90
4.	CAPITULO: PRESUPUESTO Y CANTIDADES DE OBRA DE LAS DOS PROPUESTAS -----	94
4.1.	Cantidades de obra de la propuesta 1 -----	94
4.2.	Cantidades de obra de la propuesta 2 -----	94
5.	CAPITULO: APENDICE.-----	95
5.1.	Conclusiones -----	95
5.2.	Recomendaciones -----	95
5.3.	Bibliografía-----	95
5.4.	ANEXOS -----	97

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Localización local (Captura google maps)	4
Figura 1.2: Emplazamiento general	5
Figura 1.3: Tabla de composición del acero (Norma ASTM A36)	6
Figura 1.4: Tabla de propiedades mecánicas del acero (Norma ASTM A36)	6
Figura 1.5: Tabla de los tipos de Cemento. (H.NILSON 2001)	8
Figura 1.6: Corrección del Viento (NEC SE CG)	16
Figura 1.7: Tabla de coeficiente de corrección (Captura NEC SE CG)	16
Figura 1.8: Factores de afección por forma (Captura NEC SE CG)	17
Figura 1.9: Pórtico tipo cercha	24
Figura 1.10: Pórtico rígido y su sección.	24
Figura 2.1: Tabla de pesos unitarios (extraído de la NEC CG).	27
Figura 2.2: Mapa para diseño sísmico (NEC SE DS).	28
Figura 2.3: Tabla 2 de la clasificación de los perfiles de suelo según NEC SE DS.	30
Figura 2.4: Tabla 3 de tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	31
Figura 2.5: Tabla tipo de suelo y Factores de sitio Fd extraído de NEC SE DS	31
Figura 2.6: Tabla de tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs extraído de la NEC SE DG	32
Figura 2.7: Coeficiente para cálculo de T extraído de la NEC SE DS	33
Figura 2.8: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	34
Figura 2.9: Tabla de importancia de la estructura extraído de la NEC SE DS	36
Figura 2.10: Tabla de configuraciones estructurales extraído de la NEC	37
Figura 2.11: Tabla de configuraciones estructurales extraído de la NEC	38
Figura 2.12: Combinaciones de carga en SAP2000.	43

Figura 2.13: Propuesta idealizada para pórtico tipo cercha.	44
Figura 2.14: Propuesta idealizada con elementos IPN	44
Figura 2.15: Configuración en SAP2000 del material ACERO	45
Figura 2.16: Creación y asignación de Secciones	46
Figura 2.17: Vistas planta (a), Frontal (b) de la configuración estructural en SAP2000	47
Figura 2.18: Definición de cargas	47
Figura 2.19: Combinaciones de carga asignadas al programa.	48
Figura 2.20: (a) Viga cargada, (b) Porción cortada (c) Sección de corte	50
Figura 2.21: Sección de concreto simplemente reforzado alcanzando la resistencia a la flexión	51
Figura 2.22: Deformación unitaria y esfuerzos reales	52
Figura 2.23: Detalles característicos de viga	54
Figura 2.24: Descripción grafica	55
Figura 2.25: Diferentes tipos de fallas por adherencia	57
Figura 2.26: Vista generalizada de Zapata	58
Figura 2.27: Flexión normal y oblicua	61
Figura 2.28: Deflexión y sección característica	62
Figura 2.29: Tabla de las deflexiones extraída del ACI -14	63
Figura 2.30: Tabla Capitulo E de la norma AISC.	68
Figura 2.31: Factores de longitud de K	69
Figura 2.32: Sección característica de soldadura a tope	72
Figura 2.33: Tabla de espesor mínimo de garganta efectiva extraído de AISC	72
Figura 2.34: Soldadura a filete y su sección transversal	73
Figura 2.35: Tabla de espesor mínimo de garganta efectiva extraído de AISC	73
Figura 3.1: Modelo propuesta 1 lista para análisis en SAP2000	76
Figura 3.2: Deflexiones en vértices críticos	77
Figura 3.3: Vista isométrica de los elementos del pórtico tipo cercha	78
Figura 3.4: Modelo de propuesta 2 listo para el análisis en sap2000	79
Figura 3.5: Deflexiones en puntos similares al caso 1	79
Figura 3.6: Vista de pórtico rígido y su sección	81
Figura 3.7: Diagrama de normales en el pórtico central.	82
Figura 3.8: Diagrama de fuerza axial o normales (kg)	83
Figura 3.9: Diagrama de fuerza cortante (kg)	83
Figura 3.10: Diagrama de Momento flector (kg.cm)	84
Figura 3.11: Fuerza axial de compresión en pórtico para diseño.	85
Figura 3.12: Captura de aporte de hoja electrónica.	86
Figura 3.13: Elementos del pórtico sometido a carga axial	87
Figura 3.14: Extracto de hoja electrónica con reacciones del pórtico central	88
Figura 3.15: Diagrama de momentos y sus valores en puntos respectivos	91

RESUMEN

Este documento refleja la evaluación y comparación de los aspectos técnicos y económicos en dos diferentes tipos de armaduras en naves industriales, además de las variaciones de los esfuerzos internos en cada propuesta, para lo cual se ha planteado una analogía considerando las características intrínsecas del acero (ASTM A-36) que es el material que conforma las dos propuestas. En el análisis estructural para la propuesta uno se considera pórticos de acero con armadura tipo cercha y para la propuesta dos pórticos de acero con armadura tipo IPN, en las que, para cada propuesta las condiciones de localización e influencia de cargas de uso, cargas externas, otras cargas ambientales y cargas accidentales como el sismo deben ser semejantes y fundamentadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) correspondiente, posteriormente se ha idealizado modelos respectivos y mediante la utilización del programa estructural Sap2000 16.0.0, luego de las configuraciones necesarias, de crear y asignar secciones respectivas en los pórticos, se procede a obtener los mencionados esfuerzos internos en las propuestas.

Para el diseño de los elementos conformantes de los respectivos pórticos se utiliza la normativa norteamericana de la American Institute of Steel Construction (AISC 360-10) y la American Iron and Steel Institute (AISI 1996), con compendios de diseño por el método (LRFD) y método (ASD).

Finalmente este documento identifica el tipo de estructura que se adapte mejor a las condiciones dadas y cuál de ellas será más rentable económicamente.

Palabras Clave: Armadura estructural, Diseño estructural, Evaluación comparativa, Análisis estructural.

ABSTRACT

This document reflects the assessment and comparison of technical and economic aspects on two different types of armor used in industrial plant, in addition to the variation in internal efforts in each proposal, for which it has raised an analogy considering the intrinsic properties of steel (ASTM a-36) which is the material forming both proposals. In the structural analysis for the first proposal considers steel frames with reinforcement truss type and for the second proposal steel frames with armor IPN type, in which, for each proposal the conditions of location and influence of service loads, external loads, other environmental loads and accidental loads such as earthquakes should be similar and supportable in the Ecuadorian corresponding Standard Construction (NEC 2015), subsequently the corresponding models and by the use a structural program Sap2000 16.0.0 after the necessary configurations, to create and assign relevant sections in the porches, we proceeded to obtain these internal forces in the proposals.

For the design of the elements which conform the corresponding frames the according to American regulations of the American Institute of Steel Construction (AISC 360-10) and the American Iron and Steel Institute (AISI 1996) with the design of digests by the (LRFD) and (ASD) methods.

Finally, this paper identifies the type of structure that best fits the given conditions and which one will become more profitable financially.

Keywords: Building armor, Structural design, Evaluation, Comparison,

Structural analysis.

INTRODUCCION

La comparación de tipos de estructuras en naves industriales y las variaciones de los esfuerzos internos en dos modelos de naves industriales conjuntamente con las características intrínsecas del acero, concibe que la industria de la construcción desde hace muchos años lo situó como preferencial para la concepción de las obras a grandes escalas como puede ser las mega estructuras hasta los proyectos habitacionales y otros pequeños de menor escala, que al tratarse de un material muy versátil y con múltiples ventajas que presenta tanto en su estructura como su comportamiento, además atribuyendo que sus métodos de cálculo pueden tornarse simplificados, los mismos que pueden ser construidos de manera industrial como artesanal lo supone como un material irremplazable y apto para proyectos como son las naves de uso industrial como el bodegaje. Este material presenta múltiples ventajas frente al hormigón, como se puede mencionar, la alta resistencia del material, bajo peso, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, resistencia a la fatiga, y lo más relevante se presenta en diversidad, de formas y tamaños, entre otras características, que de alguna forma al momento de planificar una estructura industrial no se puede apreciar adversario idóneo. El acero estructural proporciona facilidades para realizar estructuras de variedades geométricas que figuran en la idealización de un proyecto grande o pequeño, en la cual puede ser fabricadas in situ o por separado en talleres sin ninguna necesidad de estar en el proyecto general, presenta facilidades de enlaces través de remaches, pernos ó soldadura, además este último da la ventaja de reusar, reciclable y posee un valor de rescate. Así como el acero tiene gran cantidad de ventajas, también existen algunas desventajas, entre ellas está la corrosión, el costo de mantenimiento, su susceptibilidad al fuego, por lo que hay que prever sistemas de protección, para evitar la reducción de su resistencia.

Diferentes bibliografías ostentan en sus capítulos técnicas y métodos de cálculo y diseño de los elementos que conforman una estructura muchos se los cuales se fundamentan en normativas extranjeras como son los de American Institute of Steel Construction (AISC) y la American Iron and Steel Institute (AISI), con compendios de diseño por el método (LRFD) y método (ASD). La aplicación de métodos de cálculo será similar para las diferentes propuestas del proyecto.

Con la utilización del programa de estructuras SAP2000, se realizara la modelación de los miembros estructurales de cada una de las propuestas del proyecto mediante el cual se obtendrá los esfuerzos internos de los mismos y con ello la obtención del pre dimensionamiento y secciones requeridas.

ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION

Una percepción de los altos costos de los servicios profesionales en lo que se refiere a la planificación y estudios necesarios para la proyección de una edificación con fines específicos de almacenamiento y bodegaje antecede en la ideología del empresario, persona natural y/o emprendedor a abstenerse de realizar tal inversión debido al exiguo conocimiento entorno a las construcciones de este tipo, e idealizándose construcciones generalizadas de un solo tipo. Orientado con la carencia refutable de documentación o vademécums referidos a la comparación y evaluación entre los costos y beneficios entre tal y cual tipo de estructuración emprender para el mismo tipo de edificación adecuada para un mismo fin, este documento pretende esclarecer estos vacíos con compendios simplificados para entendimiento de aquellos involucrados en la necesidad de adecuar e implementar este tipo de construcciones como lo son las naves industriales.

Una nave industrial debido a las grandes áreas que puede cubrir con sus extensos pórticos adecuados es una infraestructura destinada a albergar la producción y/o almacenamiento de bienes productos de diferente índole, estas edificaciones son participes de la actividad económica de las diferentes industrias y empresas participes en el práctica económica de una urbe que cumplen la finalidad de protección ante las inclemencias atmosféricas, y generan las condiciones adecuadas para el desarrollo laboral. La variedad de fines y actividades económicas que puede albergar una nave industrial es innumerable, para lo cual cada una de ellas solicita una serie de requerimientos que el edificio industrial debe satisfacer con cada uno de estos requerimientos puede condicionar el proyecto de una nave industrial, y ello ha dado lugar a que a lo largo de los años se hayan desarrollado un gran número de soluciones constructivas para lo cual se requerirá una evaluación entre los costos y beneficios de cada solución planteada.

OBJETIVOS

Objetivos generales

- Evaluar y comparar los aspectos técnicos como económicos de una nave industrial construida de metal en tipologías: Marco Rígido y armadura tipo cercha

Objetivos específicos

- Estimar las fuerzas externas, permanentes y variables que causaran influencia en la estructura que será aplicada a los dos tipos de estructuras.
- Generar modelos estructurales para cada tipo de estructura, fundamentada en la planificación inicial.
- Obtener los esfuerzos de cada uno de los elementos en las diferentes tipologías estructurales planteadas considerando semejanzas tanto en cargas permanentes, cargas variables como variación geométrica.
- Diseñar cada uno de los elementos de las diferentes tipologías estructurales de acuerdo a los esfuerzos obtenidos.
- Generar los planos correspondientes a nivel de detalle constructivo para cada uno de tipos de naves planteadas.
- Obtener presupuestos individuales para cada nave estructural.
- Evaluar y comparar variaciones económicas en los dos sistemas planteados.

1. CAPITULO: GENERALIDADES

1.1. Características generales del proyecto

El avance de la mercadotecnia y la globalización conlleva a establecer perspectivas diferentes para el manejo y almacenamiento de los diferentes productos que esgrimen las industrias y que requieren este tipo de inmuebles, y debido a las ordenanzas municipales con el uso de suelo atribuidos también al impedimento de ingreso de los grandes automotores dentro de la urbe además por falta de espacio para la adecuación de locales de almacenamiento dentro de la ciudad conlleva a que el empresario busque alternativas fuera de la ciudad donde este presta mayores facilidades de acceso vehicular y área en las cuales es posible levantar tales estructuras de uso industrial.

Fundamentados en este criterio se ha seleccionado un lugar que si bien el uso de suelo no está clarificado además atribuyendo que se trata de zona rural que consta con vías de acceso principal pavimentadas, además de la disponibilidad del ingreso por dos diferentes vías más que están interconectadas con la ciudad de Cuenca y con sus diferentes rutas tanto de entrada como el de salida como lo es la panamericana sur por la parroquia de Tarqui, y el acceso a la autopista Cuenca – Azogues tanto por vía de principal (Vía a San Agustín) como por la vía Tarqui – Turi, ruta que lleva a la ciudad de Cuenca (Fig. 1.1)

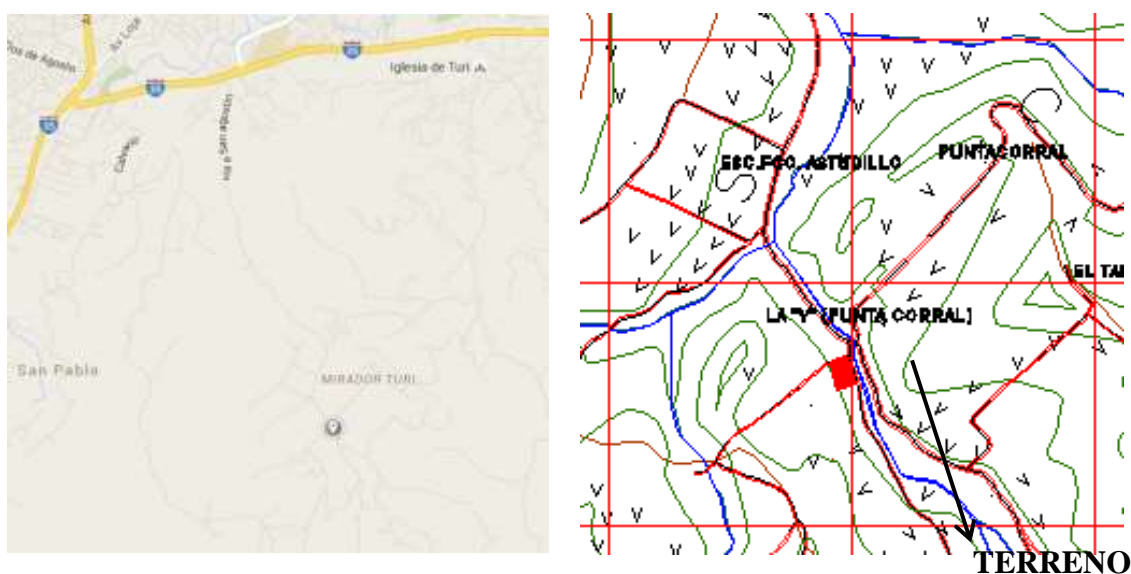


Figura 1.1: Localización general del proyecto (Captura google maps)

Otra de las características fundamentales para este tipo de edificaciones está determinado por su planificación general como muestra la figura 1.2, en la cual el predominante del material para la estructura que está directamente atribuida al criterio del profesional de la arquitectura fundamentados en preferencias que referidas al costo, tiempo entre otros aspectos predispuestas por el propietario del proyecto tendrá influencia directa para encontrar las opciones más idóneas salvaguardando las preferencias del inversor y / o propietario.

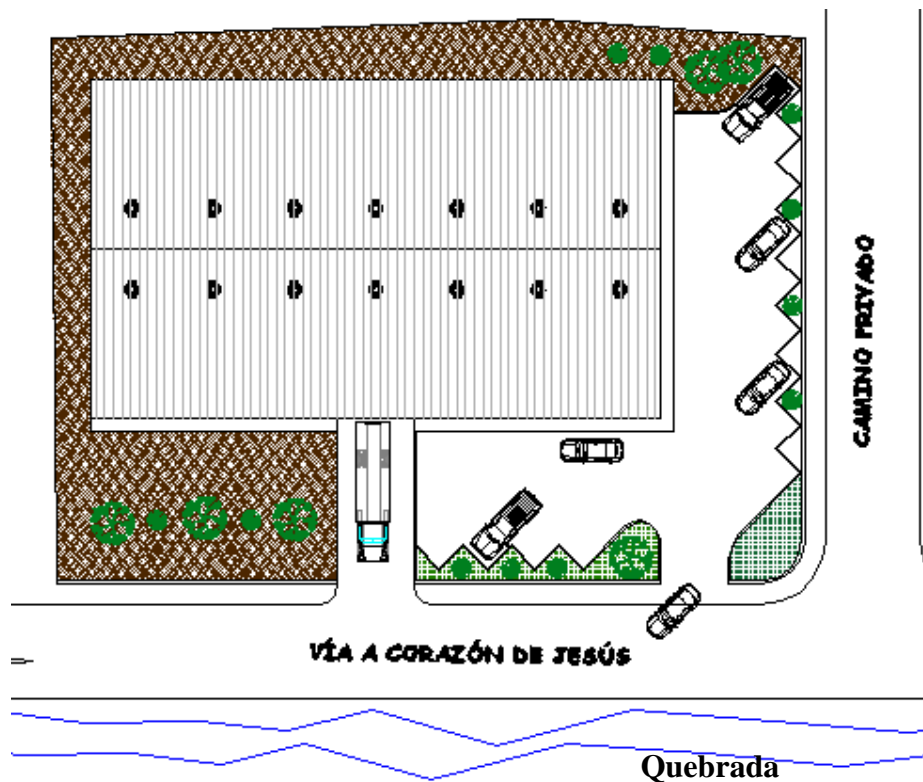


Figura 1.1.1.2: Emplazamiento general.

1.2. Características generales de los materiales

1.2.1. Acero ASTM A-36.

En las décadas pasadas, un acero estructural al carbono designado como A36 y con un esfuerzo mínimo de fluencia $F_y = 36 \text{ klb/plg}^2$, era el acero estructural comúnmente usado en Estados Unidos. Sin embargo, más recientemente, la mayoría del acero estructural usado en ese país se fabrica fundiendo acero chatarra en hornos eléctricos. Con este proceso puede producirse un acero de 50 klb/plg^2 , A992, y venderse a casi el mismo precio que el acero A36.

En nuestro país el acero ASTM A36 es un acero estructural al carbono, utilizado en construcción predominante de estructuras metálicas, puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas, herrajes eléctricos y señalización.

Composición química de la colada.

Carbono (C)	0,26% máx
Manganeso (Mn)	No hay requisito
Fósforo (P)	0,04% máx
Azufre (S)	0,05% máx
Silicio (Si)	0,40% máx
* Cobre (Cu)	0,20% mínimo

*Cuando se especifique

Figura 1.3: Tabla de composición del acero (Norma ASTM A36)

Propiedades

Como la mayoría de los aceros, el A36, tiene una densidad de 7850 kg/m³ (0.28 lb/in³). El acero A36 en barras, planchas y perfiles estructurales con espesores menores de 8 pulg(203,2 mm) tiene un límite de fluencia mínimo de 250 MPA (36 ksi), y un límite de rotura mínimo de 410 MPa (58 ksi). Las planchas con espesores mayores de 8 plg (203,2 mm) tienen un límite de fluencia mínimo de 220 MPA (32 ksi), y el mismo límite de rotura

Propiedades Mecánicas

Límite de fluencia mínimo		Resistencia a la Tracción			
Mpa	Psi	Psi		Mpa	
		Min	Máx	Min	Máx
250	36000	58000	80000	400	550

Figura 1.4: Tabla de propiedades mecánicas del acero (Norma ASTM A36)

Desventajas del acero

Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de

aceros preparados para la intemperie en ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

Aunque los aceros de este tipo pueden ser bastante efectivos en ciertas situaciones para limitar la corrosión, hay muchos casos donde su uso no es factible. En algunas de estas situaciones, la corrosión puede ser un problema real. Por ejemplo, las fallas por corrosión fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede reducirse apreciablemente cuando estos están sometidos a ambientes químicos agresivos además de expuestos a cargas cíclicas.

1.2.2. Acero galvalume (Kubimil)

Panel trapezoidal, único con cinco corrugaciones para mayor resistencia y con sifón hidráulico que evita goteras, este tipo de material se utiliza para todo tipo de cubiertas en especial las de galpones o naves industriales. El Panel de acero galvalume protegido con aluminio y zinc lo que hace un techo más fuerte y de larga vida, este panel refracta los rayos solares haciendo que el interior permanezca fresco. Gracias a su sifón de desagüe y a sus grandes corrugaciones únicos en el mercado evitan 100% las goteras. Es de ancho útil 1030 mm, por lo que se necesitan menos planchas por el mismo techo., se fabrica a medida es decir sus longitudes son variables y puede ser de acuerdo a la separación entre correa se la cubierta

1.2.3. Concreto reforzado

El hormigón es una mezcla de cemento, áridos, aditivos, y agua, cuando la mezcla se endurece es muy semejante a una piedra, llegando a alcanzar una resistencia muy alta para elementos estructurales sometidos a compresión como las columnas, y resistencias bajas 10% de la compresión a los elementos sometidos a la tensión como las vigas, por ello es necesario la complementación con acero de refuerzo para que contribuya al hormigón a resistir los esfuerzos a tensión para que con un confinamiento correcto tener una adherencia entre los dos materiales, de tal forma que puedan trabajar en conjunto y resistir esfuerzos de tensión como de compresión, a la combinación de los dos materiales se denomina hormigón armado o también concreto reforzado

Composición

Cemento

El material cementante se obtiene de un proceso de fabricación, en el que se emplea como materia prima las calizas y las arcillas que posteriormente se someten a un proceso de pulverización para ser fundidas en hornos y obtener un nuevo material denominado Clinker, que luego de diferentes procesos se obtiene diferentes tipos de cemento mostrados a continuación

TIPOS DE CEMENTOS PORTLAND		
TIPO	DENOMINACIONES	CARACTERÍSTICAS
I	Cemento Portland	Cemento normal destinado a obras de concreto en general
II	Cemento Portland con adiciones	Cemento destinado a obras de concreto en general y obras expuestas a la acción moderada del sulfato
III	Cemento Portland con escorias de horno alto	Alta resistencia inicial
IV	Cemento puzolánico	Bajo calor de hidratación
V	Cemento compuesto	Elevada resistencia a la acción concentrada de sulfatos

Figura 1.5: Tabla de los tipos de Cemento.(H.NILSON 2001)

Áridos

En la mezcla del Hormigón los áridos ocupan aproximadamente del 70 al 75 por ciento del volumen de la masa endurecida y el porcentaje restante corresponde a la pasta de cemento endurecida (H.NILSON 2001).

Tamaño

Los áridos se dividen en dos grupos, áridos gruesos que son los que se retienen en el tamiz número 4 es decir partículas mayores a 4.75mm de diámetro nominal y áridos finos los que pasan el tamiz número 4 y se retienen en el tamiz número 200 es decir partículas con diámetros nominales comprendidas entre 0.075 mm y 4.75mm.

Agua

El agua es uno de los componentes más importantes para realizar la mezcla del hormigón, debido a que es el componente que reacciona químicamente con el cemento para producir la pasta que aglutina los áridos. Para la mezcla se emplea agua potable o

cualquier agua natural que se pueda beber y que no tenga un sabor u olor característico, es necesario que el agua no tenga impurezas como: aceites, álcalis, sales, materias orgánicas o cualquier tipo de sustancia que resulte perjudicial para el hormigón y el acero de refuerzo, ya que las impurezas pueden afectar el tiempo de fraguado, la resistencia y ocasionar cambios volumétricos, incluso llegando a provocar corrosión en el acero de refuerzo.

Es muy importante para la dosificación determinar la relación agua/cemento, porque la resistencia del hormigón es inversamente proporcional a la cantidad de agua empleada, esta relación oscila entre 0.4 a 0.6

Aditivos

El uso de estos aditivos se determina de acuerdo al tipo de obra se realice, condiciones climáticas del entorno, entre otros requerimientos que será determinado por el criterio del proyectista caso contrario el prescindirá del mismo

1.2.4. Acero de Refuerzo

Las barras de refuerzo corrugado cumplirán con los requisitos de las siguientes normas que se encuentren vigentes.

Acero al carbón: INEN 102.

Acero de baja aleación: INEN 2167.

Acero inoxidable: ASTM A 995 M.

Acero de rieles y ejes: ASTM A 996 M. Las barras de acero provenientes de rieles serán del tipo R.

Las barras de acero corrugadas cumplirán los requisitos de las normas INEN enumeradas en la presente sección. Para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia, será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.0035. Se cumplirán las siguientes normas:

Las parrillas formadas con barras de refuerzo para hormigón, cumplirán con los requisitos establecidos en las normas INEN 102 ó INEN 2167, RTE INEN 016 y ASTM A 184.

Propiedades mecánicas principales del acero de refuerzo

Las características principales del acero de refuerzo a ser usadas en el diseño de estructuras en hormigón armado de los valores de F_y y F_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para aceros de pre esforzado y para los refuerzos transversales en espiral.

Dónde:

E_s = Modulo de elasticidad del acero de refuerzo

F_y = Resistencia a la fluencia de refuerzo 420 MPa

F_{yt} = resistencia a la fluencia máxima 550 MPa

Acero de refuerzo corrugado

Las barras de acero corrugadas cumplirán los requisitos de las normas INEN enumeradas y detalladas a continuación.

Si $F_y > 420$ MPa, la resistencia a la fluencia será el esfuerzo correspondiente a $\epsilon_t=0.0035$.

Dónde:

F_y = Resistencia especificada a la fluencia

ϵ_t = Deformación unitaria

1.3. Descripción de normativa aplicada

1.3.1. Código ACI

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” mencionado contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no pre esforzada, construcción pre esforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de

construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes.

ACI 318SUS-14

**Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural
(ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318SUSR-14)**
(Versión en español y en unidades usuales en USA)



1.3.2. Código AISI 1996

La composición predominante del proyecto es el acero estructural conformado en frío que utiliza el método de diseño LRFD y ASD, tanto en los pórticos tipo celosía como en los pórticos con elementos IPN, por ello la necesidad de la utilización de la normativa siguiente:



American Iron and Steel Institute
1101 17th Street, NW
Washington, DC 20036-4700

NORMA: AISI 100-2007 (LRFD)

Esta normativa describe “ESPECIFICACIÓN PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO” que se aplicara en el presente proyecto.

1.3.3. Código AISC

Es una normativa norteamericana que se utiliza dentro de este proyecto que describe parámetros y especificaciones para construcciones de acero laminados en caliente, pero los métodos de cálculo propuestos en el documento son aceptados en el diseño de acero conformado en frío, el documento lleva como título “Specifications ANSI/AISC 360-10” de la An American National Standard, el mismo que también se puede conseguir en la Web con traducción al español.

Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero

1.3.4. Código AWS

La correspondiente normativa AWS D1 .1/D1.1M:2010 cubre los requerimientos para cualquier tipo de estructura soldada realizada con acero al carbono y de baja aleación para construcción como los incluidos dentro de la norma ASTM A36. Las primeras ocho secciones constituyen un conjunto de reglas para la regulación de soldaduras en la construcción con acero. Se incluyen nuevo anexos normativos y doce anexos informativos en este código.

También se incluyen, en este documento, comentarios del código.

**Código de
Soldadura
Estructural—Acero**



Los elementos conformados en frío se originan de planchas que son cortadas y pegadas para obtener geometrías requeridas y para conformar un pórtico estructural se necesita de enlaces y uniones de los elementos que son parte del pórtico, por tal motivo normativa es de vital importancia ya que especifica las diferentes características técnicas y descripciones varias de la soldadura

1.3.5. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC

Los compendios completos para el manejo del efecto sísmico, validación de la diferentes cargas y sus respectivas combinaciones, la verificación de la mampostería requerida, y características varias referentes al hormigón armado utilizados en el presente proyecto y en las diferentes estructuras dentro del país se detalla en:

NORMA: NEC-SE-DS (Diseño sismo resistente)

NORMA: NEC-SE-CG (Carga no sísmica)

NORMA: NEC-SE-MP (Mampostería estructural)

NEC-SE-HM (hormigón Armado)

1.4. Sistema de unidades

El sistema de unidades a emplear es el sistema MKS, a sabiendas que las normativas especificadas utilizan diferentes unidades para lo cual se tendrá que unificar de acuerdo a las unidades mencionadas, el detalle de las magnitudes y unidades predominantes se especifica a continuación:

Sistema de unidades empleado.

MAGNITUD	UNIDAD	SIMBOLO
Longitud	Metro	M
Masa	Kilogramo	Kg
Tiempo	Segundo	Sg
Fuerza	Kilopondio	Kgf
Esfuerzo	-	kgf/cm ²
Resistencia	-	kgf/cm ²

1.5. Cargas de diseño

Es la determinación de todas las acciones externas de origen natural e internas de acuerdo al uso de la edificación que pueden afectar la estructura durante su vida útil, ocasionando en ella efectos significativos y/o catastróficos dependiendo de la intensidad de los mismos, por ello resulta la parte más importante y difícil que enfrenta un proyectista de estructuras, pues de la estimación de las cargas depende el diseño. Se debe considerar la posibilidad de acción de cualquier sobre carga extra como coeficiente de seguridad, idealizando que el propietario del inmueble puede cambiar de uso para lo cual fue concebido resguardándose siempre en el criterio económico del mismo, con lo variaciones de uso de la estructura podría estar sometida a otro tipo de solicitaciones.

Una adecuada combinación de cargas como lo describe respectivamente la normativa es recomendable con el fin de determinar la condición más desfavorable de actuación de

las mismas y a las que podría estar sometida la estructura en algún momento de su vida útil como lo es la excitación por la acción sísmica.

1.6. Cargas Permanentes

1.6.1. Materiales en cubierta

Debido al área de cobertura y extensión de la nave industrial y considerando la reducción de cargas debido al uso de los materiales tanto para la cubierta como para los terminados dentro del proyecto general, se ha planificado la estimación de cargas con la utilización de placas de galvalume como material de cobertura en la cubierta que será considerada para las dos propuestas planteadas, de acuerdo a la oferta que se tiene de las diferentes empresas proveedoras de acero en la ciudad además adoptando el criterio profesional del director del proyecto en cuanto al uso del material se ha seleccionado a las empresas: KUBIEC – CONDUIT e IPAC SA como proveedores de Kubimil (Cubierta) y Acero estructural (Perfilaría) respectivamente requerida en el proyecto.

1.6.2. Mampostería externa

De acuerdo a la planificación se ha proyectado la utilización de mampostería de bloque alivianado de dimensiones 15x20x40 cm como material de cobertura y protección en el contorno del área de construcción de la nave industrial, el mismo que deberá ser calculado el peso propio considerando mortero de confinamiento entre los bloques con relación 3 a 1 entre el agregado fino y el cemento, tales consideraciones deberán ser estimadas para asignar el peso de estos a las vigas de arriostramiento que se colocara a nivel del suelo ($N=0.00$)

1.6.3. Carga sobre estructuras subterráneas

Con la ayuda del programa SA2000 y de acuerdo al tipo de restricción en el nudo o apoyo que se consideraran en los respectivos modelos y luego de haber configurado la estructura, modificando los pesos volumétricos y secciones de cada uno de los componentes de la estructura planteada, se obtendrá las reacciones (R_x , R_y , R_z , M_x , M_y , M_z) debidos a las influencia de carga aplicas en cada estructura por separado.

Estas reacciones obtenidas serán consideradas como cargas finales de acuerdo al tipo de combinación de carga y al criterio del responsable del presente proyecto adoptando

estados críticos de la misma, para el cálculo y diseño de las zapatas aisladas que serán el soporte de la estructura total.

1.6.4.Carga Viva

Es la carga que se debe asignar a la estructura por el uso que tendrá una vez que se haya finalizado la construcción en el caso de entrepisos, y el peso que se debe considerar en la cubierta de los dos tipos de estructuras que será debido al montaje y posterior mantenimiento que tenga que darse a la misma, que de acuerdo a la normativa descrita en literales anteriores se considera: para las losas de contra piso, por estar expuestas al servicio de almacenamiento y de posible uso de montacargas u otros eventos, además cargas en cubierta debido al montaje y posterior mantenimiento que se deberá presagiar.

1.7. Carga Ambientales

1.7.1.Carga sísmica

Para la estimación de la carga y el efecto del sismo a la que puede estar sometida la estructura en su modo estático se realizara de acuerdo a la normativa especificada (NEC SE DS) además se verificara y comprobara el periodo fundamental, el aporte de la masa total y sus variaciones en sus formas modales respectivos con la ayuda del programa SAP2000.

El cálculo y obtención de los diferentes componentes de acuerdo a la localización, zona de riesgo, tipo de suelo, altura de la edificación, tipo de material y demás como lo describe la normativa especificada será descrita más adelante.

1.7.2.Carga por viento

Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h).

Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento)

$V_b = V \cdot \sigma$

Dónde:

V_b velocidad corregida del viento en m/s;

V velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno;

Figura 1.6: Corrección del Viento (NEC SE CG)

Claramente se aprecia la afección por un factor que depende de diferentes factores para lo cual lo caracteriza así:

Categoría A(sin obstrucción):edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos

Categoría B(obstrucción baja):edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.

Categoría C(zona edificada):zonas urbanas con edificios de altura.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Tabla 5: Coeficiente de corrección σ

Figura 1.7: Tabla de coeficiente de corrección (Captura NEC SE CG)

Cálculo de la presión del viento

Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

Dónde:

P = presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ = Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

C_e = coeficiente de entorno/altura

C_f = coeficiente de forma

Tabla del factor de forma c_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 6: Determinación del factor de forma C_f

Figura 1.8: Factores de afección por forma (Captura NEC SE CG)

1.7.3. Carga por granizo o lluvia

Debido a que la zona de emplazamiento (región sur) del proyecto que se encuentra a más de 2600 msnm además considerando el tipo material e inclinación de la misma se deberá admitir anexar este tipo de carga.

Se considerará una acumulación del granizo en corto tiempo. Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, las cargas de granizo S, tal como se especifica en los siguientes párrafos. La carga de granizo S se determinará por la siguiente formulación:

$$S = \rho_s \cdot H_s$$

Dónde:

ρ_s = Peso específico el granizo (1000 kg /m³)

H_s = Altura de la acumulación

Para cubiertas con pendientes menores del 15%, Se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m²

Para cubiertas con pendientes menores del 5% Se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m² En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionará una sobrecarga de 1.0 kN/m² en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm.

1.8. Factores de combinaciones de carga

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales, se utilizó el método de cálculo de los “Estados Límites”, en el que se pretende limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales. (Última resistencia)

En los “Estados Límites” últimos se comprueban los correspondientes a: equilibrio, agotamiento o rotura, adherencia, anclaje y fatiga.

En los “Estados Límites” de utilización, se comprueba: deformaciones (flechas), y vibraciones.

Para las estructuras que deberán resistir la carga muerta, carga viva y los efectos de carga por sismo, la resistencia requerida U no debe ser menor que el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones (NEC-SE-CG 2015):

Combinación 1	$1.4 D$
Combinación 2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr ; S ; R]$
Combinación 3	$1.2 D + 1.6 \max [Lr ; S ; R] + \max [L ; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max [Lr ; S ; R]$
Combinación 5	$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
Combinación 6	$0.9 D + 1.0 W$
Combinación 7	$0.9 D + 1.0 E$

Dónde:

- D Carga permanente
- E Carga de sismo
- L Sobrecarga (carga viva)
- Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S Carga de granizo
- W Carga de viento

1.9. Capacidad portante del suelo

Los correspondientes estudios debido a la orientación de la presente investigación será obtenida mediante un profesional de la geotecnia el mismo tendrá la potestad de ejecutar los distintos ensayos y actividades dentro del sitio mencionado en el párrafo anterior para la obtención de las características intrínsecas del terreno y además de la geología local en el lugar de emplazamiento de la nave industrial.

Los mencionados estudios se utilizaran en las diferentes propuestas del tipo de estructuración planteadas en el presente documento.

1.10. Método de Diseño

Las estructuras (Naves Industriales) planteadas para el presente proyecto consideran miembros conformados como lo puntualiza la norma AISI 96 por lo tanto esta Especificación se aplica al diseño de miembros estructurales conformados en frío a partir de láminas, planchas, o barras de acero al carbono o de baja aleación que incluye (ASTM A36/A36M, Carbon Structural Steel) existente en el mercado nacional ecuatoriano y que no exceda de 25,4 mm de espesor y utilizadas para soportar cargas en un edificio. Está permitido utilizarla para estructuras que no sean edificios siempre que los efectos dinámicos se consideren adecuadamente.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), o de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD). Ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados. Sin embargo, al diseñar los diferentes componentes de acero conformado en frío de una estructura no se deben mezclar estos dos métodos.

1.10.1. Método de Diseño basado en las fuerzas o LRFD

Un diseño satisface los requisitos de las especificaciones tratadas en la norma AISI cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables en la norma mencionada como en la norma ecuatoriana de construcción (NEC SE CG)

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

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Donde

R_u = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

ϕR_n = Resistencia de cálculo

Factores de carga y combinaciones de cargas

En ausencia de un código o especificación aplicable, o si el código o especificación aplicable no incluye combinaciones de cargas y factores de carga para LRFD, la estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales aplicadas para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

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

Dónde:

- D Carga permanente
- E Carga de sismo
- L Sobrecarga (carga viva)
- Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S Carga de granizo
- W Carga de viento

Excepciones:

1. En las combinaciones (5) y (6) el factor de carga correspondiente a E es igual a 1,0 cuando el modelo de cargas sísmicas especificado por el código o especificación aplicable se basa en estados límites.

2. En las combinaciones (3), (4) y (5) el factor de carga correspondiente a L es igual a 1,0 en el caso de cocheras para estacionamiento de vehículos, áreas ocupadas como lugares de asamblea pública y todas las áreas en las cuales la sobrecarga es superior a 100 psf.

3. Para el caso de viento sobre correas, cintas, paneles de tabiques y tableros de cubiertas, multiplicar el factor de carga correspondiente a W por 0,9.

4. En la combinación (3) el factor de carga correspondiente a Lr es igual a 1,4 en vez de 1,6 cuando la sobrecarga de cubierta se debe a la presencia de trabajadores y materiales durante las tareas de reparación

1.10.2. Método de Diseño basado en los desplazamientos permisibles ASD

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

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la Ecuación:

$$R < R_n / \Omega$$

Donde

R = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

Ω = Factores de seguridad

R_n/Ω = Resistencia de cálculo admisible

Combinaciones de cargas por método

En ausencia de un código o especificación aplicable, o si el código o especificación aplicable no incluye combinaciones de cargas para ASD, la estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo admisibles sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

- 1.- D
- 2.- D + L + (Lr o S o Rr)
- 3.- D + (W o E)
- 4.- D + L + (Lr o S o Rr) + (W o E)

1.11. Tipos de Armaduras

La extensa variedad temática constituyente en la ingeniería civil incluye el tema de análisis estructural y esta a su vez contiene lo referente a armaduras para naves industriales que pueden ser destinados para diferentes usos, y con la misma predisposición las diferentes tipologías en métodos constructivos además con la facilidad optativa por los distintos materiales existentes que de alguna manera estarán en función del área constructiva, los tamaños varían desde pórticos pequeños con vigas y columnas hasta las mega estructuras como lo son los puentes colgantes de 1400 m el estuario Humber en Inglaterra construidas de acero estructural.

Sin la intención de desdeñar las diferentes obras estructurales como son las hidráulicas y de drenaje, presas, entre muchas de gran envergadura, la presente obra focaliza la atención en temática estructural del análisis y diseño estructural de naves industriales para lo cual pretende referir información sobre el tipo de estructuras referentes al mismo.

Existen diferentes tipos de naves industriales que dependen del sistema estructural seleccionado considerando parámetros de economía, durabilidad, resistencia, funcionalidad y uno de los más importantes el de seguridad, los tipos más utilizados para la solución en este tipo de edificaciones son los pórticos tipo cercha y pórticos de elementos rígidos IPN.

1.11.1. Armadura Aporticado tipo cercha

Un pórtico estructural tipo cercha (Fig. 1.9), esta consignada a trabajar ante las fuerzas axiales principalmente, a diferencia del tipo de estructura mencionada en el párrafo anterior que presenta semejanza a una viga simplemente apoyada y fuerzas distribuidas longitudinalmente, la armadura está formada por varias barra rectas formando una geometría triangular y confinado 3 extremos en un punto, llamados nodos, este es un sistema geoméricamente invariable, en la cual las cargas inciden directamente sobre éstos nodos, debido a esto las barras o componentes de la armadura solo están sometidas a solicitaciones axiales de tracción o compresión respectivamente, lo que permite un ahorro de material y peso en relación a una pórtico de alma llena, pero presenta desventajas de incremento de mano de obra respecto al mencionado . este

tipo de armaduras en la ciudad se ha generalizado en la construcción de estructuras tipo nave industrial.

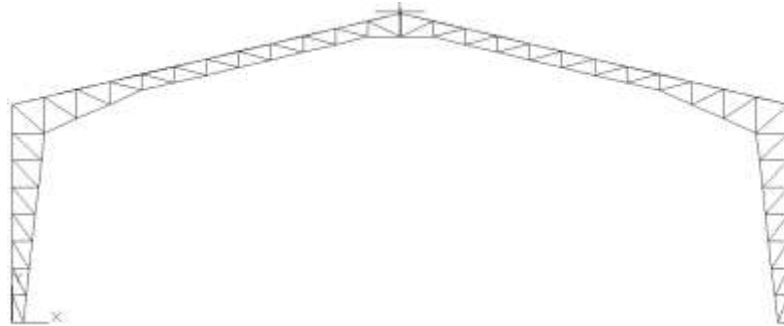


Figura 1.9: Pórtico tipo cercha

1.11.2. Armadura Aporticado con vigas IPN

Los pórticos de marco o elementos rígidos (tipo IPN) generalmente se utilizan en edificios de altura y estos son los que están conformados con secciones rígidas (Grafico: Pórtico con elementos tipo IPN) que es una de las opciones constructivas planteadas para obtener los objetivos planteados en este estudio.

Este tipo de solicitaciones presenta diferentes reacciones referidas a su sección longitudinal comparados con los pórticos conformados por elementos que componen la cercha, estos presentan reacciones internas de tipo axial que son de compresión y de tracción además de esfuerzos de flexión que pueden considerarse como despreciables debido las magnitudes de baja intensidad, en cambio en los marco rígidos se obtiene esfuerzos de flexión a más de las reacciones mencionadas en pórticos tipo cercha, y de acuerdo a estas manifestaciones se estimara las secciones necesarias para resistir los efectos de las fuerzas externas en la estructura las cuales proporcionarán fundamentos para estimar cantidades de obra además del costos en los mismos.



Figura 1.10: Pórtico rígido y su sección.

2. CAPITULO: ANALIS ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS

2.1. Estimación de cargas de diseño

Para la estimación de cargas de diseño se debe considerar los tipos de materiales y sus respectivos pesos que se utilizaran en el proyecto general, además se debe tener en cuenta el tipo de edificación para asignar el peso por uso.

2.2. Cargas por peso propio

Esta carga se establece de acuerdo a la planificación y cuál es la pretensión del uso de materiales que tendrá influencia directa en el elemento estructural, este tipo de carga se fundamenta en la hojas técnicas del material respectivo y estos pueden ser de material en la cubierta, peso del acero estructural de acuerdo a la sección en sus diferentes niveles del edificio, carga por las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, carga por los materiales de acabado en los contrapisos y entrepisos, además de las asignaciones de carga por diferentes solicitaciones que puede presentarse según sea el caso del proyecto

2.3. Materiales en cubierta

Para la cubierta se puede utilizar diferentes materiales existentes en el mercado que será de acuerdo a la planificación arquitectónica y solicitaciones de economía y durabilidad referidas por el propietario, en proyectos estructurales similares en la ciudad se utiliza: placas de cubierta de asbesto, placas de aleaciones metálicas conocidas como galvalume, placas de lámina delgada de zinc, entre otras no comunes.

Para el proyecto se prevé la utilización de galvalume como indica la siguiente descripción.

SOLICITACIONES VARIAS

1.- Se prevé la utilización de placas de galvalume de KUBIEC - CONDUIT				
Denominación / nombre	Nm =	Kubimil	s.u	
Espesor	e =	0,40	mm	
Separación recomendada	S =	1,40	m	
Ancho útil	An =	1,03	m	

Peso propio	Pp =	3,72	kg / m ²
2.- La longitud de las placas serán variables y de acuerdo a la disposición de las correas			
3.- Se deberá considerar instalaciones eléctricas e hidrosanitarias			
4.- Por adecuaciones futuras se puede considerar cielo raso			
5.- Los traslpos de la placa de cubierta será de acuerdo a lo establecido por el fabricante			

2.4. Carga para la correa de cubierta

La distribución y espaciamiento entre correas de cubierta determinara la magnitud de las cargas asignadas, donde la influencia será directa debido a las cargas ambientales, considerándolo de esa forma se puede estimar la sección necesaria y por ende el modulo resistente requerido para soportar las cargas en la misma, para lo cual se puede considerar los siguientes parámetros:

Área de aportación $A_a = m^2$

Longitud de correa $L = m$

Peso muerto $D = kg/m$

Carga viva $L = kg/m^2$

Carga de viento $S = kg/m^2$

2.5. Mampostería externa

La carga por la mampostería planificada es de acuerdo a lo especificado por la normativa utilizada en el País que es la NEC SE CG que describe pesos unitarios como muestra la figura 5.1 para cada material específico, en este caso hemos extraído parte de la descripción debido a que son los que se utilizaran en el proyecto.

Material	Peso Unitario kN/m ³
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5

D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20.0
Cemento compuesto cal y arena	18.0

Figura 2.1: Tabla de pesos unitarios (extraído de la NEC CG).

2.6. Carga Viva

Las asignaciones para entrepiso y contra piso en caso de existir, se considera una carga de 4.6kn/m^2 según la norma NEC-SE-CG, que es la magnitud de carga utilizada para almacenamiento y bodegaje, además de estas se debería estimar la metodología de gestión dentro de la edificación, es decir si se prevé la utilización de montacargas u otros equipos mecánicos para el manejo y traslado de productos dentro de la nave, para las cubiertas se asigna cargas de 0.7kn/m^2 que se considera para mantenimiento futuro y debido al montaje a la hora de construir como lo establece la NEC-SE-CG.

2.7. Carga Ambientales

Se refiere a la fuerza que proviene de un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece la normativa respectiva (NEC SE DS). Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el que proporciona en capítulo 6 de la mencionada norma.

2.8. Análisis sismo-resistente

Para el respectivo análisis estático se procederá de acuerdo a las disposiciones establecidas en la normativa Ecuatoriana vigente NEC SE DS (Diseño sismo – resistente), donde considera diferentes parámetros que depende de la localización del proyecto, de la geología local y de otras diferentes características generales del mismo, los cuales serán clarificadas y seleccionadas en el presente capítulo.

2.8.1. Factor Z

Para la determinación del valor de la aceleración sísmica de diseño, se ha utilizado el mapa para diseño sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. De este modo, el valor del coeficiente sísmico recomendado para el área de estudio que pertenece a la zona sísmica II es $Z = 0.25g$ que representa una amenaza sísmica alta.

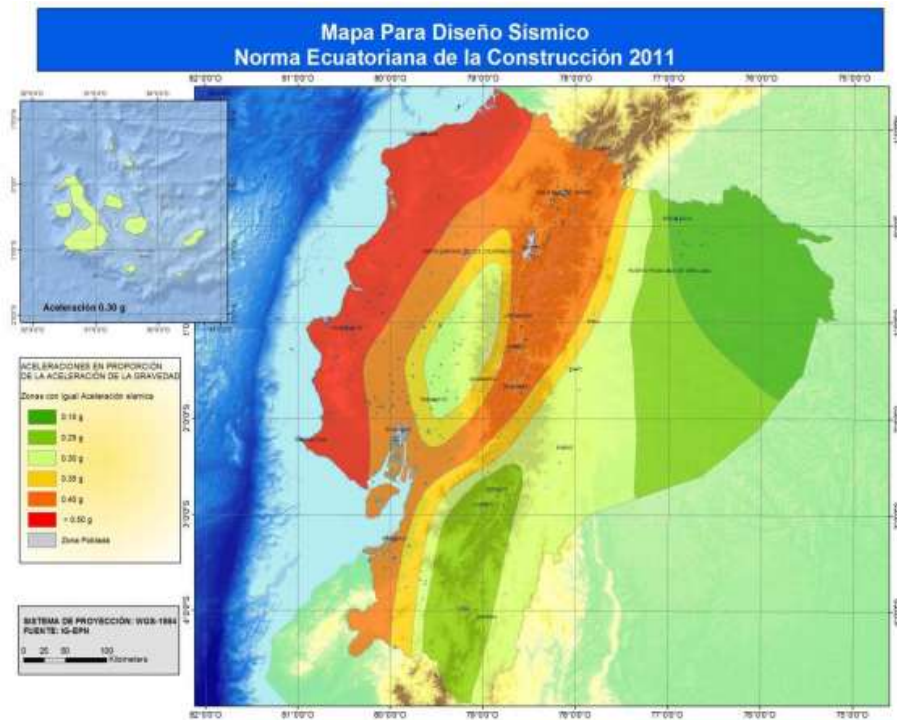


Figura 2.2: Mapa para diseño sísmico (NEC SE DS).

Caracterización de la amenaza sísmica por zonas.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

2.8.2. Geología local

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Figura 1.3, obtenida de la normativa NEC SE DS. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 de la normativa (NEC SE DS) y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Figura 2.3: Tabla 2 de la clasificación de los perfiles de suelo según NEC SE DS.

2.8.3. Coeficientes f_a , f_d , f_s y otros requeridos

Para cada tipo de perfil del suelo, asociado con la zona sísmica de implantación de la estructura, se plantean los siguientes coeficientes de perfil del suelo F_a , F_d y F_s .

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

En la Tabla 3 se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura 2.4: Tabla 3 de tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la Tabla 4 de la NES SE DS se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 2.5: Tabla tipo de suelo y Factores de sitio F_d extraído de NEC SE DS

F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 5 (NEC SE DS) se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 2.6: Tabla de tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s extraído de la NEC SE DG

2.8.4. Carga sísmica reactiva

Acogido a la normativa Ecuatoriana y de este código, W representa la carga reactiva por sismo que independientemente del método de análisis será igual a la carga muerta total de la estructura. En casos especiales de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

$$W = D$$

$$W = D + 0.25L.$$

2.8.5. Período fundamental.

El período de vibración aproximativo de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación. El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del

período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T permite determinar el valor Sa del espectro en aceleraciones mediante el gráfico expuesto en la sección 5.7.1.6

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T = Período de vibración

Para la determinación del periodo de vibración se utilizara coeficientes necesarios que se muestran en la siguiente grafica extraída de NEC SE DG

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 2.7: Coeficiente para cálculo de T extraído de la NEC SE DS

Las formulas a continuación establecen los diferentes periodos en los que se Limita el espectro de respuesta

$$T_o = 0,10 . F_s . \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 . F_s . \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2,4 . F_d$$

Expresiones para obtener los diferentes periodos y establecer el periodo fundamental que se puede obtener con la ayuda de programas de cálculo y análisis estructural como SAP 2000, también de forma estática con la siguiente expresión descrita en la NEC SE DS.

2.8.6. Espectro de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones **S_a**, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 5.8, depende factores como:

El factor de zona sísmica Z.

El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a, F_d, F_s

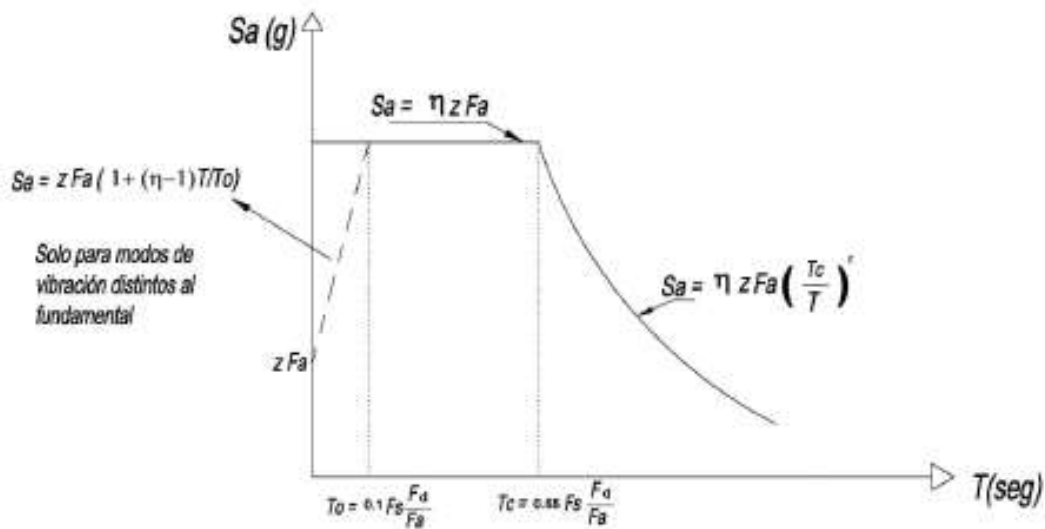


Figura 2.8: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$$S_a = Z \cdot F_a \left[1 + (\eta - 1) \cdot \frac{T}{T_o} \right] \quad T < T_o$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad T_o \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c$$

Las expresiones mostradas permiten establecer el espectro sísmico de respuesta en función del período fundamental obtenido con expresiones descritas en la normativa o con la ayuda de paquetes informáticos.

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_C = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_L = Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

2.8.7. Factores de: importancia, de planta y elevación

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

De acuerdo a la clasificación según su tipo de uso, destino e importancia de la estructura, se ha determinado el valor del coeficiente de importancia según las categorías Estructurales que presenta la norma NEC-SE-DS indicado.

$$I = 1.00 \quad \text{s.u.}$$

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 2.9: Tabla de importancia de la estructura extraído de la NEC SE DS

Configuración estructural de regularidad Planta / elevación

Para la obtención del córtate basal la normativa indicada establece la obtención de coeficientes de afección (Coeficientes: ϕ_e , ϕ_p) a la expresión que caracteriza la mención, que están fundamentadas de acuerdo a la planificación arquitectónica y se rige por la geometría de la planta arquitectónica y del mismo modo en la elevación desde el punto de vista de la regularidad en la siguiente forma:

Regularidad:

$$\phi_e = 1$$

$$\phi_p = 1$$

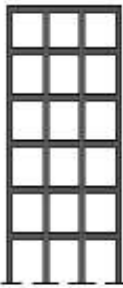

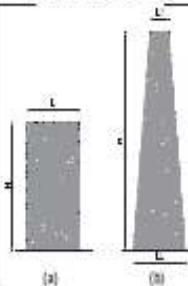
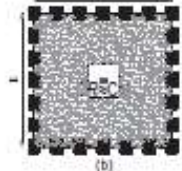
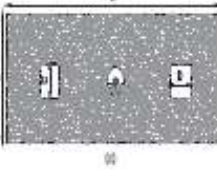
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_e=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{e1}=1$</p> 	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{p1}=1$</p> 
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{e2}=1$</p> 	 

Figura 2.10: Tabla de configuraciones estructurales extraído de la NEC

Irregularidad:

Los coeficientes de regularidad tanto de planta ϕ_p como el de elevación ϕ_e lo especifica el siguiente extracto de la normativa correspondiente utilizada en este estudio para la que se ha seleccionado como sigue:

$$\phi_e = 0.90$$

$$\phi_p = 0.90$$

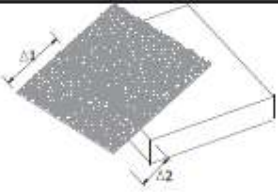

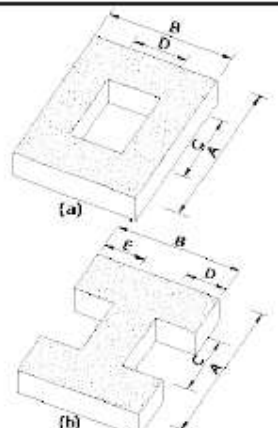
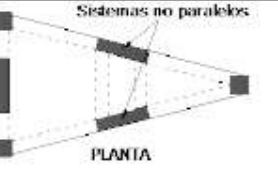
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 2.11: Tabla de configuraciones estructurales extraído de la NEC

2.8.8. Cortante Basal

Se denomina como el cortante basal de diseño y se lo define como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción

del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

Esta fuerza se genera en función de las cargas últimas, aplicando en una estructura en una dirección especificada y se determina por la expresión siguiente:

$$V = \frac{I \cdot Sa(ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W$$

Sa = Espectro de diseño de respuesta en aceleración

I = Factor de importancia del edificio

ϕ_p , ϕ_e = Coeficientes de configuración de planta y elevación

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal total de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Período fundamental de vibración

2.8.9. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas horizontales.

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración Ta.

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

$$F_x = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum^n w_i \cdot h_i} \cdot V$$

Dónde:

V = Cortante total en la base de la estructura

Vx = Cortante total en el piso x de la estructura

Fi = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

N = Número de pisos de la estructura

W_x = Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

W_i = Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x = Altura del piso x de la estructura

h_i = Altura del piso i de la estructura

k = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Para los valores de k se toma como lo establece la normativa NEC SE DS

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Estimación de cortante basal

Se asume parámetros de acuerdo al tipo de suelo y diferentes consideraciones descritas en la norma mostrada en la siguiente tabla como aporte de hoja electrónica:

CALCULO DE CORTANTE BASAL				NORMA: NEC SE DS (15)
Parámetro	VARIABLE	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de Importancia del Edif.	$I =$	1,00	s/u	Tabla 6: Destino del Edificio
Factor de Reducción de Respuesta	$R =$	6,00	s/u	Tabla 16: Sis.Estr ductib Limit
Zonificación sísmica	Zona =	II	s.u	Sierra, Esmeraldas, Galápagos
Factor (Z) Peligro Sísmico	$Z =$	0,25	s.u	Tabla 1: Valores de Z
Coef. De amplificación espectral	$\eta =$	2,48	s.u	Prov. Sierra- Esmeral - Galap
Fac. asociado al periodo de retorno	$r =$	1,00	s.u	Para todos los suelos
Geología Local Tipo de Suelo	Tip =	C	s.u	Tabla 2 : Perfiles de Suelo
Altura Max de la edificación	$h_n =$	9,00	m	Altura total
Coef. Amplif. en Zona Periodo corto	$F_a =$	1,30	s.u	Tabla 3: Factor de Sitio

Coef..Amplif. Espectro Elástico	Fd =	1,28	s.u	Tabla 4: Factor de Sitio
Coef. De Comportam no Lineal	Fs =	0,94	s.u	Tabla5:Fac_Comporta Inelast
Coefi. en función Tipo de Edificio	Cf =	0,072	s.u	P / Periodo Fund. pg= 70
Coefi. Para cálculo del periodo	α =	0,80	s.u	P / Periodo Fund. pg= 70
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p =	1,00	s/u	TABLA
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_E =	1,00	s/u	TABLA
Aceleración de la gravedad	g =	9,81	m/s2	
PERIODO NAT_DE VIBRACION	T =	0,53	seg.	Obtenida del Modelo
PERIODO VIB. Met.1 NEC	T =	0,418	seg.	NEC pg.62
PERIODO VIB. Met.2 NEC	T =	0,54	seg.	NEC pg.63
PER_FUNDAMENTAL (Cero)	T(0) =	0,00	seg.	Tiempo cero
PER_FUNDAMENTAL (L_Inf)	To =	0,09	seg.	Tiempo 1
PER_FUNDAMENTAL (Súper.)	Tc =	0,51	seg.	Tiempo 2
PER_FUNDAMENTAL (Máximo)	TL =	3,07		Tiempo limite
Carga Sísmica Reactiva	W =	111179,65	kg	W = D y/o + 0,25Li
Cargas por peso Propio	D =	111179,64	kg	Para aporte de masa
Espectro sísmico de Respuesta	Sa =	0,806	g	Fracción de la Gravedad
Porc. De peso para cortante	fac =	0,07	s.u	Aporte de masa
CORTANTE BASAL	V =	7915,62	Kg	

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

2.8.10. Carga por viento

Los parámetros asumidos para el cálculo fueron descritos en el capítulo anterior, el coeficiente de entorno se asume 1 considerando una exigencia del lugar de emplazamiento del proyecto la misma que localiza paralela al flujo de las aguas de una quebrada descrita en el documento.

El coeficiente de forma de acuerdo a la normativa utilizada en el documento especifica que para el barlovento se toma entre 0.3 a 0 y para el sotavento -0.6 como factor de reducción de la presión del viento.

Aporte de hoja electrónica (Ver Anexo)
$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

PRESION DEL VIENTO		P =	27,56	Kg/m2
DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNID.	OBSERVACION
Velocidad	Vv =	21,00	m/s	
Densidad	$\rho_v =$	1,25	kg/m3	
Coefic. Forma	Cf =	1,00	s/n	
Coefic. Entorno	Ce =	1,00	s/n	

2.8.11. Carga por granizo o lluvia.

Las cargas debido a la influencia del granizo o la lluvia no aplica en el presente proyecto por tratarse de una nave industrial con cubierta de placas de galvalume, con una pendiente del 25% por lo tanto no existe acumulación de agua en la superficie de cubierta.

2.8.12. Combinaciones de carga

Las configuraciones de combinaciones de carga mencionadas en apartados anteriores se configuran directamente en el programa de cálculo estructural SAP 2000 como se muestra en la figura 5.12, para lo cual se han considerado la influencia de cargas mencionadas en este capítulo, que hace referencia a la siguiente combinación:

Combinación 2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$

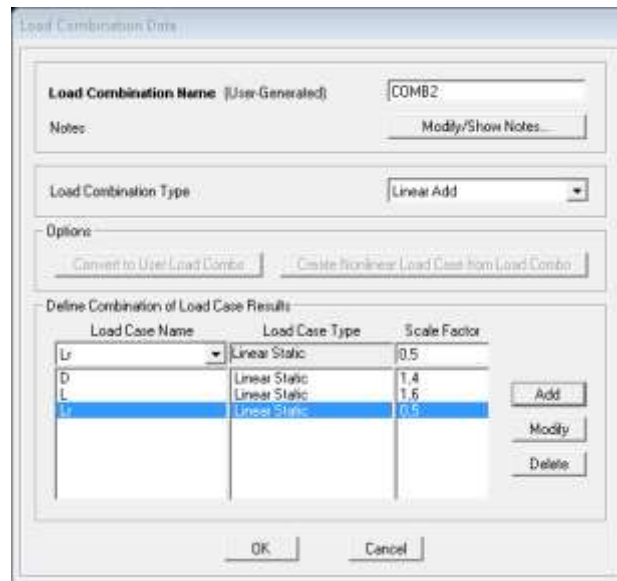


Figura 2.12: Combinaciones de carga en SAP2000.

2.9. Propuestas idealizadas de las naves industriales

El paquete tecnológico de ayuda (SAP 2000) para el modelamiento de los dos sistemas planteados solicita idealizaciones que deberán estar configurados de acuerdo a los ejes longitudinales o centros de gravedad de cada elemento conformante, para cual se lo realizo con la ayuda Autocad civil 3d, para que posteriormente se pueda exportar cada modelo idealizado, realizar sus respectivas asignaciones de material y sección, que luego de configuraciones necesarias en el programa este proceda al análisis respectivo.

2.9.1. Configuración estructural según las propuestas

Los modelos estructurales que recepta el programa de ayuda SAP 2000 se muestran a continuación en la figura 5.13 y 5.14 respectivamente.

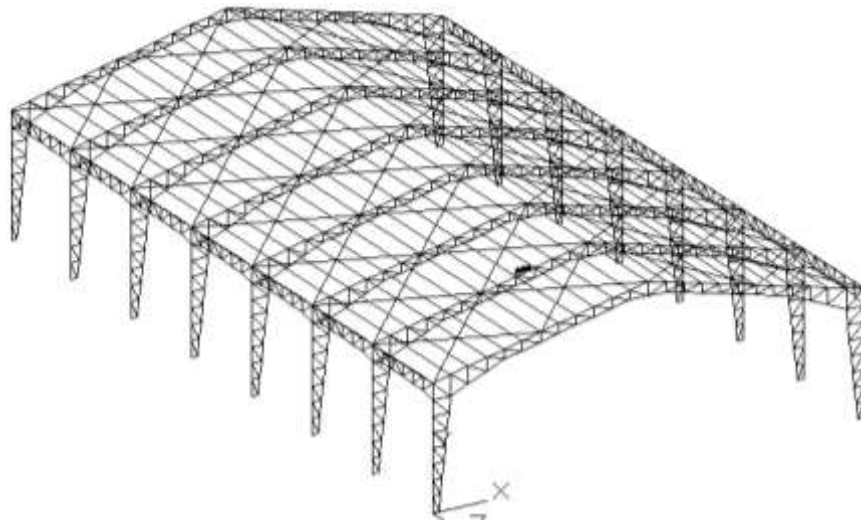


Figura 2.13: Propuesta idealizada para pórtico tipo cercha.

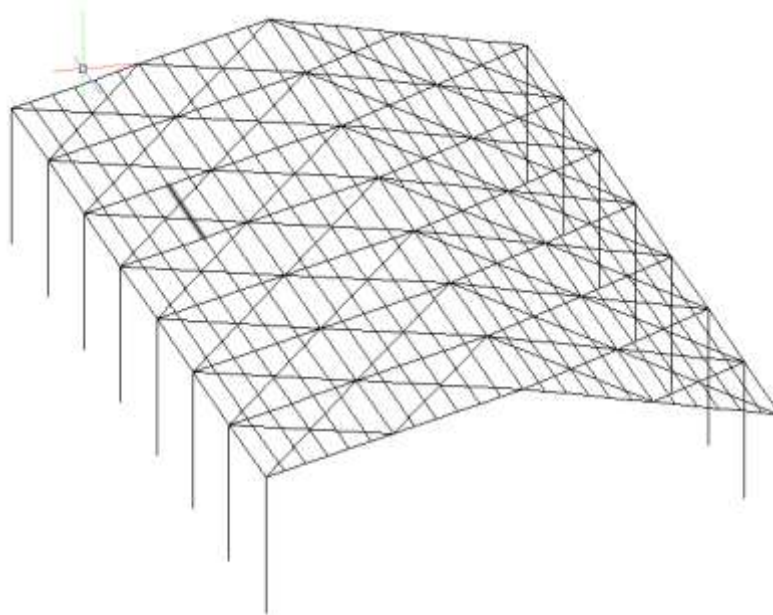


Figura 2.14: Propuesta idealizada con elementos IPN

2.9.2. Configuración estructural y Modelado de las dos propuestas en sap2000.

El programa de análisis estructural SAP2000 acepta configuraciones como el indicado en la figura 5.15, de acuerdo a las características técnicas del acero o del material propuesto para el diseño, para lo cual se debe conocer ciertas magnitudes que se describen a continuación:

1 ksi = 70.3070 kg/cm² Para la conversión de unidades de inglesas a SI

Límite de Fluencia $f_y = 36 \text{ ksi}$ $f_y = 2531.00 \text{ kg / cm}^2$

AISC:

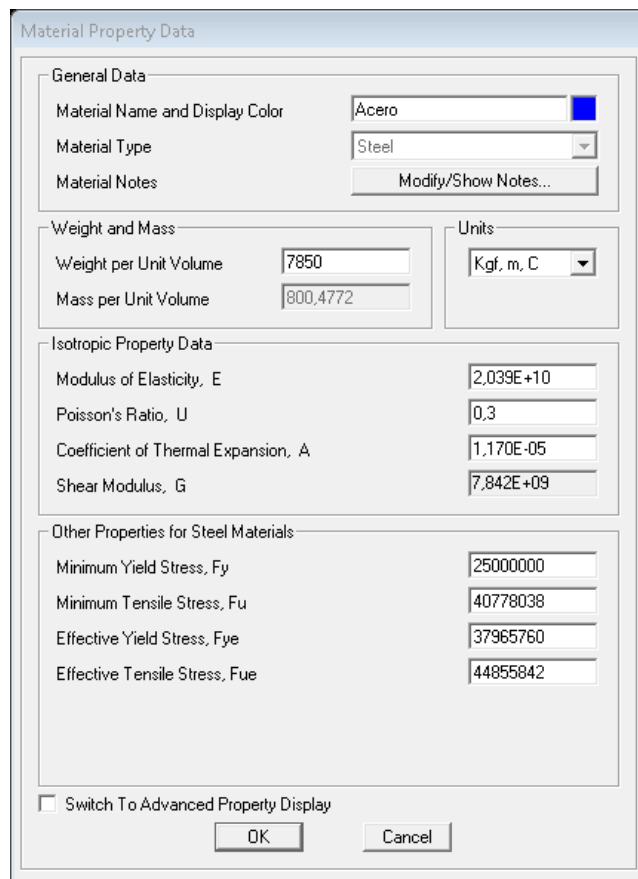
Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi}$ $E = 2039000 \text{ kg/ cm}^2$

Módulo de elasticidad Corte $G = 11200 \text{ ksi}$ $G = 787400 \text{ kg /cm}^2$

AISI:

Módulo de elasticidad $E = 29500 \text{ ksi}$ $E = 2074000 \text{ kg/ cm}^2$

Módulo de elasticidad Corte $G = 11300 \text{ ksi}$ $G = 796500 \text{ kg /cm}^2$



The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for the material 'Acero'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'Acero' (with a blue color swatch), Material Type is 'Steel', and there is a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 7850, Mass per Unit Volume is 800.4772, and Units are set to 'Kgf. m. C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 2.039E+10; Poisson's Ratio, U is 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A is 1.170E-05; Shear Modulus, G is 7.842E+09.
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy is 25000000; Minimum Tensile Stress, Fu is 40778038; Effective Yield Stress, Fye is 37965760; Effective Tensile Stress, Fue is 44855842.

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (which is unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 2.15: Configuración en SAP2000 del material ACERO

Para las diferentes propuestas se debe crear secciones correspondientes para cada elemento que conforma el pórtico Tipo cercha y Tipo IPN respectivamente como los descritos en los párrafos siguientes.

Pórtico tipo cercha

Este tipo de pórtico está conformado por elementos o perfiles conformados en frío en las que las propiedades del acero se muestran configuradas en el párrafo anterior, de igual manera las secciones correspondientes para el modelamiento de la cercha se lo debe crear o configurar en el programa de ayuda (SAP 2000)(Figura 1.20) los mismos que serán asignados de acuerdo a lo planificado. Para la asignación de elementos en el pórtico principal se ha configurado algunos tipos de perfiles adoptando un criterio de la experiencia de director de esta obra (Figura 5.16).

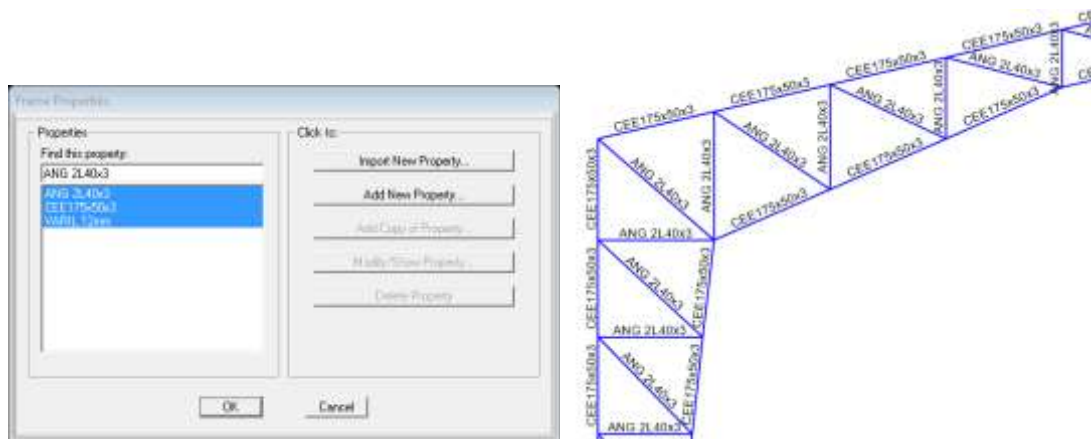


Figura 2.16: Creación y asignación de Secciones

Complementando con la configuración estructural para las correas portantes de la cubierta se asignó 1GEE200x50x15x3, además de elementos rigidizadores transversales que son varillas de 12mm (VARIL 12mm) creadas como sección que indica la figura anterior, y dibujadas en color rojo que muestra la figura 5.17 a y b, estos rigidizadores longitudinales ofrecen estabilidad a la estructura.

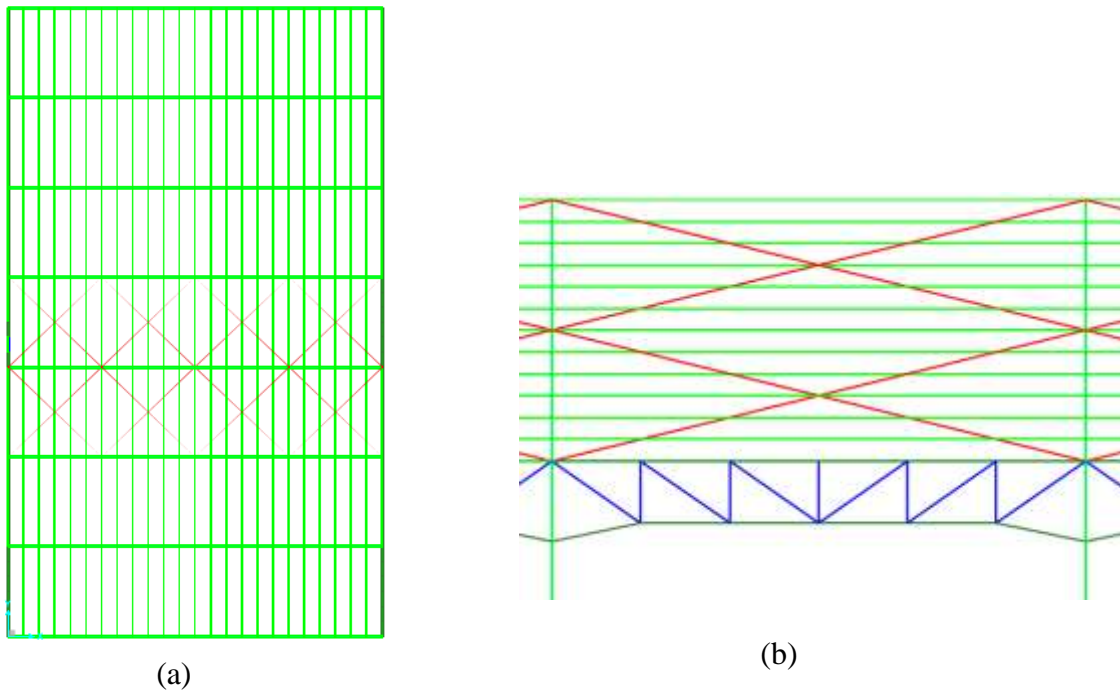


Figura 2.17: Vistas planta (a), Frontal (b) de la configuración estructural en SAP2000

Para la asignación de cargas se ha adecuado una configuración acorde a lo expuesto en literales anteriores con sus correspondiente tipología, y sus respectivas magnitudes serán de acuerdo a las especificaciones descritas en este capítulo la misma que también se debe configurar sus combinaciones respectivas para el análisis de las cerchas propuestas.

Esta correspondiente asignación de cargas así como de las combinaciones de las mismas serán las utilizadas para los dos planteamientos estructurales

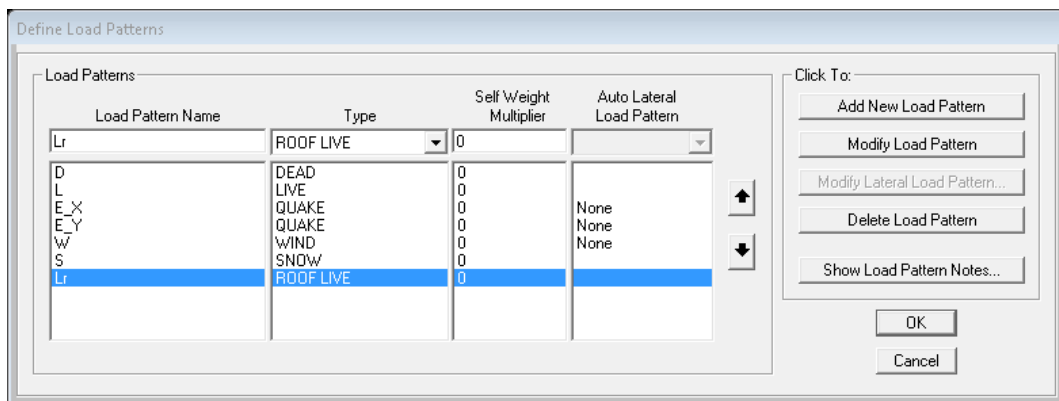
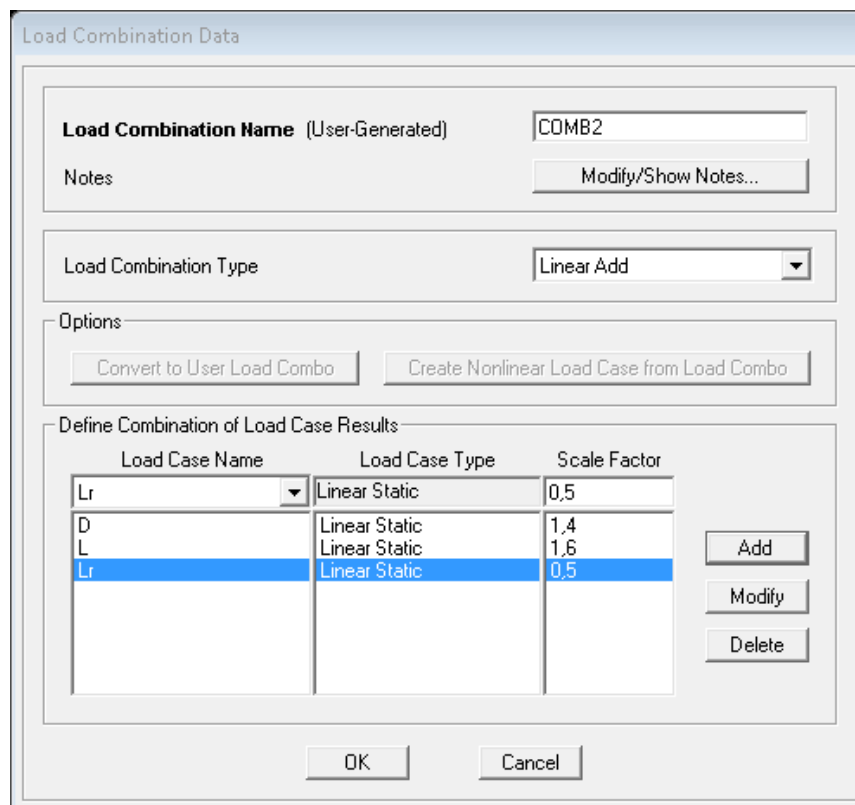


Figura 2.18: Definición de cargas

Dónde:

- D Carga permanente (Muerta)
- E Carga de sismo
- L Sobrecarga (carga viva)
- Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S Carga de granizo
- W Carga de viento



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Lr	Linear Static	0.5
D	Linear Static	1.4
L	Linear Static	1.6
Lr	Linear Static	0.5

Figura 2.19: Combinaciones de carga asignadas al programa.

2.10. Solicitaciones del Hormigón Armado

2.10.1. Factores de resistencia

Para el método de factor de resistencia de un miembro de la estructura, la resistencia final se determina con la interacción relacionada con las cargas últimas aplicadas en los requerimientos del proyecto. Estos valores de reducción de resistencia afectan a los

elementos estructurales considerando el tipo de estructura, el tipo de miembro estructural y el material de la estructura, para el concreto el factor ϕ es como sigue:

0,90	En flexión, tensión axial, y combinado flexión y tensión
0,75	En columnas con espirales
0,70	En columnas con estribos
0,85	En Corte y torsión
0,70	En miembros en compresión
0,65	Para otros miembros reforzados
0,55	En concreto Simple

Estos factores serán aplicados en las diferentes secciones de este apartado

2.10.2. Resistencia a la flexión.

Las vigas son elementos estructurales solicitados principalmente a flexión y por ello la necesidad de ajustar la resistencia a la flexión y corte, para simplificar el trabajo de diseño del elemento es necesario considerar a las otras acciones a la cual está sometida la viga a lo largo de su longitud.

Un elemento estructural viga está expuesta a la flexión como muestra la figura 2.32 debido a las cargas externas y en la cual al idealizar un corte de la porción izquierda de la viga y por condiciones de equilibrio que al seccionar el elemento se visualiza sus diferentes reacciones internas como Fuerza cortante (V) y Momento flector (M), además también se visualiza en la sección mostrada áreas respectivas que representan tracción (T) y compresión (C)

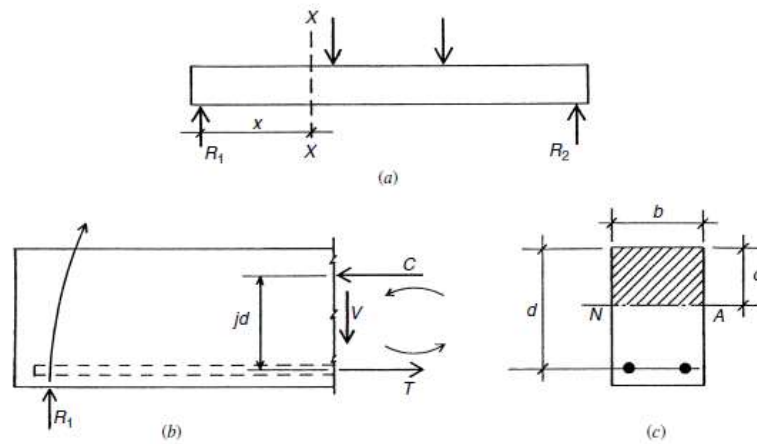


Figura 2.20: (a) *Viga cargada*, (b) *Porción cortada* (c) *Sección de corte*

Las fuerzas resultantes de flexión y de compresión resultado del análisis de una sección simplemente reforzada, donde se ha considerado que el esfuerzo en toda el área de la sección de la varilla de refuerzo es uniforme e igual al esfuerzo en el centroide del mismo y donde la sección sombreada del concreto se ve solicitado a compresión como muestra la figura 5.20

$$T = A_s \cdot F_y$$

$$C = 0.85 \cdot F'_c \cdot a \cdot b$$

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo

F_y = Límite de fluencia

T = Tracción de la sección

C = Compresión de la sección

F'_c = Resistencia del concreto

a = Peralte del esfuerzo rectangular equivalente

b = Ancho de la sección

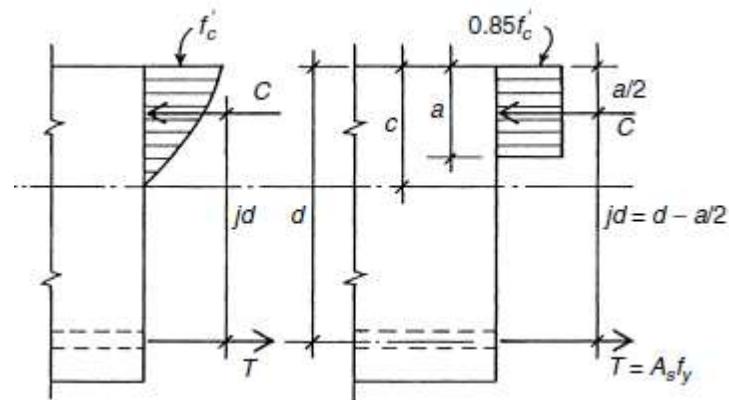


Figura 2.21: Sección de concreto simplemente reforzado alcanzando la resistencia a la flexión

Falla a tensión

Se genera cuando el contenido de acero en la sección es pequeño y por tanto el acero alcanza su resistencia última F_s antes de que el concreto alcance su capacidad de resistencia máxima

Por equilibrio se tiene que $C = T$ de las ecuaciones anteriores, y estimando respectivamente los momentos desde cada eje se tiene:

$$0,85 F'c \cdot ab = As \cdot Fy \quad \text{Despejando} \quad a = \frac{As \cdot Fy}{0,85 F'c \cdot b}$$

$$Mn = T(d-a/2)$$

$$Mn = As \cdot Fy(d - a / 2)$$

$$Mn = As \cdot Fy (d - 0.59)$$

$$Mn = As \cdot Fy \left(d - 0.59 \frac{As \cdot Fy}{F'c \cdot b} \right)$$

Si consideramos que:

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} \quad \text{y despejando} \quad As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$\phi Mn = Mu = \phi \rho b d^2 Fy \left(1 - 0.59 \frac{\rho \cdot Fy}{F'c} \right)$$

Falla a compresión

Se genera cuando el contenido de acero es grande y por ende el concreto alcanza su capacidad máxima antes de la cadencia del acero, en tal caso el eje neutro se traslada hacia abajo y por tanto aumenta la fuerza a compresión figura 4.52.

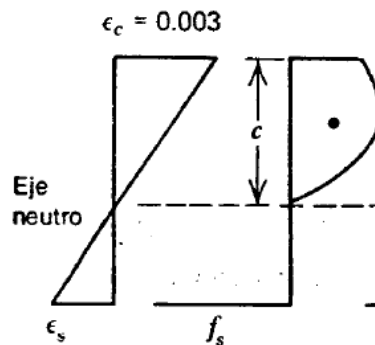


Figura 2.22: Deformación unitaria y esfuerzos reales

En el gráfico mostrado se puede determinar el esfuerzo del acero por relación de triángulos de la figura mostrada, mediante procedimientos matemáticos y por condiciones de equilibrio mencionadas encontrar la respectiva magnitud del μ como sigue:

$$\mu = C(d-a/2)$$

$$\mu = 0.85 \cdot F'_c \cdot a \cdot b (d - a / 2)$$

Falla a Balanceada

Para un buen diseño se debe plantear una propuesta en que la cuantía específica de acero alcance la resistencia de fluencia y simultáneamente el concreto alcance la deformación a la compresión en la fibra extrema de 0.003

Mediante artificios y procedimientos matemáticos, con las semejanzas y relaciones en los diagramas mostrados obtener una ecuación equivalente para la falla balanceada descrita a continuación:

Por equilibrio y consideraciones de varias finalmente se obtendrá:

Equilibrio: $C = T$ y respectivamente $0,85 \cdot F'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y = \rho b \cdot d \cdot F_y$

Cuantía balanceada

$$\rho b = 0,85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Momento ultimo

$$\phi Mn = Mu = \phi \rho b d^2 Fy (1 - 0,59 \frac{\rho \cdot Fy}{F'c})$$

Refuerzo mínimo a flexión

En vigas se coloca $\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14,5}{f_y} = \rho_{min} = 0,00333$

Que corresponde para acero de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ el que será aplicado a la fibra de tracción en el acero.

Refuerzo máximo a flexión

Se limita a una cuantía máxima con el 75% de cuantía balanceada la misma que dependerá de los tipos de materiales asumidos en el proyecto

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho b$$

Refuerzo efectivo a flexión

Para la determinación de la cuantía efectiva se fundamenta en diferentes parámetros propios de material y la sección del elemento

$$\rho = \frac{0,85 F'c}{Fy} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0,85 \phi b d^2 F'c}})$$

2.10.3. Resistencia al Corte

Las fallas por cortante de las vigas de concreto reforzado son muy diferentes de las fallas por flexión. Las fallas por cortante ocurren repentinamente, sin previo aviso. Por tanto, las vigas se diseñan para fallar por flexión bajo cargas que son considerablemente menores a aquellas que causarían las fallas por cortante.

Por consecuencia, esos miembros fallan dúctilmente. Pueden agrietarse y sufrir grandes deflexiones si se sobrecargan, pero no se desploman como lo harían si la falla por cortante fuese posible.

Como la resistencia a tensión del concreto es menor que su resistencia al corte, el concreto fallará por tensión antes de que se alcance su resistencia al cortante.

En la figura a continuación se muestra una analogía de la armadura con su agrietamiento por cortante.

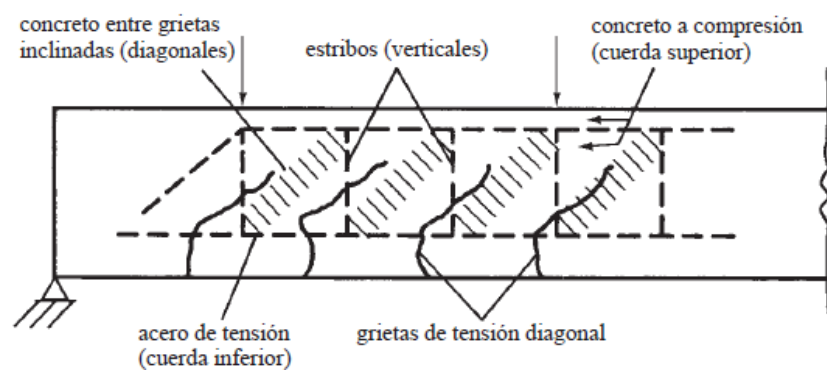


Figura 2.23: Detalles característicos de viga

Diseño por Cortante

La fuerza cortante máxima debe cumplir $V_u < \phi V_n$ donde se considerara ϕ es 0,75 y V_n es la resistencia nominal por cortante.

El valor de ϕV_n se puede descomponer debido a la resistencia del concreto y por resistencia por cortante de diseño del refuerzo por cortante así:

$$\phi V_n = V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Despejando} \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

Dónde:

V_c = resistencia del concreto

V_s = Resistencia por el refuerzo por cortante

Los estribos cumplen la función de minimizar las grietas por tensión diagonal.

La resistencia nominal por cortante V_s de los estribos que cruzan la grieta puede calcularse con la expresión a continuación donde n es el número de estribos que cruzan la grieta y A_v es el área del acero del estribo.

$$V_s = A_v \cdot F_y \cdot n$$

Suponiendo que la proyección horizontal de la grieta es igual a la altura d y considerando S como el espaciamiento de los estribos, como indica la figura 8.23, el número de estribos se calcularía así: $n = d / S$ reemplazando esto en lo anterior se tendría:

$$V_s = A_v \cdot F_y \cdot d / S \quad \text{despejando} \quad S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s} \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

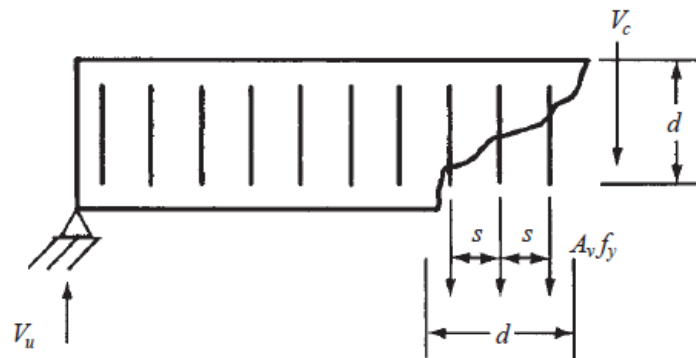


Figura 2.24: Descripción gráfica

Refuerzo mínimo por Cortante

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > 0.5\phi V_c$

$$\text{Cuantía mínima de refuerzo: } A_v \geq 3.5 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Refuerzo mínimo por Torsión

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para torsión en todas las secciones donde:

En función del Torsor de cálculo T_u

En vigas:

$$\text{Si } T_u \leq \phi (0.13\sqrt{f'_c}) \sum x^2 y$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Si $T_u > \emptyset (0.13\sqrt{f'_c}) \Sigma x^2y$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c} b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2.5 C_t \cdot \frac{T_u}{V_u}\right)^2}}$$

En

losas:

$$V_c = 0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u} \cdot b_w \cdot d \leq 0.93\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Refuerzo máximo: Si $V_s > 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, se emite el mensaje de error indicando que el estriado es excesivo.

Separación entre estribos: se limita al menor valor de $d/2$ y $60cm$.

Si además $V_s > 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, se reducen las anteriores ecuaciones a la mitad.

2.10.4. Anclaje y longitud de desarrollo

Anclaje

Una hipótesis básica en el diseño de concreto reforzado es que no debe existir ningún deslizamiento de las varillas con relación al concreto circundante, es decir que el concreto y el acero deben permanecer adheridos.

Cuanto más corta sea la separación entre las varillas y menor sea el recubrimiento, más delgado será el cilindro de concreto alrededor de cada varilla y más probable será una falla debido a la ruptura de la adherencia como muestra la figura 5.23

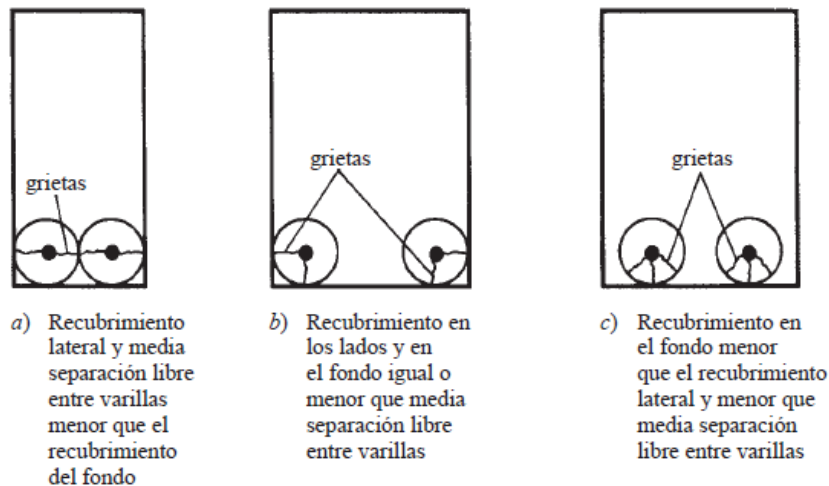


Figura 2.25: Diferentes tipos de fallas por adherencia

Longitud de desarrollo

Este análisis hace referencia a vigas con voladizo debido que si la varilla no se prolonga hacia el lado opuesto del voladizo esta fallaría

La longitud de desarrollo básica en tracción es:

$$l_{db} = \frac{0.8}{6.6} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot db \quad \text{Si } db \leq 18mm$$

$$l_{db} = \frac{1}{6.6} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot db \quad \text{Si } db > 18mm$$

Se tomará $C_r = 1$ para armadura inferior de vigas y losas, así como en losas y vigas de canto útil $d > 30$ para la armadura superior.

Para armadura superior de losas y vigas cuyo canto útil d sea mayor que $30cm$, $C_r = 1.3$, se aplicará siempre la reducción en función de la armadura necesaria por cálculo/armadura real colocada.

En ningún caso será menor que el mayor de los valores (30cm):

$$0.113 d \cdot b \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

Para pilares, l_{db} vale:

$$l_{ab} = 0.075 db \cdot \frac{f_y}{f'_c} \geq 0.0043 db \cdot f_y \geq 20cm$$

En los extremos, para la determinación en gancho a 90°.

$$l_{ab} = 318 \frac{db}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{f_y}{4200} \geq 8db \text{ ó } 15cm$$

2.10.5. Cimentaciones en sitio.

La cimentación es un conjunto de elementos estructurales sobre el cual descansara la superestructura, su función es transmitir las cargas al suelo de apoyo con las consideraciones de que no debe exceder la capacidad permisible del terreno. En todos los terrenos de acuerdo a su variación y tipología se debe verificar:

El asentamiento total de la estructura debe ser de magnitud pequeña e invisible

Los asentamientos diferenciales entre los elementos tengan valor mínimo.

En zonas sísmicas se recomienda unir las zapatas aisladas mediante vigas de arriostramiento.

En las diferentes construcciones se puede optar por distintos tipos de cimentación, para el presente estudio se ha seleccionado las zapatas aisladas figura 5.26

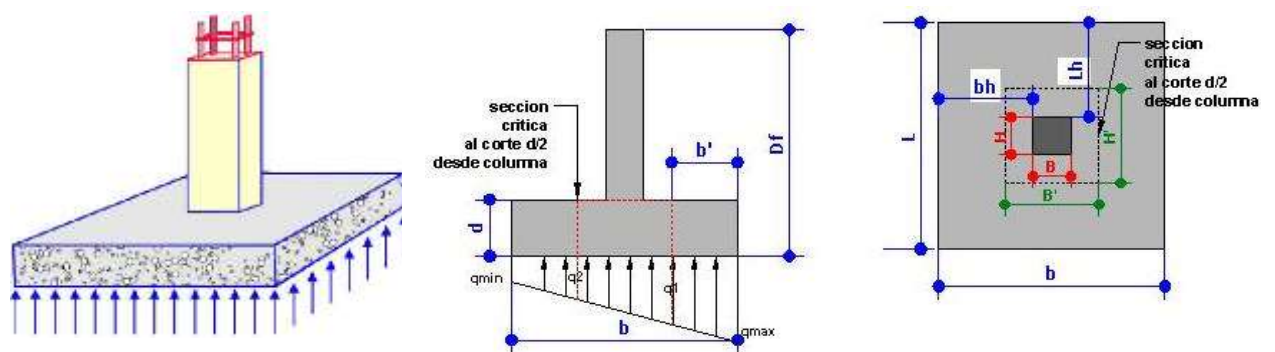


Figura 2.26: Vista generalizada de Zapata

Calculo de las excentricidades

Estos valores tienen gran influencia por su punto de aplicación de la carga para lo cual se considera las siguientes expresiones

$$e = \frac{Mx}{P} \quad e = \frac{My}{P}$$

Calculo del Esfuerzo Max del suelo

La reacción del suelo portante está directamente en función del área de la cimentación en contacto con el suelo, de la carga atribuida al mismo y de las excentricidades, esta reacción del suelo facilita la obtención de requerimientos necesarios para la estimación del refuerzo en la zapata y se calcula con la expresión mostrada:

$$q_{max} = \frac{P}{b \cdot L} \left(1 + \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{L} \right)$$

Resistencia al corte

La carga que asume la columna de la zapata aislada, genera diferentes solicitaciones en el dado de la zapata, para lo que se debe garantizar la resistencia al corte, para esto se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Calculo de cortante } Vu = \left(\frac{q_{max} + q_1}{2} \right) (L * b')$$

Resistencia por punzonamiento

El punzonamiento es un esfuerzo producido por tracciones en una pieza debidas a los esfuerzos tangenciales originados por una carga localizada en una superficie de un elemento bidireccional de hormigón, estos esfuerzos están alrededor de su soporte como una columna en el caso losas, o a la vez esta superficie soporta la carga transmitida por la columna como en el caso de zapatas.

$$\text{Calculo del esfuerzo } \vartheta u = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$\text{Calculo del esfuerzo del concreto } \vartheta u = 0.53 \sqrt{f'c}$$

En losas y ábacos macizos de reticulares se calcula la tensión tangencial.

$$\tau_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Para que no sea preciso reforzar con armadura transversal se ha de verificar que:

$$\tau_u \leq v_c = 1.1\sqrt{f'_c}$$

Si se supera ese valor, la contribución del hormigón a resistir cortante se reduce a $v_c = 0.5\sqrt{f'_c}$

Se calcula la armadura de refuerzo:

$$\frac{A_y}{s} = \frac{(\tau_u \cdot b_o \cdot d) - (0.5\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d)}{\phi} \cdot \frac{1}{f_y \cdot d}$$

Siendo b_o la longitud unitaria en una sección paralela a los bordes de apoyo situada a una distancia igual a $d/2$. En ningún caso τ_u puede superar el valor $1.6\sqrt{f'_c}$.

2.11. Solicitaciones necesarias del acero AISC

2.11.1. Diseño de miembros a flexión.

Generalmente las vigas son elementos estructurales que resisten Flexión como principal sollicitación, pero ocasionalmente también pueden estar expuestos a esfuerzos axiales, de corte o de torsión dependiendo de la configuración estructural a la que está expuesta. Las vigas se clasifican estructuralmente según: Su ubicación en la edificación, La forma de su sección transversal, el tipo de flexión, calidad de los aceros entre otras, y de acuerdo a esta clasificación se puede priorizar a cada elemento viga.

Secciones usuales en acero

Las secciones conocidas y usualmente utilizadas en el medio son:

Doble T de alas inclinadas
Doble T de alas paralelas
Doble T de alas anchas
Canales dobles
Sección T

Secciones tubulares
Secciones Armadas

Según la dirección de las cargas exteriores en relación con los ejes principales (X y Y) de inercia de una sección, la flexión puede clasificarse en:

Flexión normal

Flexión Biaxial u oblicua

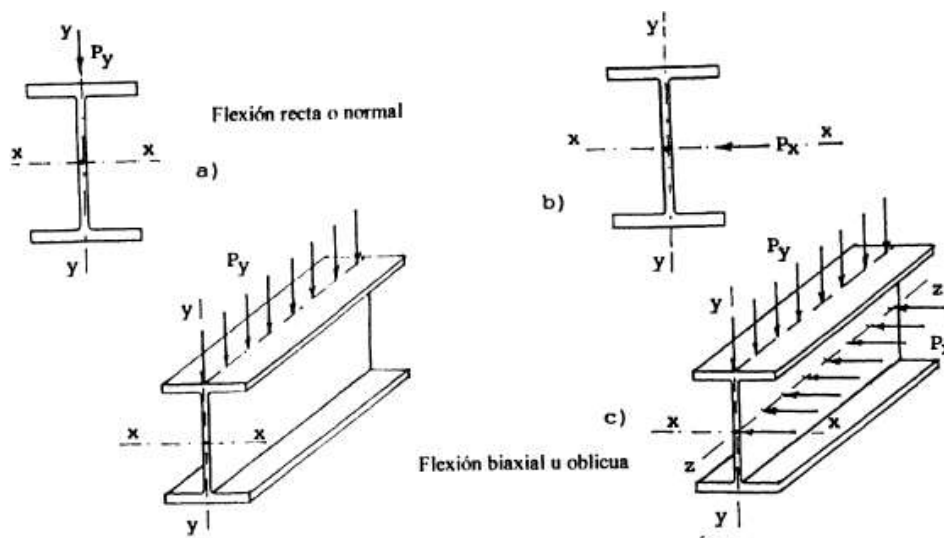


Figura 2.27: Flexión normal y oblicua

Para las solicitaciones mencionadas el perfil para materializarlas es el doble T (IPN) por el diseño característico que posee en la cual en las alas se concentran la mayor cantidad de material que resiste a la flexión.

Los momentos flectores producen curvatura en el eje de la viga Figura 5.61 donde se visualiza que el esfuerzo máximo a la compresión se concentra en el borde superior, y de igual forma el esfuerzo máximo a la tracción concentrada en el borde inferior, entonces en cualquier fibra de la sección el esfuerzo se obtiene de la relación elemental de la flexión:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M}{S}$$

Dónde: $S = \frac{I}{c}$

En la que “c” representa la distancia del eje neutro a la fibra más alejada o en estudio que en secciones simétricas será la altura total para dos

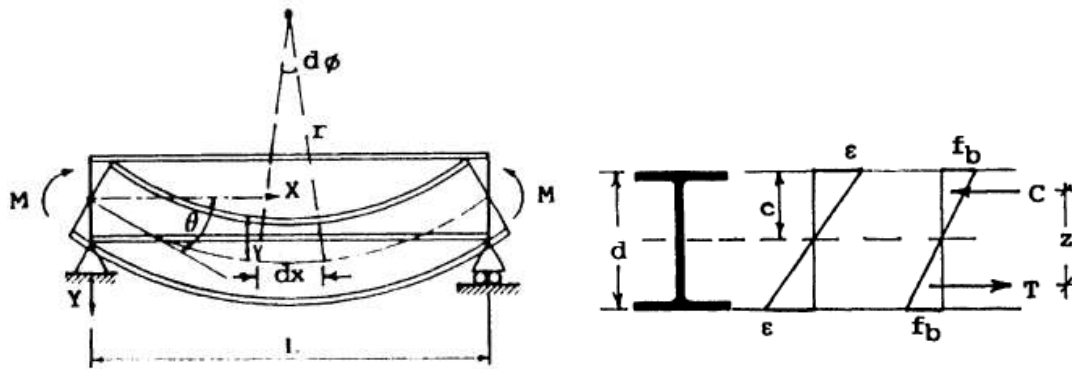


Figura 2.28: Deflexión y sección característica

Al generar diferente tipología de diseño con este tipo de vigas se debe resguardar criterios de esbeltez máxima de sus elementos para evitar el pandeo local, así como el pandeo lateral a falta de rigidizadores evitando el pandeo lateral torsional, adicionalmente a esto debemos cumplir condones de deflexión o flecha máxima admitida bajo condiciones de carga de servicio y así lograr objetivos óptimos para la conservación y durabilidad de los edificios.

El resultado de una gran magnitud de la deflexión se le atribuye a la falta de rigidez estructural y las posibles vibraciones que sucede bajo la acción de las cargas externas, donde estos anómalos generan efectos psicológicos negativos en los ocupantes por ello la necesidad de controlar las flechas o deflexiones.

La norma ACI limita la deflexión por diferentes condiciones como lo muestra la figura 5.29 a continuación.

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$t/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$t/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$t/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$t/240^{[4]}$

Figura 2.29: Tabla de las deflexiones extraída del ACI -14

Resistencia a la flexión de la sección

La resistencia respectiva para miembros compactos con simetría doble según el método de diseño como:

La resistencia de diseño en flexión $\Phi_b \cdot M_n$

La resistencia admisible en flexión $\frac{M_n}{\Omega_b}$

Se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva, en base a la capacidad de reserva inelástica o de acuerdo al método asumido según corresponda.

$$\Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$\Phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas, donde se considera que el pandeo local y pandeo lateral- torsional no estará presente en los elementos a flexión:

La resistencia nominal de flexión debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (Momento plástico)

$$Z_x = \frac{\phi_b \cdot M_n}{F_y}$$

Dónde:

F_y = Tensión de fluencia según acero ASTM A36 (2530 kg/cm²)

M_n = Momento nominal de fluencia (kg. Cm)

Z_x = Modulo resistente de la sección entorno al eje -x- (cm³)

2.11.2. Diseño de miembros en corte.

Se tratara de diseñar elementos afectados con esfuerzos al corte donde los miembros son de simetría doble, para lo cual se presentan dos métodos.

Según sea el caso que se asuma:

La resistencia de corte de diseño $\phi_v \cdot V_n$

La resistencia de corte admisible $\frac{V_n}{\Omega}$

Asumiendo las consideraciones del caso deben ser determinados con afecciones de los siguientes factores dados:

$\Omega_b = 1.67$ (ASD)

$\Phi_b = 0.90$ (LRFD)

Resistencia de corte

Aplica para elementos de simetría doble o simple (IPN) con almas atiesadas o no atiesadas que están solicitadas a corte en el plano del alma y su respectiva sección, y de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$A_w = \frac{\phi_b \cdot V_n}{0,6 \cdot F_y \cdot C_v}$$

Dónde:

A_w = Área de la sección (cm²)

V_n = Fuerza cortante nominal (Kg)

F_y = Tensión de fluencia según acero ASTM A36 (2530 kg/cm²)

C_v = Coeficiente de corte en función de altura-espesor (h/tw) generalmente asumido igual a 1

2.11.3. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas.

Las solicitaciones que se consideran a la que están expuestos los elementos que pueden ser verticales u horizontales son a carga axial y flexión que estará en torno a cada uno de sus dos ejes con o sin torsión.

Resistencia a Flexión y Compresión

La iteración correspondiente en flexión y compresión con simetría doble y simetría simple que están solicitados por flexión en cualquiera de su ejes de simetría X y/o Y debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

Cuando: $\frac{Pr}{Pc} > 0,2$

$$\frac{Pr}{Pc} + 0,89 \cdot \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) < 1,0$$

Cuando: $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$

$$\frac{Pr}{2 \cdot Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) < 1,0$$

Dónde:

Pr = Resistencia a la compresión axial requerida ($Pr = \phi \cdot Pn$)

Pc = Resistencia a la compresión disponible.

Mr = Resistencia a la de flexión requerida.

Mc = Resistencia a la de flexión Disponible.

Los subíndices x y y representan flexión entorno al eje respectivo.

2.11.4. Diseño de miembros a Tracción.

Resistencia en Tracción

Este apartado describe parámetros y formulaciones para el diseño de los miembros con solicitaciones a tracción causada por las fuerzas estáticas a lo largo de su eje longitudinal.

Considerando según sea el caso que se adopte para el diseño como:

La resistencia de corte de diseño $\phi_v \cdot Pn$

La resistencia de corte admisible $\frac{P_n}{\Omega}$

Se recomienda que el límite de relación de esbeltez en miembros sometidos a tensión en la que no corresponda a cables cumpla como mínimo $L/r < 300$ o considerando con lo siguiente:

Para miembros primarios solicitados a tensión _____ $L/r < 140$

Para miembros secundarios _____ $L/r < 240$

Los miembros analizados a tracción deben satisfacer los valores obtenidos de acuerdo a los estados de límite de fluencia en tracción donde se deberá considerar el área respectiva sea esta la sección bruta o la sección neta según sea el caso analizado, para lo cual se presenta la siguiente formulación:

$$P_n = A_n * F_y$$

$$\Phi_1 = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_1 = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Dónde:

A_g = Área bruta del miembro (cm²)

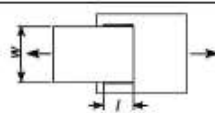
P_n = Fuerza axial nominal (kg)

F_y = Tensión de fluencia según acero ASTM A36 (2530 kg/cm²)

Para los miembros traccionados con o sin perforaciones, además están completamente conectados los miembros mediante soldaduras o miembros armados se deberá encontrar el área neta efectiva para lo cual debe satisfacer lo siguiente:

$$A_e = A_n \cdot U$$

Donde U es el factor de corte diferido y se determina de acuerdo al tipo de conexión que presente como lo muestra parte de la tabla D3.1 en el capítulo D de la norma AISC presentado en la figura 3.2

<p>Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.</p>	<p>$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$</p>	
--	--	---

l = longitud de conexión

w = ancho de la placa

2.11.5. Diseño de miembros a compresión

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

Esta sección se aplica a todos los miembros que se encuentran solicitados a compresión axial debido al efecto de las fuerzas externas y que esta aplicada en el eje centroidal, para lo cual como el presente documento se fundamenta en el código AISC en la que establece la aplicación de parámetros de reducción como sigue:

$$\Phi_1 = 0.90 \text{ (LRFD)}$$







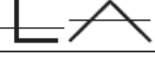

$$\Omega_1 = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Y por ende según sea el caso:

La resistencia de diseño en compresión $\phi_c P_n$

La resistencia admisible en compresión P_n / Ω_c

En la que deberán ser determinados considerando las secciones que muestra la tabla nota E1.1 en el capítulo E de la norma AISC y demás asignaciones

TABLA NOTA E1.1 Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Secciones asimétricas, distintas de ángulos simples	E4	FTB	E7	LB FTB

FB=pandeo por flexión, TB=pandeo torsional, FTB=pandeo flexotorsional, LB=pandeo local

Figura 2.30: Tabla Capítulo E de la norma AISC.

Para el miembro diseñado en solicitaciones solamente en compresión se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200

Para garantizar la no torsión por falta de arriostramiento en el caso de columnas se puede utilizar en estas formas de alas anchas o similares.

El factor de longitud efectiva K , para calcular la esbeltez del elemento $K.L / r$, se determinara de acuerdo a la figura 5.6 mostrada.

El límite de relación de esbeltez para miembros solicitados a compresión axial se recomienda mantener dentro de lo siguiente:

Para miembros primarios $KL/r < 120$

Para miembros secundarios $KL/r < 140$

Dónde:

K = factor de longitud efectiva

L = longitud sin soporte lateral o arriostramiento

r = Radio de giro de la sección



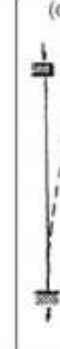

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K recomendado cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de los extremos	 Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre					

Figura 2.31: Factores de longitud de K

La resistencia de compresión nominal Pn deberá ser determinada basado en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Para lo cual la tensión de pandeo por flexión se determinara como sigue:

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

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

Dónde:

F_{cr} = Tensión Crítica

F_e = tensión elástico por pandeo

F_y = Tensión de fluencia según acero ASTM A36 (2530 kg/cm²)

E = Módulo de elasticidad del acero 29000 ksi (2039477 kg/cm²)

Consideraciones de la norma AISI capitulo C literal C4

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

La resistencia axial nominal P_n , se debe calcular considerando el método asumido para el cálculo además de los factores de resistencia de los mismos como sigue:

$$\Phi_c = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_c = 1,80 \text{ (ASD)}$$

$$P_n = A_e \cdot F_n \quad \text{y respectivamente} \quad A_e = \frac{\phi_c \cdot P_n}{F_n}$$

Dónde:

A_e = Área efectiva a la tensión

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad \text{Factores de esbeltez}$$

F_y = Tensión de fluencia según acero ASTM A36 (2530 kg/cm²)

F_e = la menor de las tensiones de pandeo elástico flexional que se aplica también para secciones NO sometidas al pandeo torsional ni al pandeo torsional flexional y se calcula como sigue:

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

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del acero 29000 ksi (2039477 kg/cm²)

K = factor de longitud efectiva

L = longitud sin soporte lateral o arriostramiento

r = Radio de giro de la sección

F_n = tensión nominal de pandeo que se calcula como:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

2.12. Uniones soldadas

2.12.1. Soldadura

En estas especificaciones, se aplican todas las disposiciones de la AWS D1.1, con ciertas adaptaciones asumidas por la norma AISC incluidas en apartado J2 de Soldaduras

Soldaduras a Tope.

Área Efectiva.

Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope igual a la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte o elemento más delgado conectado.

El espesor de la garganta efectiva en soldadura de tope corresponde como muestra la figura 5.32 como también depende del tipo de procesos, de la posición de la soldadura y de bisel adoptado para la unión enlace

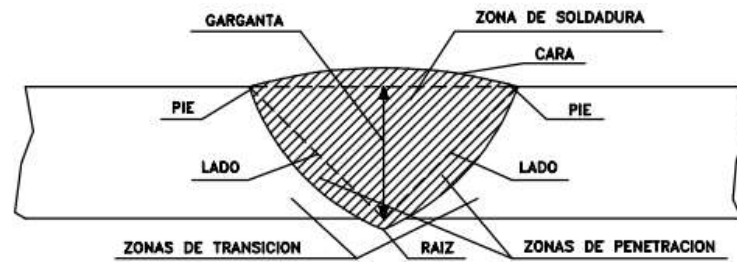


Figura 2.32: Sección característica de soldadura a tope

Los espesores mínimos de la garganta efectiva de las soldaduras a tope con junta de penetración parcial NO debe ser menor que el tamaño requerido para soportar las fuerzas aplicadas que muestra la figura 5.33 de la tabla J2.3 de la norma AISC, también se puede considerar que el tamaño de la garganta será igual a la parte más delgada de los dos elementos unidos si no está en la tabla.

TABLA J2.3 Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de material de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16
[a] Ver Tabla J2.1	

Figura 2.33: Tabla de espesor mínimo de garganta efectiva extraído de AISC

Soldaduras de filete

De igual manera que en el apartado anterior de soldadura a tope se considera el área efectiva de la soldadura que es igual a, longitud de soldadura multiplicada por la garganta efectiva.

Para estimar la magnitud de la garganta efectiva se puede asumir considerando el terminado final como muestra la figura 2.36 de AWS inspección de soldadura capítulo 3

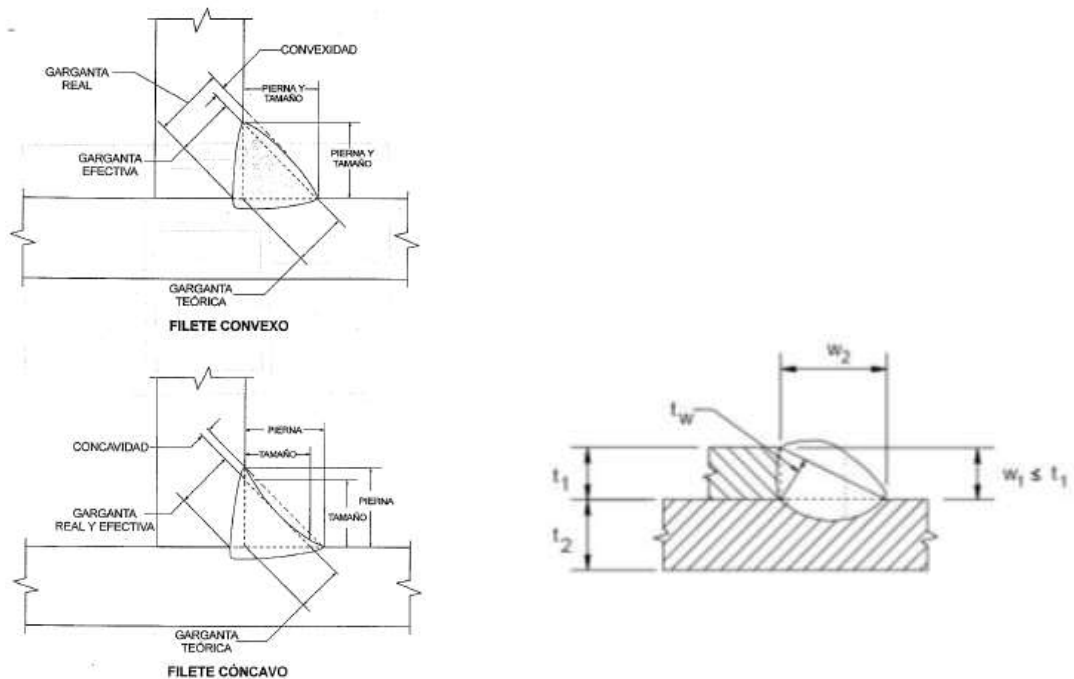


Figura 2.34: Soldadura a filete y su sección transversal

Los espesores mínimos de la garganta efectiva de las soldaduras a tope con junta de penetración parcial NO debe ser menor que el tamaño requerido para soportar las fuerzas aplicadas que muestra la figura de la tabla J2.4 de la norma AISC, también se puede considerar que el tamaño de la garganta será igual a la parte más delgada de los dos elementos unidos si no está en la tabla.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[1] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[1] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
 Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Figura 2.35: Tabla de espesor mínimo de garganta efectiva extraído de AISC

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas debe ser:

A lo largo de los bordes del material con espesores menor que 6mm NO será mayor que el espesor del material

A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6mm no mayor al espesor del material menos 2mm

Resistencia

Debe cumplir con las disposiciones asignadas según el tipo de diseño asumido y por ende las juntas soldadas deben ser el menor valor entre la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura:

La resistencia de diseño ϕP_n

La resistencia admisible P_n / Ω

Para cada material se asume:

Para el metal base $P_n = F_n \cdot A_b$

Para metal de soldadura $P_n = F_w \cdot A_w$

Dónde:

F_n = tensión nominal del metal base ASTM A36 (2530 kg/cm²)

F_w = Tensión nominal del metal de soldadura

A_b = Área de la sección transversal del metal base

A_w = Área efectiva de la soldadura

Para carga longitudinal en soldadura de filete

Sin olvidar que la resistencia ultima se ve afectada por $\Phi P_n = P_u$

Para $L/t < 25$:

$$P_n = \left(1 - \frac{0,01L}{t}\right) t L F_u$$

$\Phi=0,60$ (LRFD)

Para $L/t \geq 25$:

$P_n = 0,75 \cdot t \cdot L \cdot F_u$

$\Phi=0,55$ (LRFD)

Para carga transversal:

$$P_n = t * L * F_u$$

$$\Phi = 0,60 \text{ (LRFD)}$$

Dónde:

t = valor del espesor menor entre t1 ó t2

Además, para $t > 0,150$ in. (3,81 mm) la resistencia nominal determinada anteriormente no debe superar el siguiente valor de Pn:

$$P_n = 0,75 t_w L * F_u \Phi$$

$$\Phi = 0,60 \text{ (LRFD)}$$

Donde

Pn = Resistencia nominal al corte de una soldadura de Filete

L = Longitud de la soldadura de filete

t_w = Garganta efectiva = 0,707w₁ ó 0,707w₂, cualquiera sea el que resulte menor.

Estará permitida una mayor garganta efectiva si las mediciones muestran que con el procedimiento de soldadura a utilizar se obtienen mayores valores de t_w de manera consistente.

w₁ y w₂ = cantos de la soldadura Figuras 2.32 y 2.34.

3. CAPITULO: EVALUACION, COMPARACION Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LAS DOS PROPUESTAS

3.1. Evaluación y Comparación entre las propuestas

3.1.1. Modelo tipo cercha

El modelo definitivo para el análisis en SAP2000 de la propuesta, se muestra en figura 3.1 con las asignaciones y configuraciones indicadas en el capítulo anterior, del cual se extrae las características mencionadas a continuación para evaluar la misma:

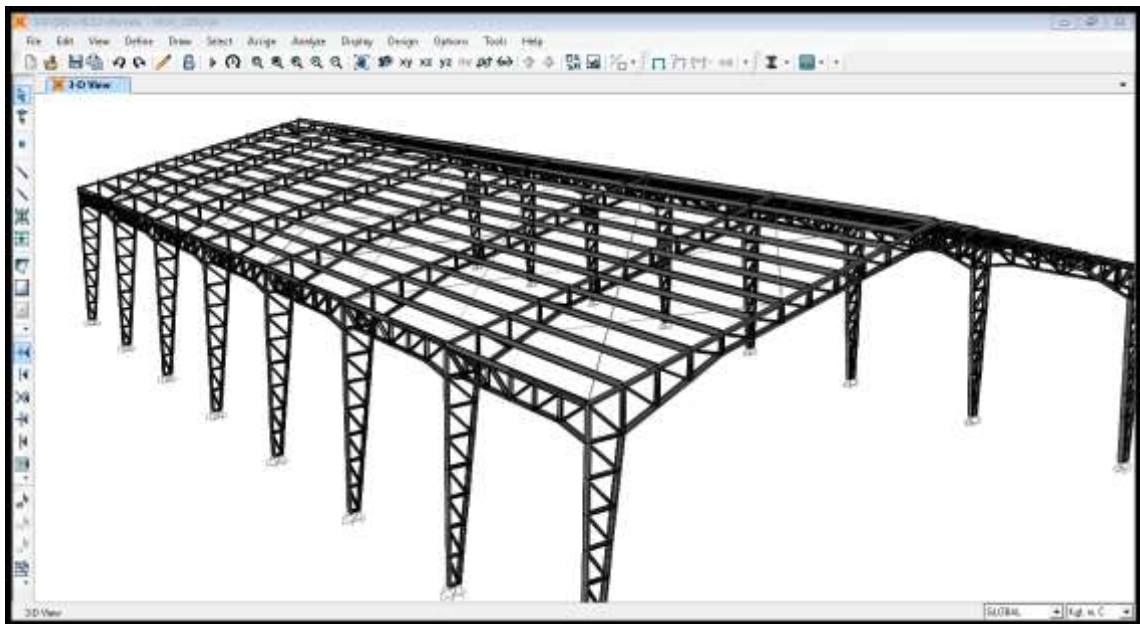


Figura 3.1: Modelo propuesta 1 lista para análisis en SAP2000

Peso propio del acero utilizado:

Luego de la cuantificación del material necesario para la fabricación de las cerchas en sus respectivos ejes, y verificando la cantidad de perfiles G175x50x15x3mm utilizado en la cubierta, además de los rigidizadores en la misma, se determinó que el peso total del acero es:

$$W1 = 21124,00 \text{ kg}$$

Deflexiones máximas considerando la envolvente de las combinaciones

Para obtener las deflexiones δ_i laterales y longitudinales se ha considerado el efecto de las fuerzas en sentido requerido (Sismo en X y Sismo en Y), recordando que el aporte de la masa del material para la obtención del cortante basal que es la fuerza horizontal actuante en los sentidos X y Y respectivamente, esta entre del 10% al 15% del peso total de la estructura, por lo tanto el la acción del viento se torna insignificante.

Con la ayuda de SAP2000 se obtiene las mencionadas deflexiones laterales como indica la figura 3.3.

$$\Delta x_1 = 0.0248 \text{ m} = 2.48 \text{ cm}$$

$$\Delta x_2 = 0.0236 \text{ m} = 2.36 \text{ cm}$$

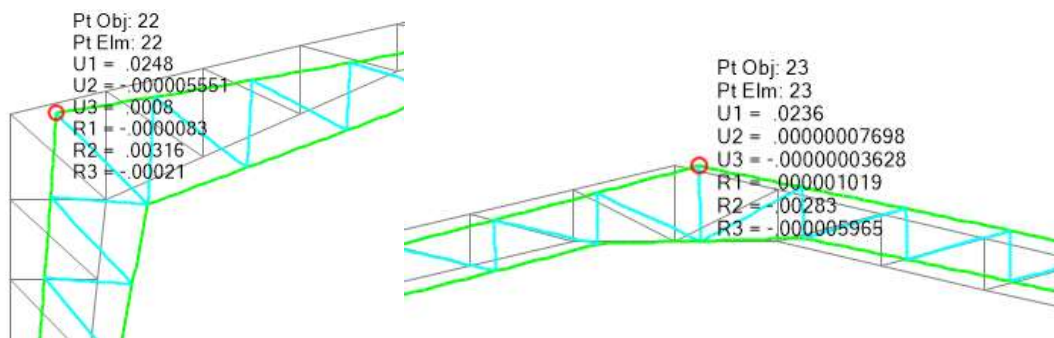


Figura 3.2: Deflexiones en vértices críticos

Dificultad constructiva de las cerchas.

Lo crítico estriba en la analogía entre las fabricación de las diferentes propuestas, para lo cual dependerá de la tecnología utilizada en las fabricación y montaje de la estructura.

Empleando como referencia el costo de fabricación y montaje de estructuras metálicas a un valor promedio entre 1,87 y 2,25 dólares según el espesor del material, se asume como cero dificultad constructiva, consideración que se tomara en cuenta para las dos propuestas.

Existencia en el mercado local de los elementos.

Las construcciones en acero en los últimos años se han seleccionado como primera opción, de acuerdo a las consideraciones de los fabricantes de este material, además la

variada opción de preferir cierta marca que puede ser por la variación de costo en planta, costos por transporte y otras diferentes consideraciones y políticas que manejan las comercializadoras del acero como Tugalg, Dipac, Ipac, Kubiec y otras, que ostentan en stock considerable sus productos. Por lo tanto esta variable de existencias no genera distanciamientos entre las diferentes propuestas por la facilidad de adquisición del acero.

Procesos pre-constructivos de los materiales.

Para la fabricación de los pórticos tipo cercha y de acuerdo al planteamiento presentado los materiales no requieren mayores procesos pre-constructivos, los cuales requieren solamente corte transversal de acuerdo a geometría del pórtico general para ser enlazados o soldados al mismo como lo indica la figura 6.4 a continuación.

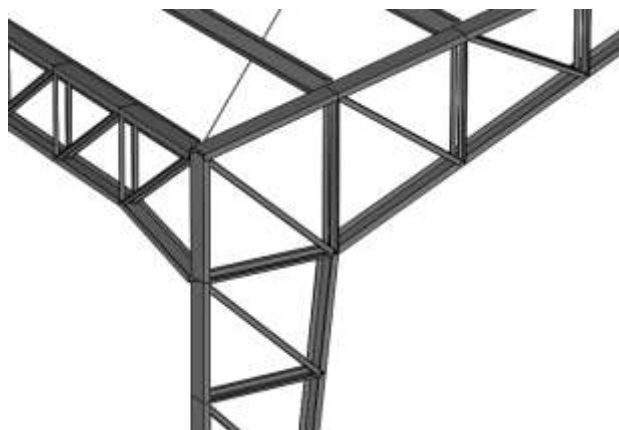


Figura 3.3: Vista isométrica de los elementos del pórtico tipo cercha

3.1.2. Modelo con elementos tipo IPN

De la misma manera que para el modelo tipo cercha, se configuro los requerimientos del programa tanto de los materiales utilizados como las secciones respectivas de los materiales, además atribuyendo solicitaciones de carga semejantes al modelo de comparación se procede al análisis con la ayuda de Sap2000, la figura 6.2 muestra el modelo listo para análisis.

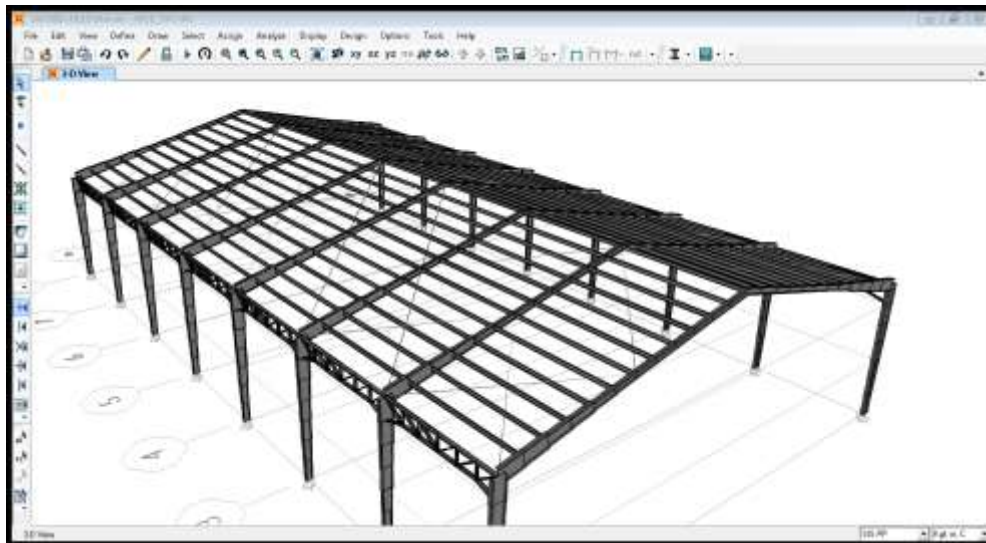


Figura 3.4: Modelo de propuesta 2 listo para el análisis en sap2000

Peso propio del acero utilizado.

Se determina la cuantificación del material necesario para la fabricación de los pórticos tipo IPN en sus respectivos ejes, y verificando la cantidad de perfiles G175x50x15x3mm utilizado en la cubierta semejante a la propuesta uno, además de los rigidizadores en la misma, se determinó que el peso total del acero es:

$$W1 = 32.111,50 \text{ kg}$$

Deflexiones máximas considerando la envolvente de las combinaciones

Considerando solicitaciones de carga semejantes a la propuesta uno y mediante la ayuda de sap2000 se obtiene las deflexiones en los mismos puntos considerados para el caso 1 como lo muestra la figura 6.6

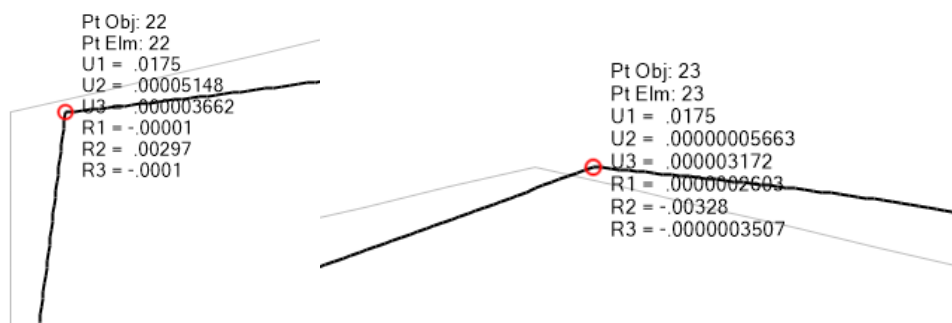


Figura 3.5: Deflexiones en puntos similares al caso 1

Como lo indica la descripción grafica anterior se verifica que las deflexiones son:

$$\Delta x_1 = 0.0175 \text{ m} = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta x_2 = 0.0175 \text{ m} = 1.75 \text{ cm}$$

Dificultad constructiva de las cerchas.

En el caso uno de planteo cero dificultad por consideraciones de costo por kilogramo de acero en construcción y montaje descritas en la propuesta uno.

Existencia en el mercado local de los elementos

La existencia del material requerido para la fabricación de pórtico con elementos tipo IPN, no se considera como dificultad. La información que proporciona IPAC esclarece la existencia del producto que se detallaran en el párrafo siguiente.

Por lo tanto la existencia de materiales no presenta distanciamiento para la evaluación y comparación entre las dos propuestas.

Procesos pre-constructivos de los materiales.

Para la fabricación de los pórticos con elementos tipo IPN de sección variable si es necesario procesos pre-constructivos es decir la obtención de partes que forman el elemento estos son flejes para las alas y para las almas, estas últimas con el simple hecho de ser variables aumentan el mencionado proceso y por ende sería una desventaja contra la propuesta uno como lo indica la figura 6.7.

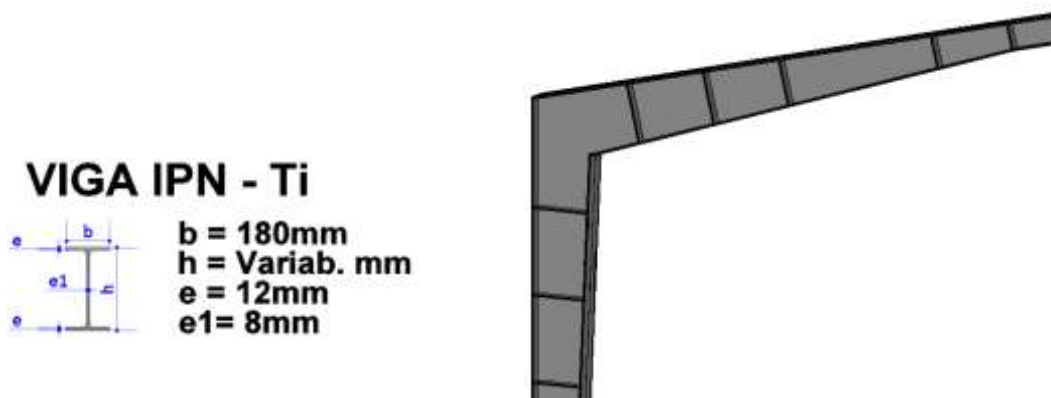


Figura 3.6: Vista de pórtico rígido y su sección

Por información proporcionada por la ejecutiva de venta de IPAC S.A. las señora Ec. Alicia Crespo, indica que previa solicitud y verificación de cronogramas y otras variables en la planta, están en la capacidad de producir flejes tanto para el alma y las alas de la viga IPN de acuerdo a dimensiones y espesores solicitadas por el cliente, además de realizar cortes de geometría personalizada con equipo pantógrafo.

Otra de las opciones para la fabricación de elementos tipo IPN de sección variable es generando cortes con equipo guillotina a las planchas de tool de común disposición en el mercado local.

Epílogo

Haciendo una analogía entre las dos propuestas de acuerdo a las variables consideradas en cada tipo de pórtico se puede decir que:

Existe una tendencia de ventajas en el variable peso propio del acero, la misma que demuestra una variación con excedencia del 43 % del pórtico rígido con elementos IPN respecto a la propuesta tipo cercha.

Los procesos pre-constructivos también indican ventaja del pórtico tipo cercha sobre el pórtico rígido.

Existe una ventaja del pórtico rígido sobre el tipo cercha en la variable deflexiones generales en los pórticos, la misma que podría reducir las secciones de los elementos tipo IPN y con ello la disminución del peso propio.

3.2. Aspectos técnicos obtenidos del modelamiento

3.2.1. Propuesta 1 Tipo cercha

Los aspectos técnicos hacer referencia netamente a las reacciones obtenidas del análisis estructural, que para el caso de cerchas se considera principalmente el diagrama de fuerzas axiales en los elementos, obtenida con la ayuda del programa estructural sap2000, para lo cual se ha seleccionado una de las combinaciones de carga configuradas en apartados anteriores para el programa, que muestra en un pórtico central considerado mayormente cargado, como lo indica la figura 3.7.

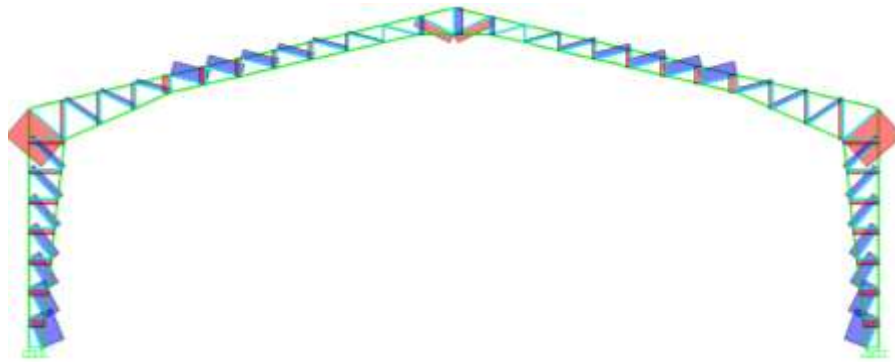


Figura 3.7: Diagrama de normales en el pórtico central.

3.2.2. Propuesta 2 con elementos rígidos tipo IPN.

De acuerdo al análisis estructural realizado con la ayuda del programa estructural SAP2000 se ha obtenido esfuerzos de, fuerzas axiales de tracción y compresión, fuerzas cortantes, momentos de flexión y reacciones en los apoyos como indica las figuras 6.8; 6.9; 6.10 respectivamente.

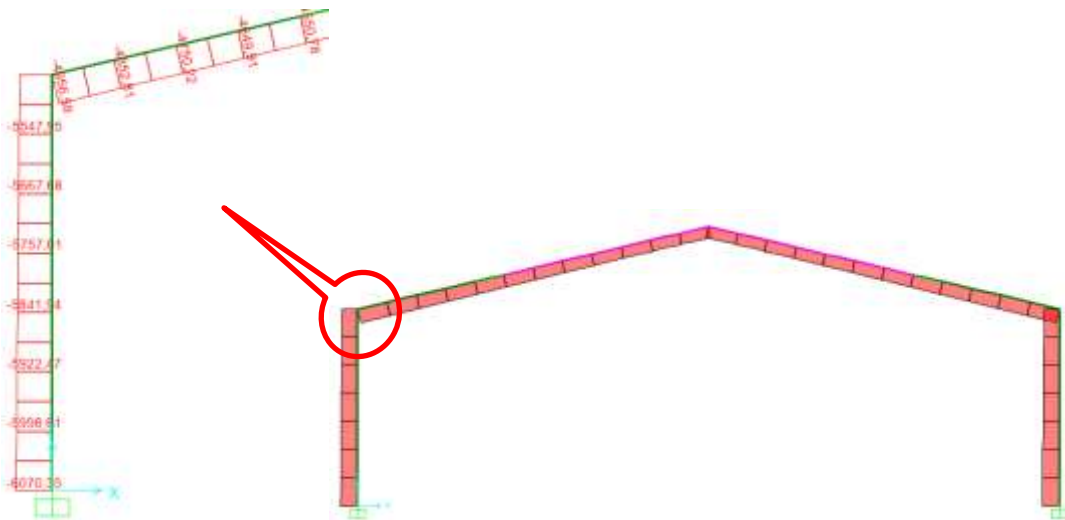


Figura 3.8 Diagrama de fuerza axial o normales (kg)

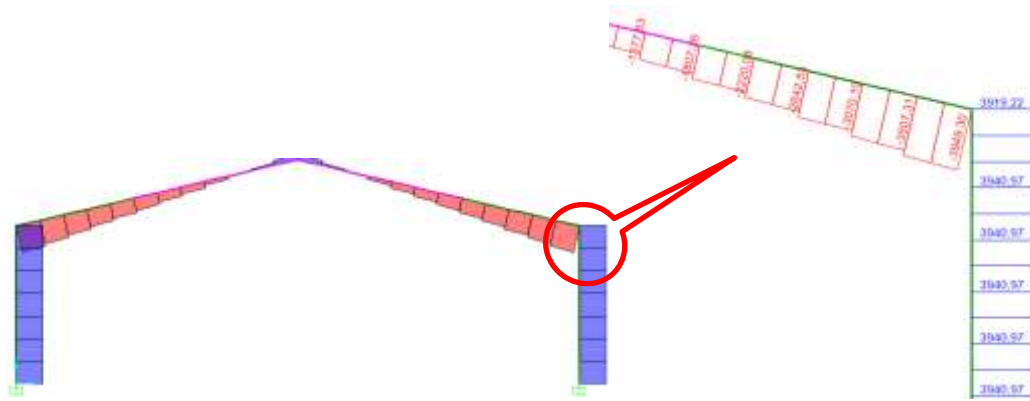


Figura 3.9: Diagrama de fuerza cortante (kg)

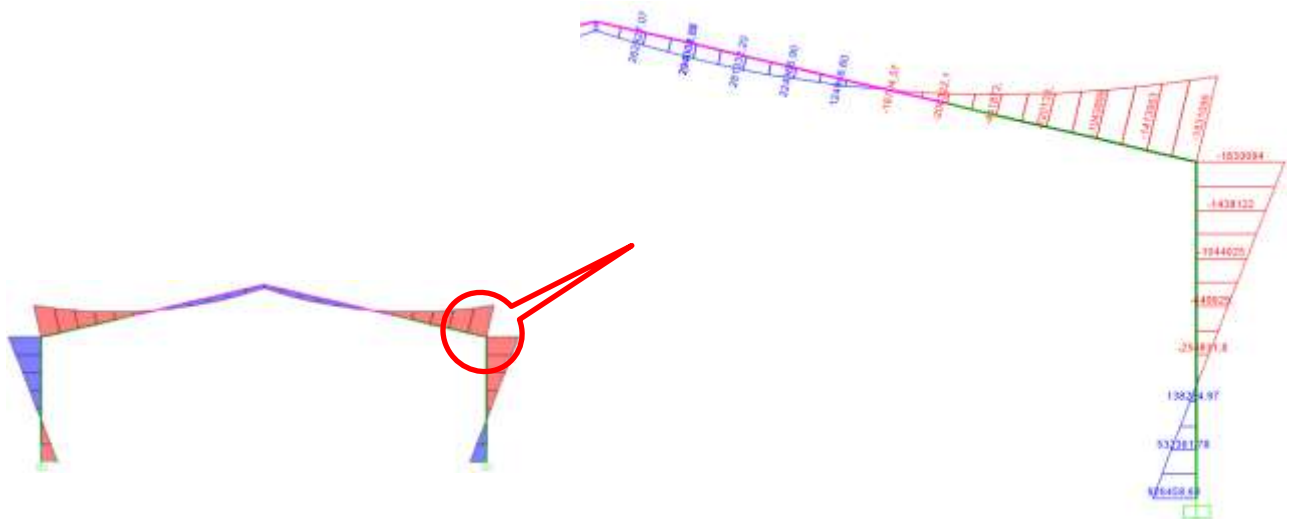


Figura 3.10: Diagrama de Momento flector (kg.cm)

3.3. Diseño de la Propuesta 1 (Pórtico Tipo Cercha)

3.3.1. Esfuerzos y reacciones en los elementos.

Con la ayuda de sap2000 y considerando las diferentes combinaciones de carga especificadas por la NEC SE CG, además de todas las configuraciones realizadas en apartados anteriores previos al análisis, se obtuvo los diferentes esfuerzos y reacciones.

El proceso de diseño correspondiente de todos los elementos de la estructura se lo debe realizar en cada uno de los elementos en mención, pero por simetría de planta, de elevación y de asignaciones de cargas se toma como base de diseño DOS pórticos esenciales, un pórtico central de los ejes 2, 3, 4, 5, 6, o 7 entre A y B y un pórtico de los extremos de los ejes 1 u 8 entre A y B respectivamente que para el diseño se toma:

Un pórtico del eje 4 entre A y B.

Un pórtico del eje 1 entre A y B.

En el anexo 1 del presente documento se muestran el registro correspondiente de las fuerzas axiales a las que están solicitadas los elementos del pórtico respectivo.

3.3.2. Características y propiedades de los miembros

En un pre-dimensionamiento inicial fundamentado en el criterio experimental se planteó las siguientes características y propiedades de los miembros que conforman la estructura.

Perfil Gee = C 200x50x3 mm	Correa de cubierta
Perfil Cee o Canal= C 200x50x3 mm	Elemento de pórticos
Perfil Cee o Canal= C 150x50x2 mm	Elemento de rigidizado lateral
Angulo Importado = 2L 50x50x3 mm	Elemento de pórticos
Angulo Importado = 2L 40x40x3 mm	Elemento de pórticos
Angulo Importado = 2L 30x30x3 mm	Elemento de rigidizado lateral
Varilla Corrugada = ϕ 12mm	Elemento de rigidizado en cubierta

Todos estos elementos mencionados corresponden a aceros de la normativa ASTM A-36 conformados en frio y A-60 en la varilla corrugada, y sus respectivas propiedades de describió en apartados anteriores del presente documento.

3.3.3. Diseño a la compresión.

Para el diseño se toma un elemento solicitado a compresión, descrito en la figura 3.10, en los cuales se aplicara fundamentos descritos en el capítulo anterior.

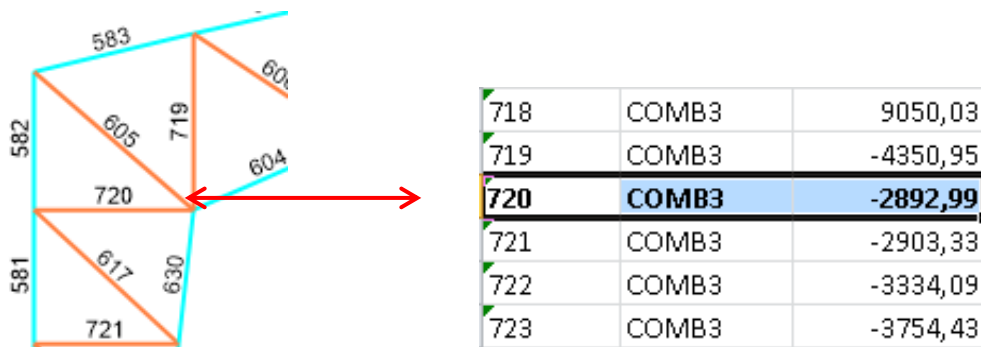


Figura 3.11: Fuerza axial de compresión en pórtico para diseño.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = -2892.99 \text{ kg}$$

$$L = 104 \text{ cm}$$

$$K = 1 \text{ s.u}$$

$$P_u = \phi * P_n = 3214.43 \text{ kg}$$

Calculo:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Resolviendo} \quad \frac{KL}{r} \leq 133.73 \quad \text{Entonces } r > 0.779$$

Del Angulo L40x40x3:

$$I = 3.50 \text{ cm}^4$$

$$W = 1.22 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$r = 1.25 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E * r^2}{(KL)^2} \quad \text{Resolviendo} \quad F_e = 2898.53$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad F_{cr} = 1755.73$$

Debe cumplir al menos que $P_u / F_{cr} < A_g$ $1.16 \text{ cm}^2 < 2.25 \text{ cm}^2$ **Ok. Resp.**

No. BARRA	FUERZA (P) COMPRESION (kg)	LONG. (m)	DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESION							Perfil Asum	Long. Soldad. (cm)
			r > Req. (cm3)	r Asum (cm3)	Fe	Fcr	Ag (cm2)	Ag Asum			
DISEÑO DE ANGULOS EN PORTICO											
715	-2219,50	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,88	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,87
716	-1025,83	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,41	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	2,25
719	-4355,98	1,15	0,863	7,29	80243,65	2496,83	1,74	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,55
720	-2892,99	1,04	0,779	7,29	98585,60	2502,97	1,16	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,34
721	-2903,33	0,94	0,705	7,29	120331,51	2507,83	1,16	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,36
722	-3334,09	0,84	0,631	7,29	150154,18	2512,22	1,33	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,31

Figura 3.12: Captura de aporte de hoja electrónica (Anexo).

3.3.4. Diseño a tracción.

Del mismo modo que los elementos sometidos a compresión calculada en el apartado anterior, extraemos resultados de sap2000, como indica la figura 3.12 siguiente.

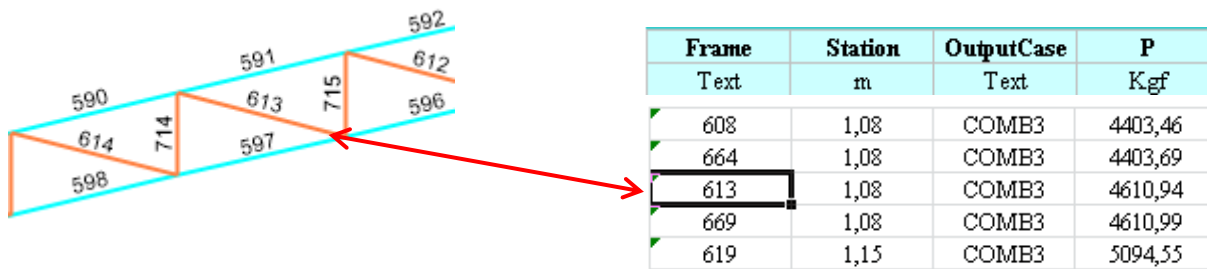


Figura 3.13: Elementos del pórtico sometido a carga axial

De acuerdo a la normativa aplicada en el presente documento no existe límite de esbeltez, pero debe cumplirse al menos que el radio de giro mínimo sea $i = L/300$

$$i = 108 / 300$$

$$i = 0.36$$

$$P_n = F_y * A_g \quad A_g = \frac{4610.94F}{0.9 * 2530} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Del catálogo de Dipac adjunto en el anexo de este documento se selecciona un perfil estructural tipo ANGULO con las siguientes características:

Del Angulo L40x40x3:

$$I = 3.50 \text{ cm}^4$$

$$W = 1.22 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$r = 1.25 \text{ cm}$$

A_g asumido $2,25 > 2,03$ A_g requerido.

3.3.5. Diseño de placas de anclaje.

Cargas para el diseño:

Carga Axial $P = 15114,76 \text{ Kg}$ Reacción en el apoyo

Momento Negativo $M = 47235,00 \text{ Kg.cm}$

Reacción horizontal en el apoyo $P1 = 7915,85 \text{ Kg}$

Distribución de tensiones en la placa de anclaje:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M * y}{I}$$

Sección base hormigón = 45 x 35 cm

Sección de la placa = 40 x 25 cm

$$\sigma = \frac{15114.76}{1000} + \frac{47235 * 20}{133333.33} = 22.20 \text{ kg/cm}^2$$

Para estimar el espesor de la placa se asume de acuerdo a consideraciones de J. McCormac en su apéndice E.

$$t > \sqrt{\frac{6 * Mu}{0.9 * Fy}}$$

$Fy =$ Limite de fluencia del acero 2530 Kg/cm^2 ASTM A-36

$\Phi_b =$ Coeficiente 0.9

$t > 1.1 \text{ cm}$ Se puede asumir $t = 12\text{mm}$

3.3.6. Diseño de Cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones se considera la capacidad portante del suelo, el mismo que se obtiene de los estudios respectivos de suelos, además para el cálculo del área de la zapata se considera las mayores reacciones obtenidas de acuerdo a las diferentes combinaciones de carga a la que está expuesta la estructura.

Las reacciones se obtuvieron con la ayuda de sap2000 como se muestra en la figura 3.13 siguiente.

E: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
267	COMB3	Combination	7917,85	0,5	15114,76	-2,67	472,35	-1,33
293	COMB3	Combination	-7917,89	0,5	15114,96	-2,68	-472,38	1,34

Figura 3.14: Extracto de hoja electrónica con reacciones del pórtico central

3.3.7. Zapatas aisladas

Dimensionamiento de la superficie de contacto

$$A = \frac{P}{qu} \quad A = 15114.76 / 14200 = 1.06 \text{ m}^2$$

Área Asumida $A = 1.20 * 1.20 = 1,44 \text{ m}^2$

$$q_{max} = \frac{P}{b * L} \left(1 + \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{L} \right)$$

Se debe considerar los diferentes sentidos tanto en -X- como en -Y - para verificar los diferentes parámetros de resistencia:

Resistencia al corte.

El cálculo de los diferentes parámetros que servirán de fundamento para determinar las capacidades de resistencia de acuerdo al tipo de material utilizado se obtiene con la ayuda de una hoja electrónica como sigue a continuación:

RESISTENCIA AL CORTE - X -

Esfuerzo max. (+)	$q_{max} =$	9672,82	kg / m	$q_{max} = \frac{P}{b * L} \left(1 + \frac{6ex}{b} \right)$
Esfuerzo min. (-)	$q_{min} =$	8214,47	kg / m	
Calc. en la Zapata de	$q_1 =$	9280,19	kg / m	$V_u = \left(\frac{q_{max} + q_1}{2} \right) (L * b')$
Calculo de Cortante	$V_u =$	4311,81	kg	
Calc. del Esfuerzo $f(V_u)$	$\phi_u =$	2,05	kg / cm ²	$V_u / \phi, b, d$

Calc. esfuerzo Concreto $\vartheta_c = 8,21 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,53 \sqrt{f'_c}$
 Cumplimiento $\vartheta_u < \vartheta_c$ SI Cumple

DISEÑO AL CORTE X PUNSONAMIENTO -X-

Calc. Esfuerzo centroidal $Q_u = 8943,64 \text{ kg/m}^2 \quad P / b, L$
 Calc. Fuerza cortante $V_{u1} = 12023,84 \text{ kg} \quad Q_u, ((b,L) - (B',H'))$
 Calc. esfuerzo $\vartheta_{u1} = 5,73 \text{ kg/cm}^2 \quad \vartheta_u = V_u / \phi \cdot b \cdot d$
 Calc. esfuerzo Concreto $\vartheta_c = 15,49 \text{ kg/cm}^2 \quad \vartheta_c = \sqrt{f'_c}$
 Cumplimiento $\vartheta_u < \vartheta_c$ SI Cumple

DISEÑO A FLEXION POR METRO -X-

Coeficiente beta $\beta_1 = 0,85 \text{ s/u}$
 Calc. Cuantía balanceada $\rho_b = 0,0243 \leftarrow \rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$
 Cuantía Max. $\rho_{max} = 0,0182$
 Cuantía Min. $\rho_{min} = 0,0033$

Calc. M_o x reacción suelo $M_o = 107645,05 \text{ kg, cm}$
 Calc. Cuantía $\rho = 0,00080$
 Cumplimiento $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ ASUMIR - ρ_{min} -

No cumple: $0,00333 < 0,0008 < 0,0182$

Entonces la cuantía mínima será $\rho = 0,00333$

$$M_o = \left(q_1 * bh * \frac{bh}{2} \right) + [(q_{max} - q_1) * \frac{bh}{2} * \frac{2}{3} (bh)]$$

Se puede apreciar que los efectos debido a las cargas externas y de acuerdo a la geometría de la cimentación asumida, la cuantía está fuera del rango que establece la norma, por lo tanto asumimos como cuantía la cuantía mínima, con lo cual se calcula el acero en la zapata aislada.

Considerando la cuantía mínima se calcula el área del acero A_s como sigue:

Calc. Área del Acero $A_s = 6,33 \text{ cm}^2$
 Varilla Recta $D_i = 14,00 \text{ mm}$
 Área de la Varilla $A_{su} = 1,539 \text{ cm}^2$
 Número de varillas $Nro. = 5,00$
 Espaciamiento de Varillas $Esp = 20,00$

RESPUESTA: UTILIZAR **1 Ø 14mm @ 20cm** EN SENTIDO - X -

Y de acuerdo a la dimensiones de la zapata $b=1.30$ de tiene que entran **7 Ø 14mm @ 20cm**

3.4. Diseño de la Propuesta 2 (Pórtico con elementos tipo IPN)

3.4.1. Esfuerzos y reacciones en los elementos

Para el pórtico central del eje 4 presenta el siguiente diagrama como muestra la figura 6.14 (eje 4), los mismos que han resultado estar mayormente esforzados, considerando el área de influencia según su localización respectiva, estos resultados fueron obtenidos con la ayuda del programa estructural SAP2000, con lo cual se diseñaran los respectivos pórticos, con sus secciones variables respectivamente.

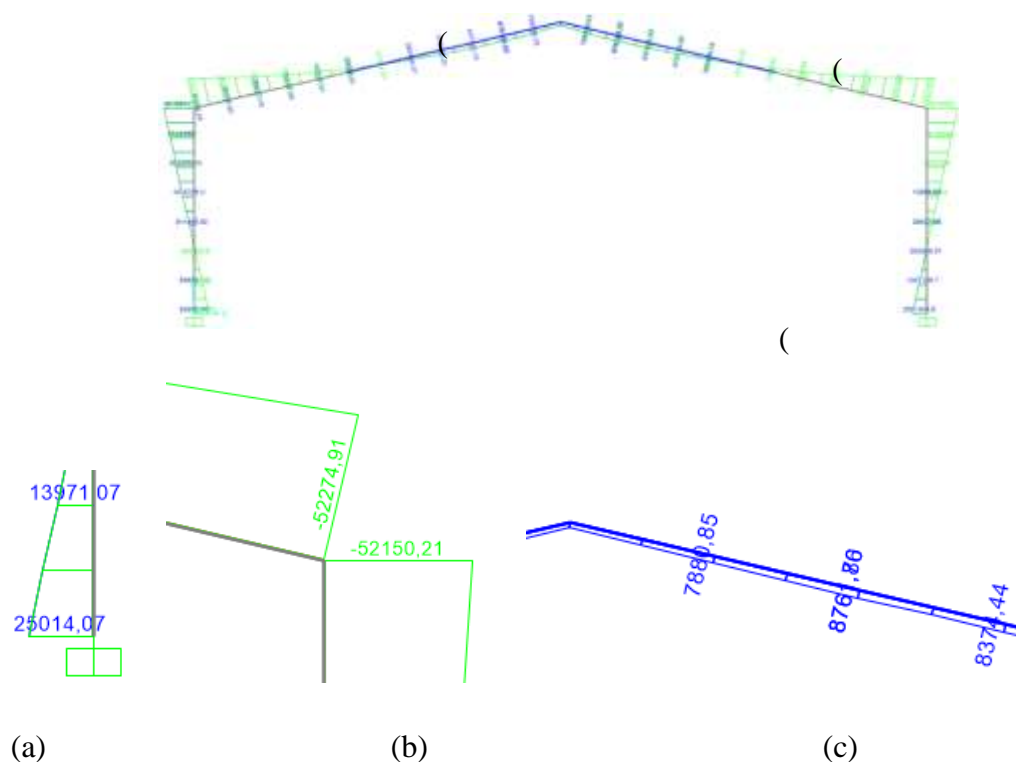


Figura 3.15: Diagrama de momentos y sus valores en puntos respectivos

Asumiendo puntos criticos del diagrama anterior mostrado, considerando la envolvente de las combinaciones de carga asignadas en la propuesta, se extrae los siguientes valores de momentos flexionantes.

Punto (a) = 2501407 kg . cm

Punto (b) = 5227491 kg . cm

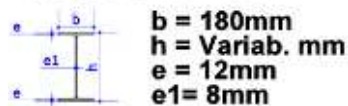
Punto (c) = 876188 kg . cm

3.4.2. Características y propiedades de los miembros.

Para secciones de los elementos que conforman el pórtico tipo con perfiles IPN (Elementos rígidos) se plantea la utilización de secciones formadas de placas de espesores variables tanto para el alma como para las alas de la respectiva sección, como se indica en la figura siguiente, además de elementos indicados.

Perfil Gee	= C 200x50x3 mm	Correa de cubierta
Perfil Cee o Canal	= C 150x50x2 mm	Elemento de rigidizado lateral
Angulo Importado	= 2L 30x30x3 mm	Elemento de rigidizado lateral
Planchas de tool	= Espesor Variable	Conforman los pórticos.
Varilla Corrugada	= ϕ 12mm	Elemento de rigidizado en cubierta.

VIGA IPN - Ti



3.4.3. Diseño a flexión.

De acuerdo a las consideraciones asumidas en el capítulo anterior referidas al diseño a flexión estipula lo siguiente:

$$Z_x = \frac{M_n}{\phi_b \cdot F_y}$$

Para las solicitaciones obtenidas con la ayuda de sap2000 de tiene:

$$Z_1 = \frac{2501407}{0.90 \cdot 2530} = 1098.55 \text{ cm}^3$$

$$Z_2 = \frac{5227491}{0.90 \cdot 2530} = 2295.78 \text{ cm}^3$$

$$Z_3 = \frac{876188}{0.90 * 2530} = 384.80 \text{ cm}^3$$

Mediante el uso de una hoja electrónica mostrada a continuación, se calcula las propiedades geométricas requeridas para resistir las solicitaciones a las que están expuestos los elementos más críticos.

CARACTERISTICAS DE SECCIONES											
Base	Alto	Es-Sup	Es-Inf	Es-Alm	Area	Peso	Zx	Ix	Zx Req	Cumpl	Observ.
24	37	1,2	1,2	0,8	85,28	66,94	1147,24	21224	1098,55	Ok	Ipn37X24
24	75	1,4	1,4	0,8	124,96	31,61	2343,69	116107	2295,78	Ok	Ipn75x24
24	30	1	1	0,6	64,80	0,00	542,4	11193,6	384,8	Ok	Ipn30x24
					0,00	0,00	0	0		Error	Dar valor

Debe cumplir que: $Z_x > Z_{xReq}$ como se muestra en los textos resaltados arriba.

Se aprecia que las secciones requeridas cumplen requerimientos solicitados.

3.4.4. Diseño a la compresión.

Los elementos de los pórticos también se encuentran solicitadas a fuerzas axiales de compresión en la parte que estos trabajan como columnas del pórtico, como lo muestra la figura de 6.14, para lo cual se puede verificar el cumplimiento con lo establecido en la norma utilizadas en este documento.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$M = 30200,94 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$P_n = -15428,34 \text{ kg}$$

$$Z_x = 1326.35 \text{ Req.}$$

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$K = 1 \text{ s.u}$$

$$P_u = \phi \cdot P_n = 17142,60 \text{ kg}$$

Calculo:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Resolviendo} \quad \frac{KL}{r} \leq 133.73 \quad \text{Entonces } r > 0.7477$$

De acuerdo al perfil IPN calculado sus características serian:

$$I_x = 39692,16 \quad \text{cm}^4$$

$$W = 1587,69 \quad \text{cm}^3$$

$$A_g = 86.16 \quad \text{cm}^2$$

$$r = 21,46 \quad \text{cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot r^2}{(KL)^2} \quad \text{Resolviendo} \quad F_e = 927532.12$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad F_{cr} = 2527,11$$

Debe cumplir al menos que $P_u / F_{cr} < A_g$ $6,10 \text{ cm}^2 < 86,16 \text{ cm}^2$ **Ok. Resp.**

3.4.5. Diseño a tracción.

De acuerdo a la normativa aplicada en el presente documento no existe límite de esbeltez, pero debe cumplirse al menos que el radio de giro mínimo sea $i = L/300$

$$I = 100/300 = 0.3333$$

El perfil asumido para este tramo de elemento tiene las características detallados en el diseño a compresión anterior.

3.4.6. Diseño de placas de anclaje.

Debido al direccionamiento del presente proyecto se ha de considerar que el espesor de las placas de anclaje serian semejantes a las utilizadas para el pórtico tipo cercha, aunque el distanciamiento de ventaja o desventaja, debido a la variación del espesor no sería significativa.

Por lo tanto las placas de anclaje son las mismas utilizadas para el pórtico de la propuesta anterior.

3.4.7. Diseño de Cimentaciones.

Las cimentaciones que se considera para el soporte de los pórticos con elementos rígidos conformados con secciones tipo IPN

3.4.8. Zapatas aisladas.

El detalle y dimensionamiento de las respectivas zapatas estarán detallados en el anexo (Planos Estructurales), y el respectivo cálculo serán los mismos que se calcularon para el pórtico tipo cercha.

4. CAPITULO: PRESUPUESTO Y CANTIDADES DE OBRA DE LAS DOS PROPUESTAS

4.1. Cantidades de obra de la propuesta 1

Las cantidades de obra se determinaran de acuerdo a las especificaciones detalladas en los respectivos anexos (Planos Estructurales), en la que establece áreas de zapatas, longitudes de vigas de amarre, área de contrapisos entre otras claramente descritas en los anexos descritos, y que se clarificaran también los anexos de APU adjuntos.

4.1.1. Presupuesto referencial.

El respectivo presupuesto referencial de la propuesta en mención se detalla en los diferentes rubros manejados en el análisis de precios unitarios adjuntos en el anexo APU de la propuesta 1.

4.2. Cantidades de obra de la propuesta 2

Se tomara en cuenta consideraciones idénticas a los de la propuesta 1 anterior, debido a que el presente documento esta direccionado a comparar aspectos técnicos y económicos que serán más representativos en el rubro más grande como lo es la armadura estructural de acero de cada propuesta tratada.

4.2.1. Presupuesto referencial.

El Análisis de precios unitarios respectivo se anexa en el presente documento como APU de la propuesta 2.

5. CAPITULO: APENDICE.

5.1. Conclusiones

Se determinó que la variación de costos entre las diferentes propuesta es representativa, tomando en cuenta que los mismos se disipan de acuerdo al peso total de la estructura metálica.

Los esfuerzos generados en las diferentes propuestas son variados, los cuales se acuerdo a la propuesta de presentan diferenciadas, en el caso del pórtico tipo cercha los predominantes son los esfuerzos axiales, en el pórtico con elementos rígidos tipo IPN están mayormente solicitados a esfuerzos de flexión.

Los respectivos planos clarifican a detalle cada una de las propuestas, con lo que se puede visualizar perspectivas representativas para cada propuesta.

5.2. Recomendaciones

Cuando se plantee este tipo de proyectos o edificaciones se recomienda utilizar la propuesta con pórticos tipo cercha.

Se deja como siguiente iniciativa de evaluación lo correspondiente al estudio con los diferentes tipos de materiales existentes según su localización.

5.3. Bibliografía

R. C. Hibbeler, (2012). *Analisis Estructural. (8va. Ed.)*. Mexico: PEARSON EDUCACION.

Villareal Castro Gener, (2009). *Analisis Estructural*. Lima.

R. Park, T. Paulay, (1988). *Estructuras de concreto Reforzado*. Mexico: LIMUSA.

Jack C. McCormac, Russell H. Brown, (Julio 2011). *Diseño de Concreto Reforzado (8va. Ed.)*. Mexico. ALFAOMEGA



Arthur h. Nilson, (Bowles, Joseph E. (1992) *Diseño de Acero Estructural*, (3ra Ed). México, D.F. LIMUSA.

E. Bazán, R. Meli, (1985) *Diseño Sísmico de Edificios*, México, LIMUSA.

R. B. Peck, W. Hanson, T. Thornburn Joseph E. (1983) *Ingeniería de Cimentaciones*, (2ra Ed). México 1 D. F. LIMUSA

Braja M. Das. (2001) *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, (4ra Ed). México. INTERNATIONAL THOMSON.

5.4. ANEXOS

5.4.1. Planos estructurales del proyecto idealizado.

5.4.2. Estudio y Propiedades mecánicas del suelo.

5.4.3. Cálculos del pórtico tipo cercha.

5.4.4. Cálculos del pórtico con elementos rígidos tipo IPN.

5.4.5. Presupuestos referenciales.

5.4.6. Análisis de precios unitarios respectivos.

TERRENO DEL SR(A): **MANUEL JESÚS QUINDE CHACHA.**

CLAVE CATASTRAL
XXX

PROVINCIA: **AZUAY**

CANTÓN: **CUENCA**

PARROQUIA: **TURI**

SECTOR: **PUNTA CORRAL**

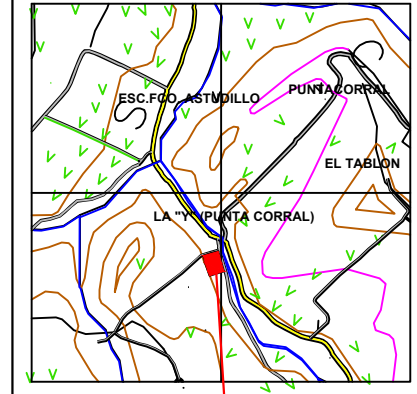
ÁREA: **2270.12**

ALTITUD: **2770**

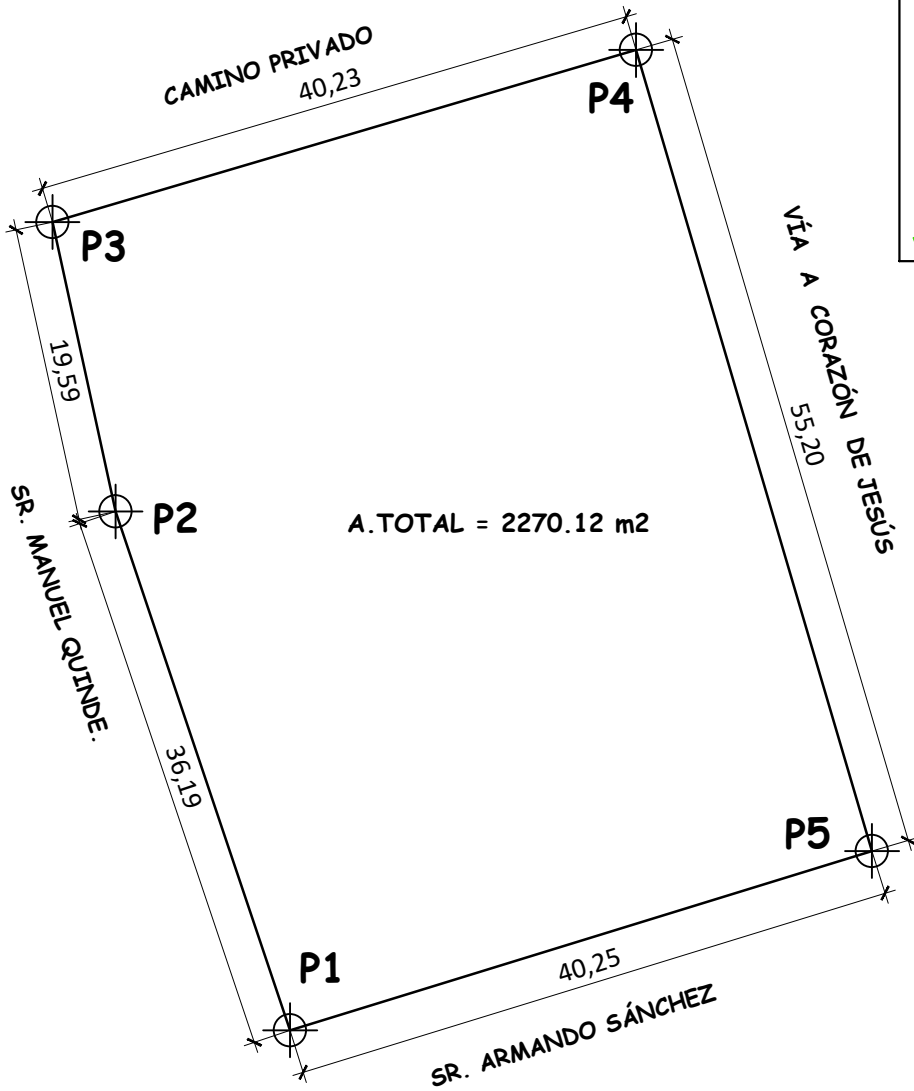
ESCALA: **1: 500**

FECHA: **22-abr.-16**

CROQUIS DE UBICACIÓN



TERRENO



LEVANTAMIENTO E INFORME DE LINDERACIÓN

Nro. de Tramite

Fecha de Escritura: 20 de Mayo del 2013

Fecha de inscripción: 09/07/2013
Numero de inscripción: 8813

Notaría: QUINTA DEL CANTÓN CUENCA

NORTE: CON CAMINO PRIVADO DESDE P3 HASTA P4 CON 40.23 m.
SUR: CON LA SRA. ARMANDO SÁNCHEZ DESDE P5 HASTA P1 CON 40.25 m.
ESTE: CON VÍA A CORAZÓN DE JESÚS DESDE P4 HASTA P5 CON 55.20 m.
OESTE: CON MANUEL QUINDE DESDE P1 A P2 36.19m, DESDE P2 A P3 19.59m.

REVISIÓN Y APROBACIÓN G.A.D. MUNICIPAL DEL CANTÓN CUENCA

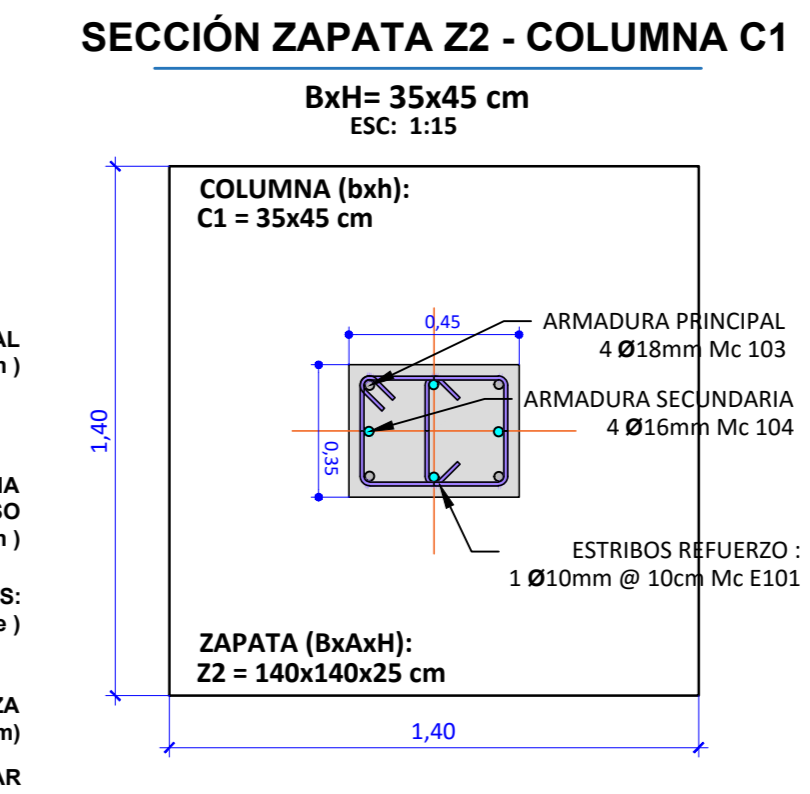
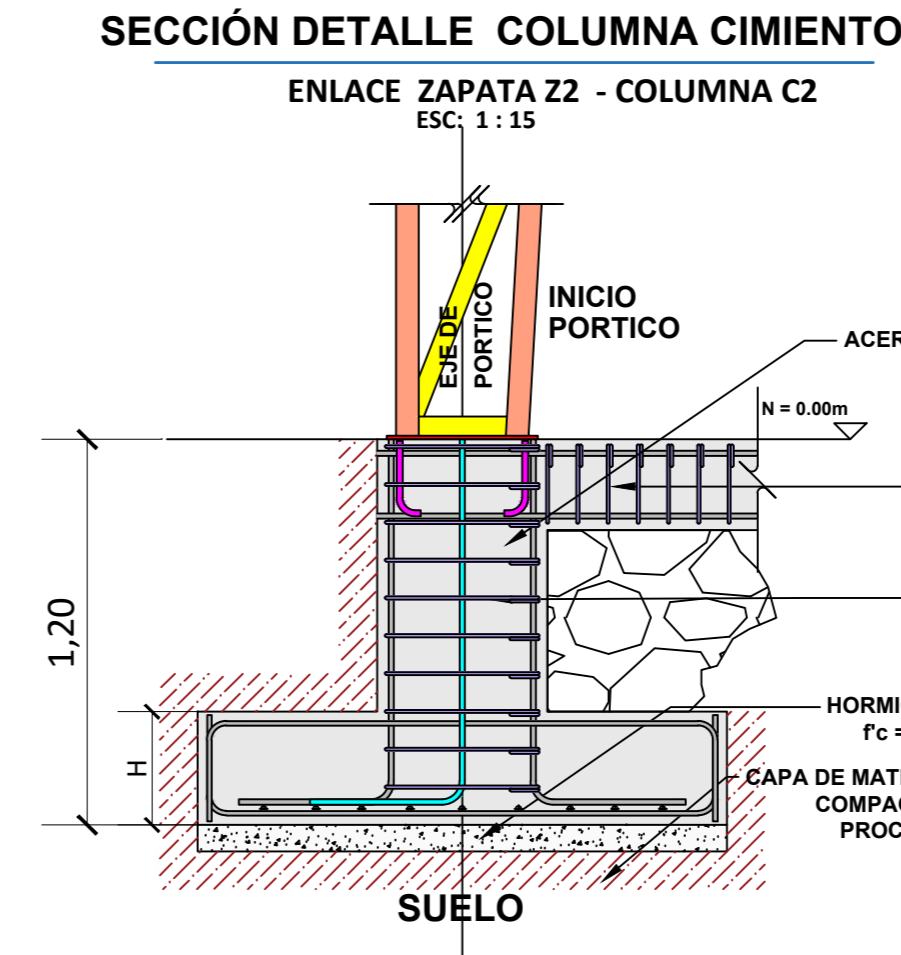
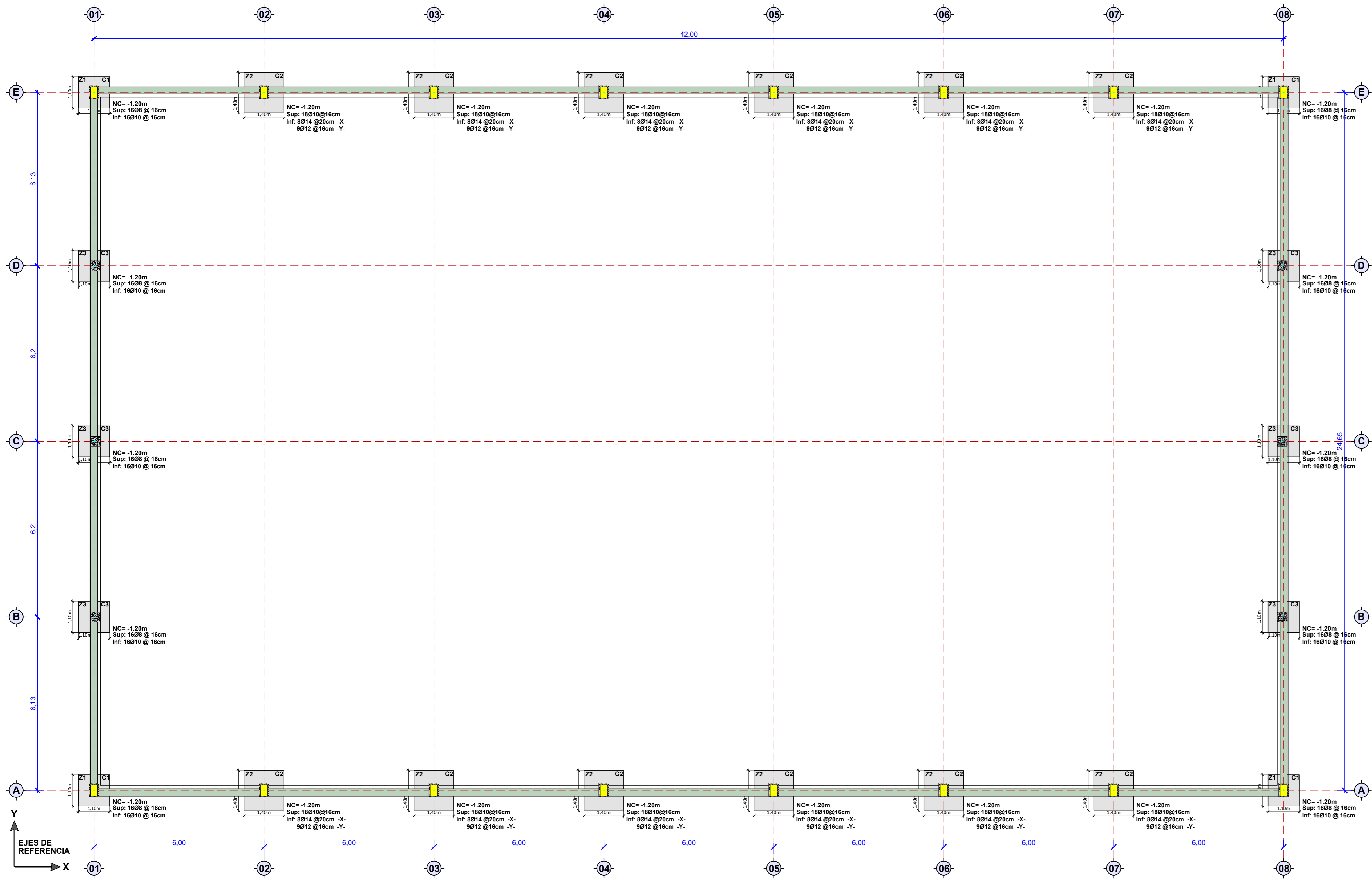
SISTEMA DE COORDENADAS WGS84

PUNTO	X	Y
P1	719992.4339	9673845.0846
P2	720008.0323	9673792.1329
P3	719969.5621	9673780.2861
P4	719958.0179	9673814.5813
P5	719953.8415	9673833.7161

TÉCNICO RESPONSABLE

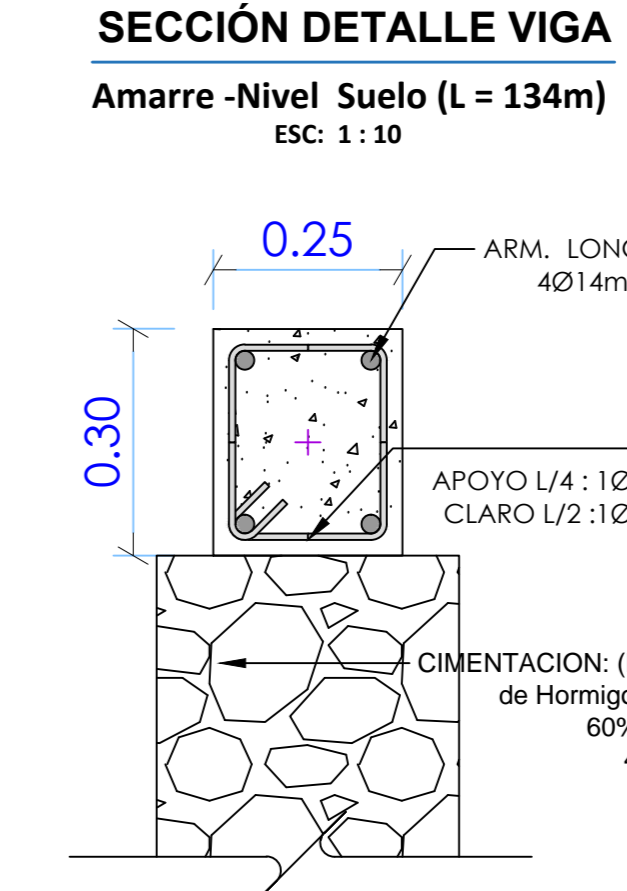
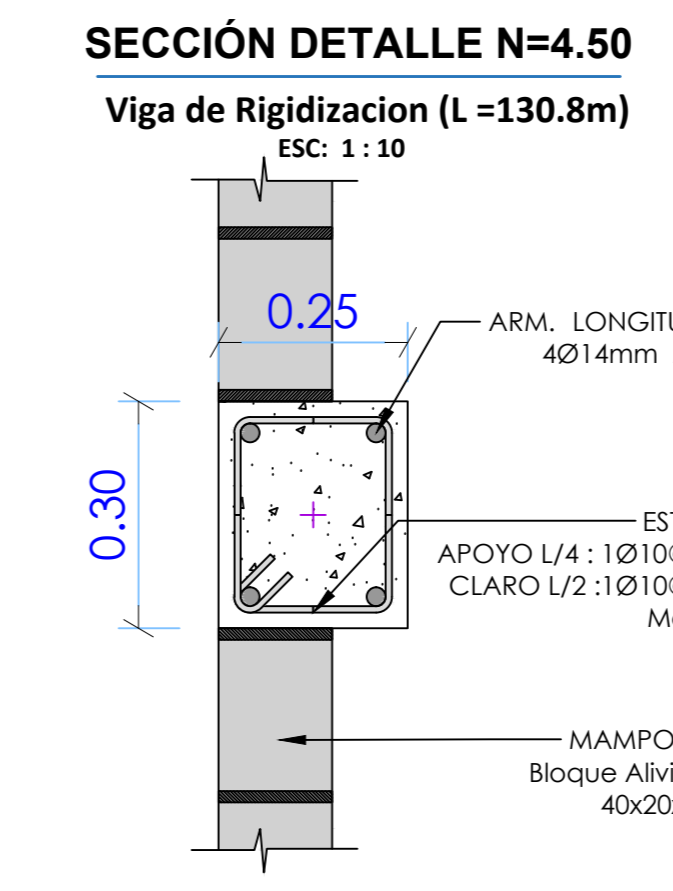
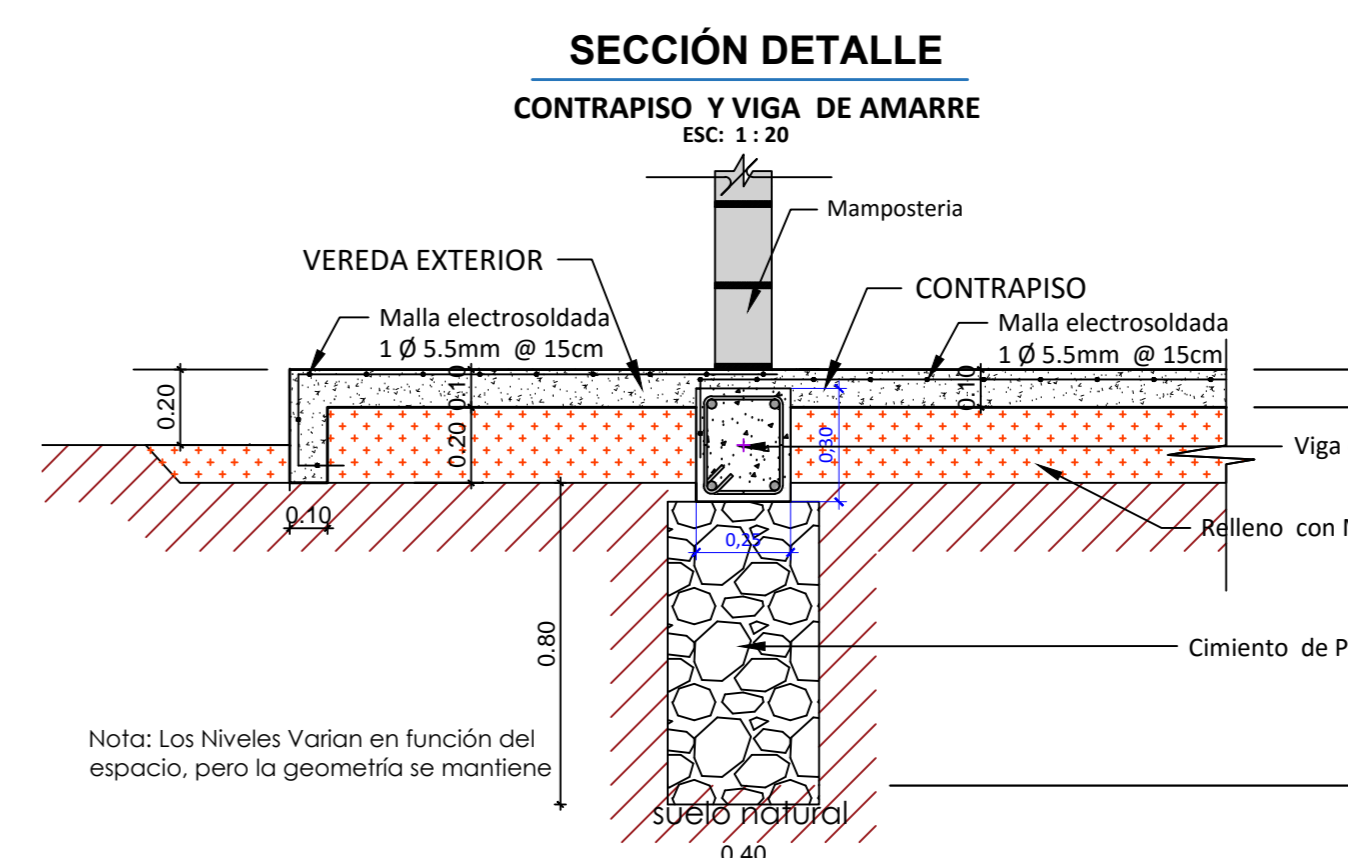
ARQ. RAÚL ERNESTO ABRIL QUEZADA.
 Arquitecto
 SENESCYT: 1007-07-745569
 Registro Municipal: 581
 Celular/ Convencional: 0995397426/4203388
 E-mail: raq48@hotmail.com

ARMADURA ESTRUCTURAL TIPO CERCHA
PARA PÓRTICOS : EN EJES 2, 3, 4, 5, 6 Y 7
 ESC: 1:50

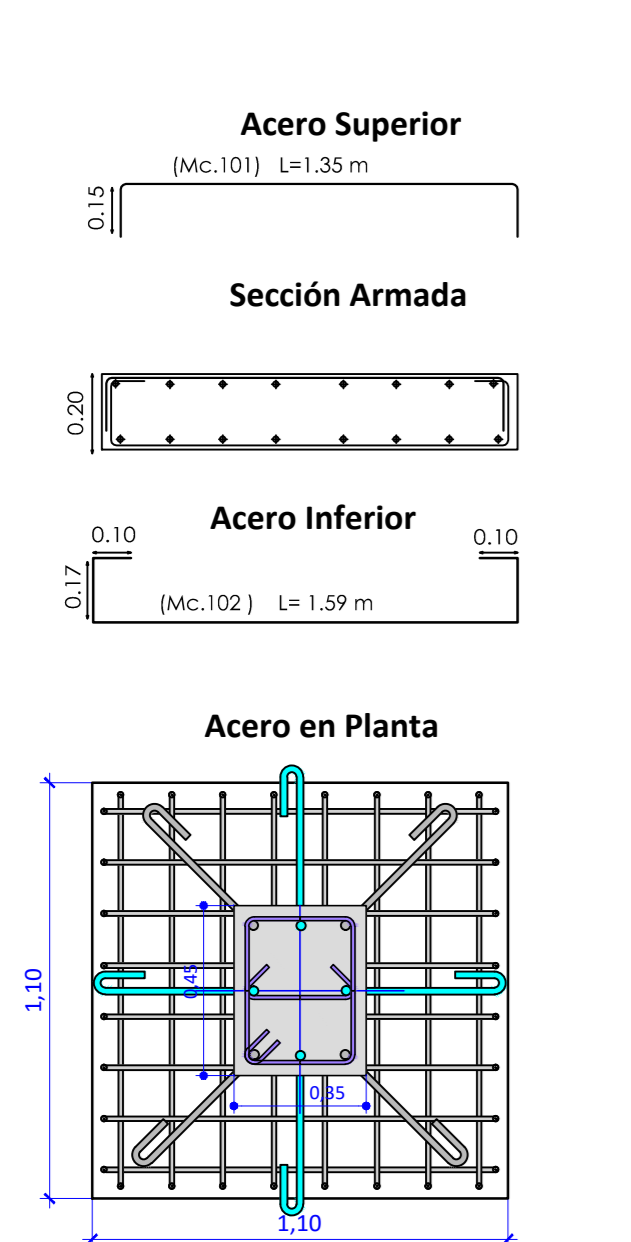


DETALLE ARMADO COLUMNAS EJES: B, C y D

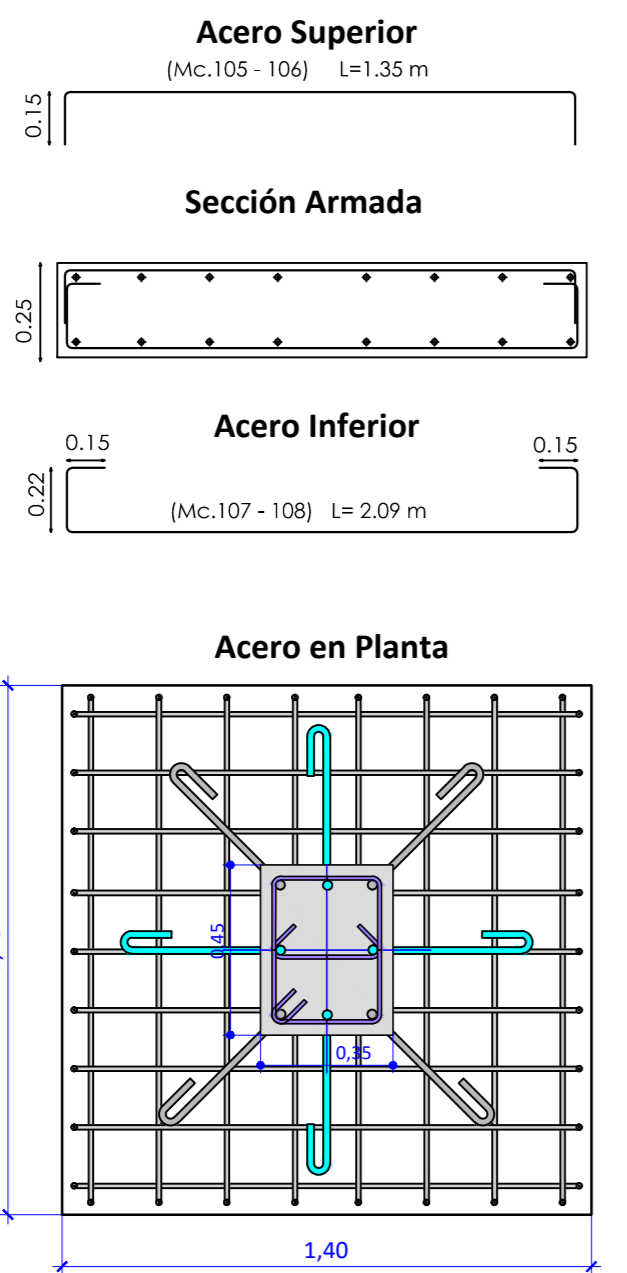
Descripción de Columna	C3
Nro. COLUMNAS	6
Elev. Nivel	N = +9.40m
Sección (BxH)	35x35 cm
Estribos	100mm Mc E102
Elev. Nivel	N = +4.50m
Sección (BxH)	35x35 cm
Estribos	100mm Mc E102
Elev. Nivel	N = +0.00m
Nivel N = -1.20m	Cimentación
VOL. CONCRETO (m³)	7.64 m³



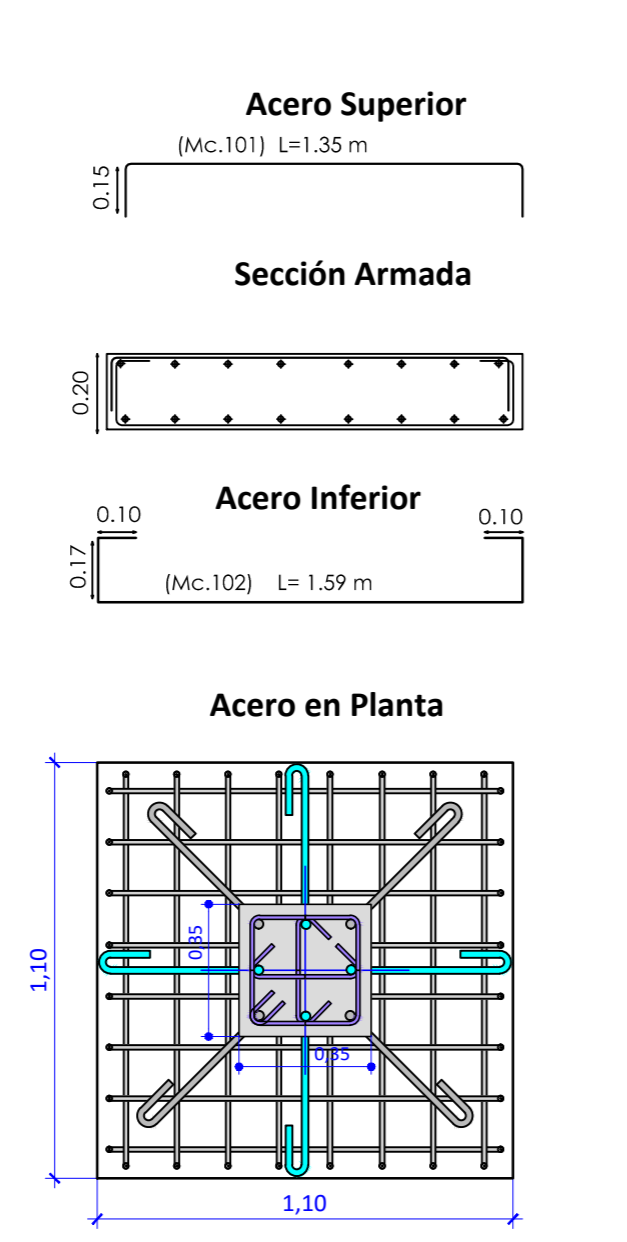
DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS 105X105 cm (Acero)



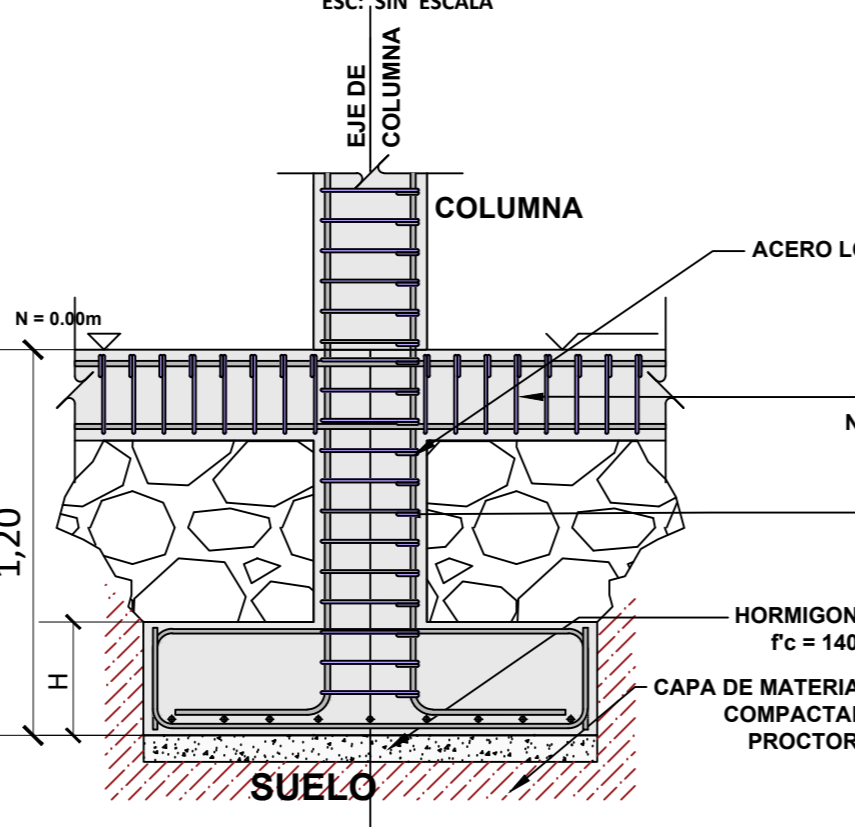
DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS 135X135 cm (Acero)



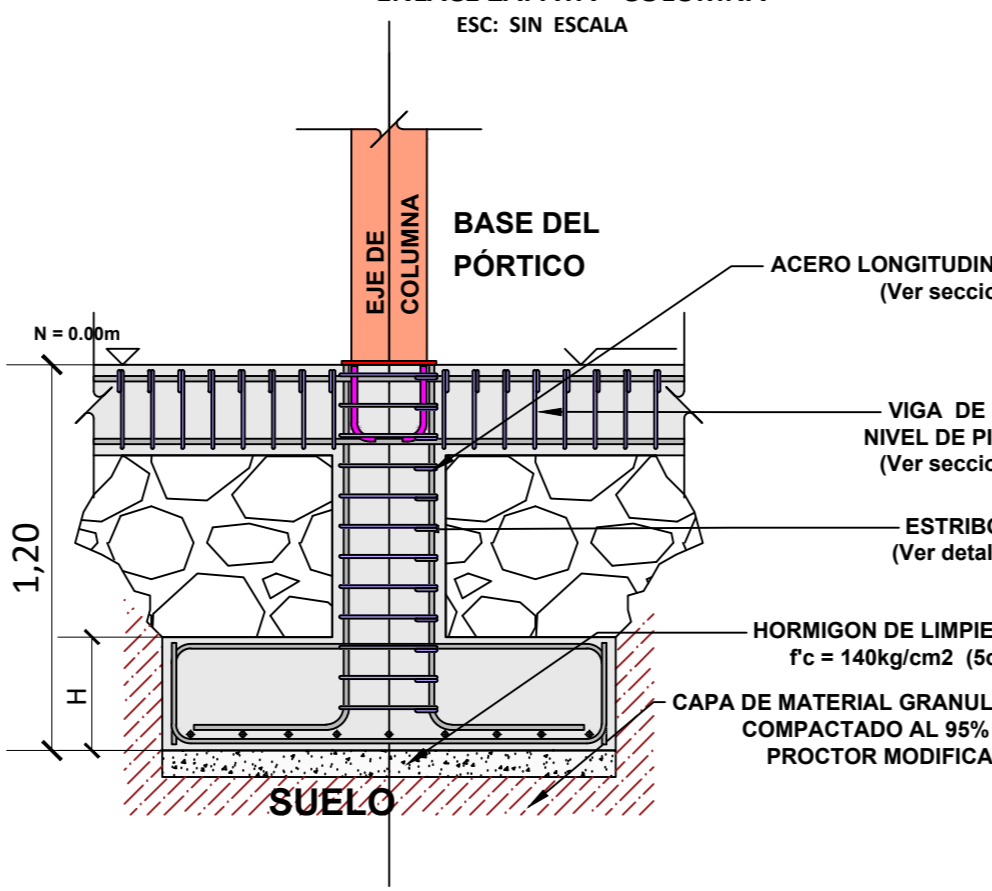
DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS 105X105 cm (Acero)



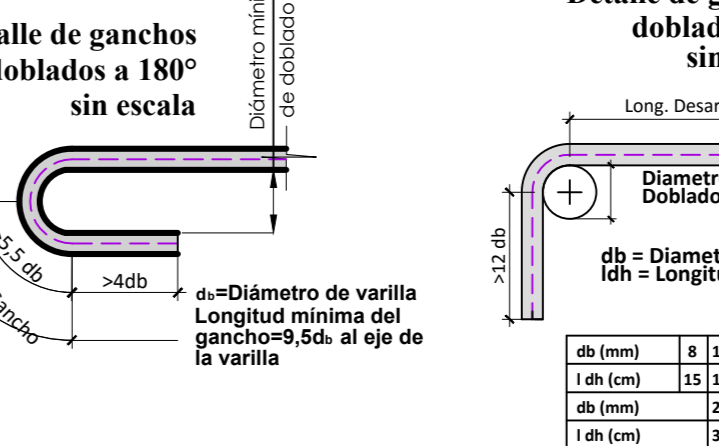
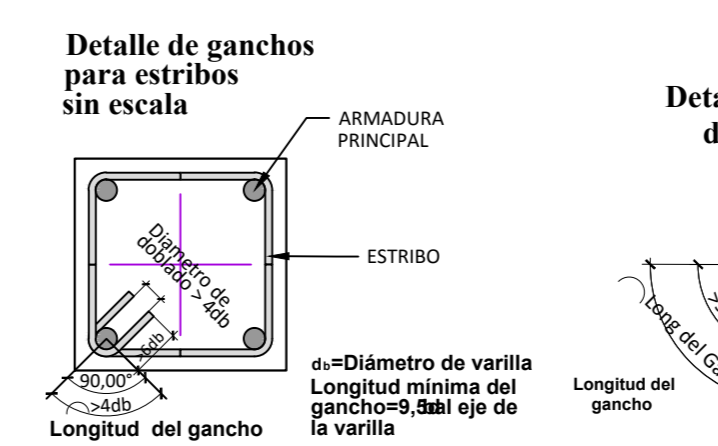
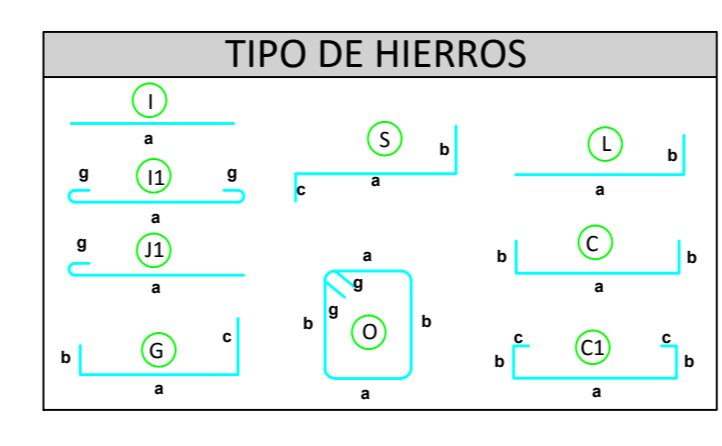
SECCIÓN DETALLE COLUMNA CIMENTO ENLACE ZAPATA - COLUMNA



SECCIÓN DETALLE COLUMNA CIMENTO ENLACE ZAPATA - COLUMNA

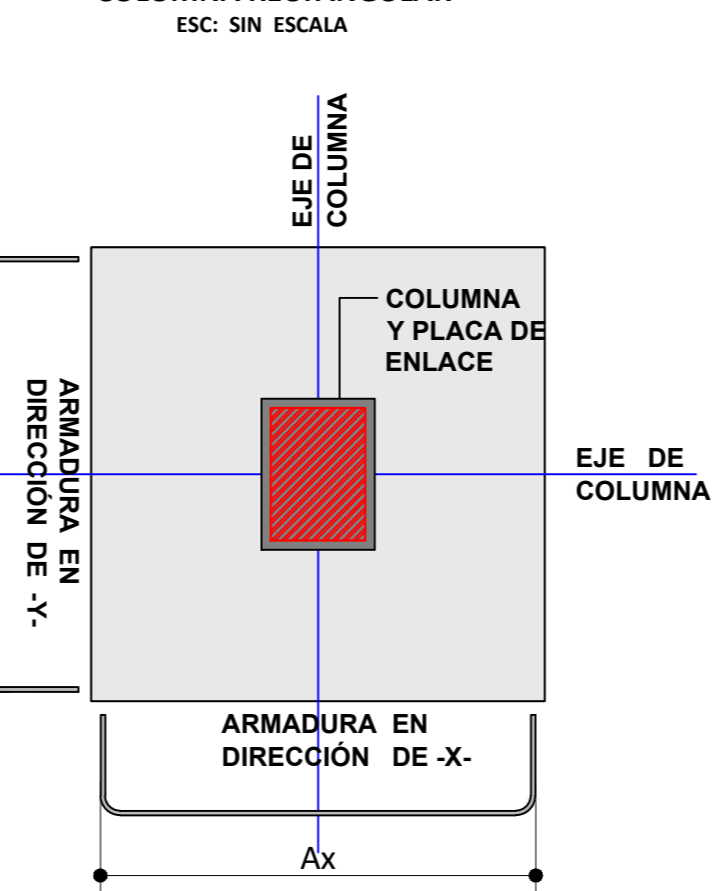


Descripción	Cant.	Unid.	Descr.
Hormigón Muro Ciment.	29.84	m³	70% Cim
Hormigón en Zapatas	9.70	m³	Todos
Hormigón en Col-Zap.	2.39	m³	L=0.95 m
Hormigón en Vigas	10.05	m³	N.Suelo
Total Hormigón	52.00	m³	
Acero Ref. Varillas	1863.25	kg	S / Cime
Acero Ref. Mallas	23.54	kg	Contrap.
Total Acero de Ref.	43.24	kg/m²	Aprox.

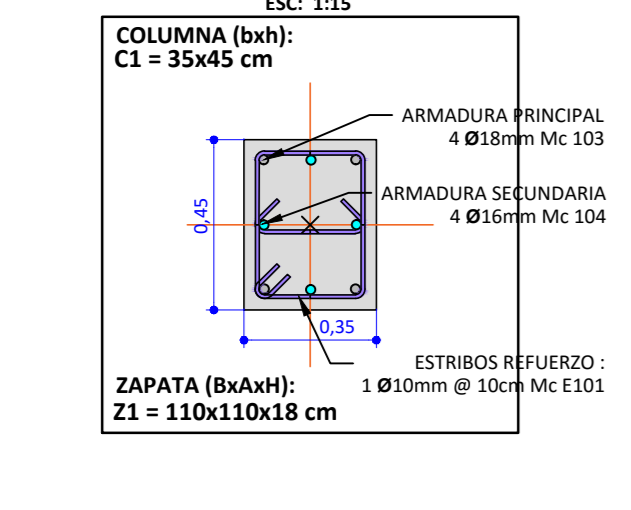


Referencia	Cant. (Unid.)	Dimensiones (m.)				Armadura Superior				Volumen (m³)
		Ax	By	H	h	Eje -X-	Eje -Y-	Eje -X-	Eje -Y-	
Z1	10	1.10	1.10	0.22	--	8010mm@16cm Mc 102	8010mm@16cm Mc 102	808mm@16cm Mc 101	808mm@16cm Mc 101	2.64
Z2	12	1.40	1.40	0.30	--	8014mm@20cm Mc 103	9013mm@16cm Mc 104	8010mm@20cm Mc 105	8010mm@20cm Mc 106	7.06

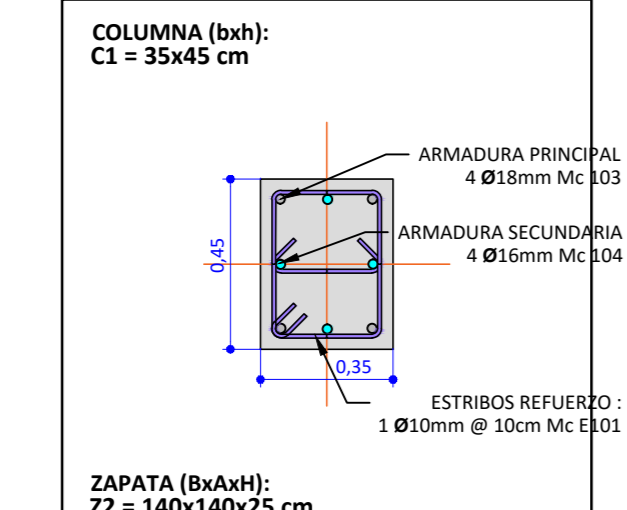
DETALLE EN PLANTA COLUMNA RECTANGULAR



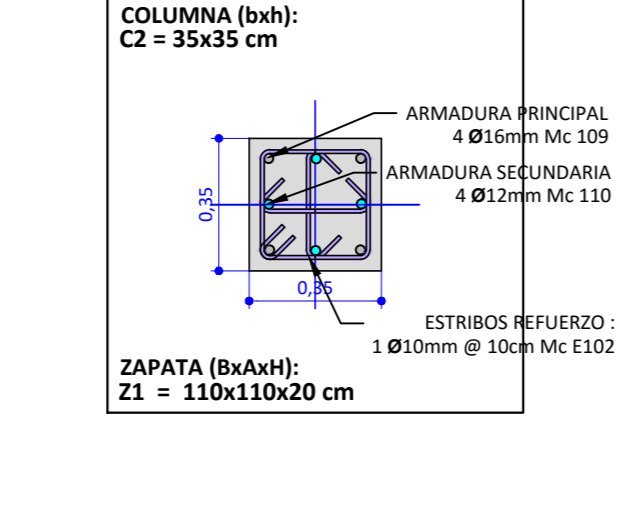
SECCIÓN ZAPATA Z1 - COLUMNA C1



SECCIÓN ZAPATA Z2 - COLUMNA C1



SECCIÓN ZAPATA Z1 - COLUMNA C2



Marca	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (m)			Ganch.	Cant. (Unid.)	Long. Parcial (m)	Long. Total (m)	Observaciones
101	8	C	1.05	0.15	--	--	160	1.35	216.00	Zap Z1 Sup
102	10	C1	1.05	0.17	0.10	--	160	1.59	254.40	Zap Z1 Inf
103	18	L	1.11	0.40	--	2x0.10	44	1.7	106.80	Col C1 - C2
104	16	L	1.11	0.40	--	2x0.10	44	1.7	106.80	Col C1 - C2
105	10	C	1.35	0.15	--	--	96	1.65	158.40	Zap - Z2 Sup
106	8	C	1.35	0.15	--	--	96	1.65	158.40	Zap - Z2 Sup
107	12	C	1.35	0.22	0.15	--	108	2.09	225.72	Zap - Z2 Inf
108	14	C1	1.35	0.22	0.15	--	96	2.09	200.64	Zap - Z2 Inf
109	12	L	10.6	0.40	--	2x0.10	24	11.00	264.00	Col C3
110	16	L	10.6	0.40	--	2x0.10	24	11.00	264.00	Col C3
111	14	I	134	--	--	--	8	134	1072.00	Vigs. Amarre
E 101	10	O	0.27	0.27	--	2x0.10	208	1.48	307.84	Col C1
E 102	10	O	0.27	0.27	--	2x0.10	530	1.28	678.40	Col C2
E 103	10	O	0.17	0.24	--	2x0.10	1340	1.02	1366.80	Vigs. Amarre

φ	Longitud Total (m)	Peso * m	Peso Total (kg)	Cant. (12mts Long.)
8	374.40	0.395	147.89	31.20
10	2745.84	0.617	1706.52	230.48
12	489.72	0.888	434.87	40.81
14	1272.64	1.208	1537.35	106.05
16	372.8	1.578	588.28	31.06
18	108.80	1.998	217.38	9.07
TOTAL:			4632.29	kg.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:

- NEC-SE ACERO
- ACI 318-(S)14
- AISC-360-10 (ASD /LRFD)
- AWS-99
- AISI 2002

HORMIGONES:

A) Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 35 mm
 B) Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser Resistencia a la compresión $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor

REFUERZO:

A) Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B) Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135' (Vigas y Columnas)
 C) El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 D) Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 E) Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:

A) Acero Estructural--Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 B) Juntas soldados deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "NAVE INDUSTRIAL"
Con porticos tipo cercha

ESCALA: Las Indicadas

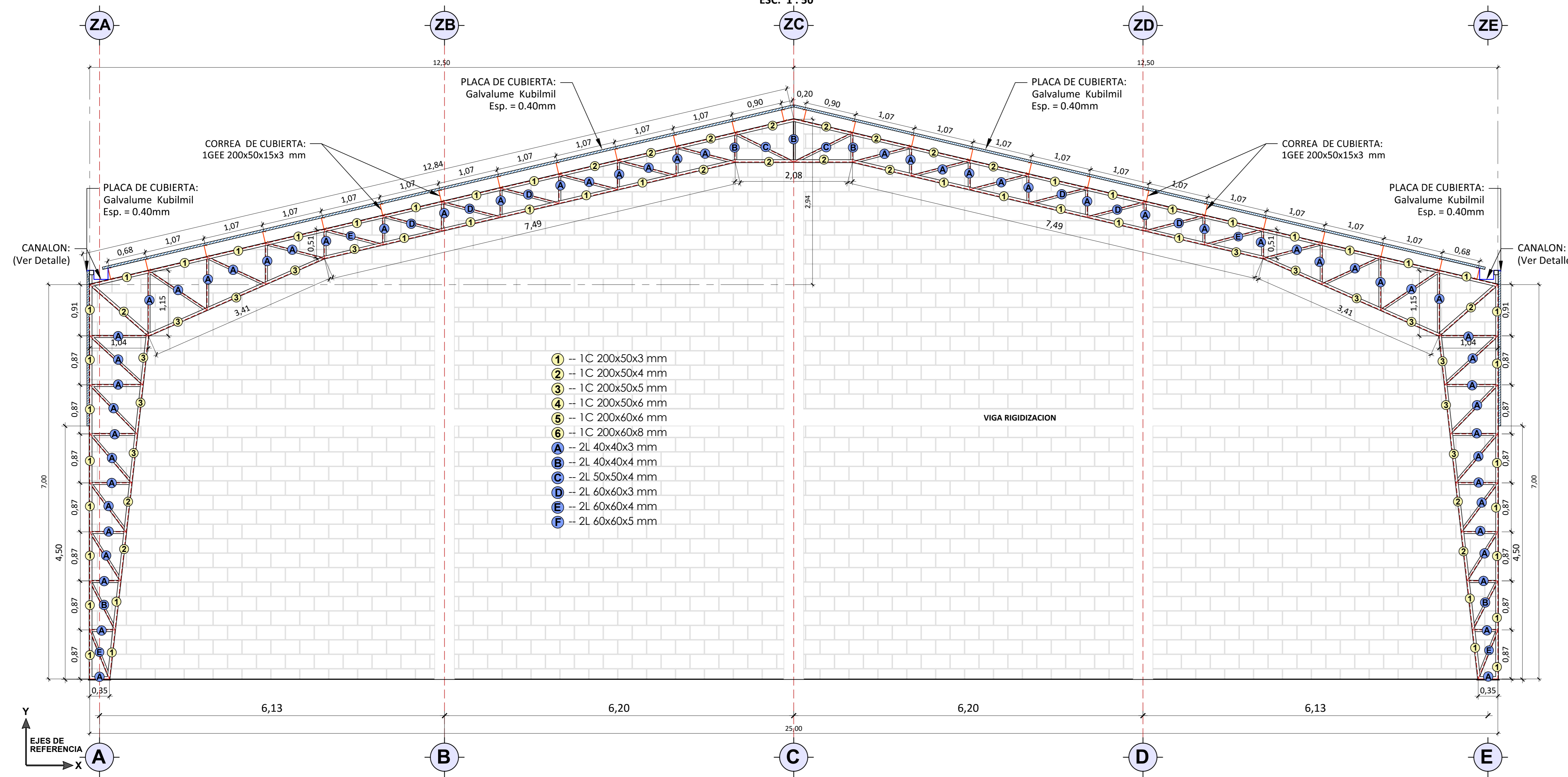
DIS: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
 DIB: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
 REV: Ing. Juan Sola O.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVIDIO DEL PUEBLO

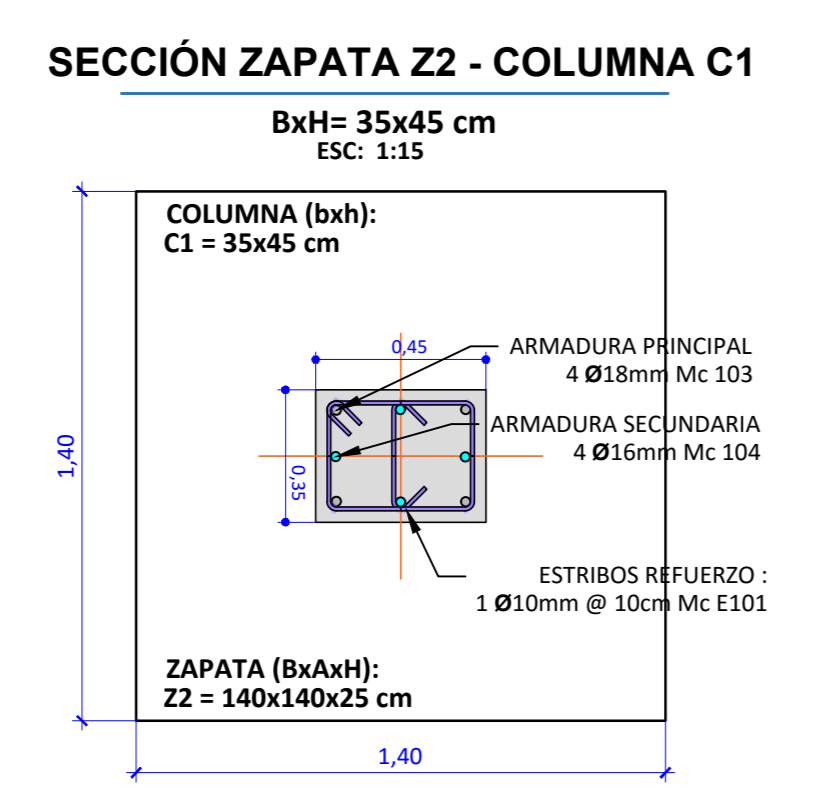
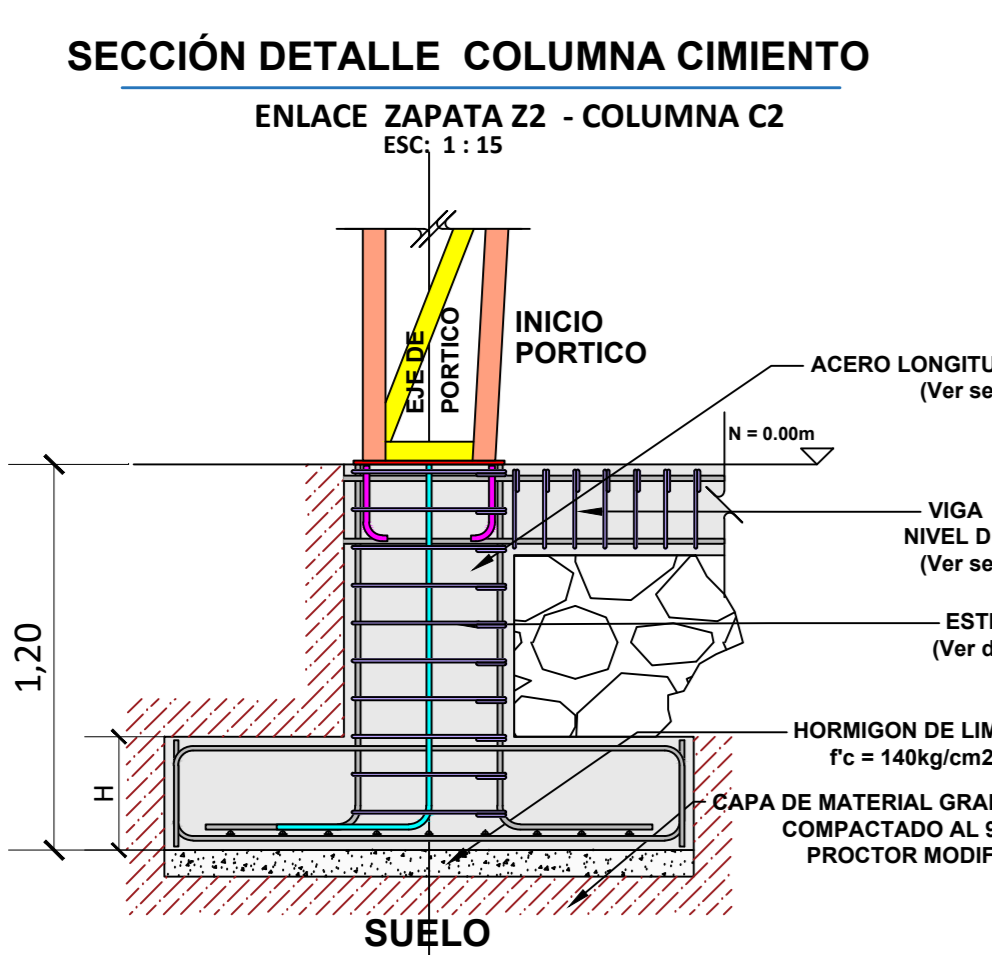
Marco Orlando Quinde Duchitanga.
 Tesis de Ing. Civil
 Nro. C.I. : 0104537022

FECHA: 15/Abr/2016
 HOJA: 01 de 05

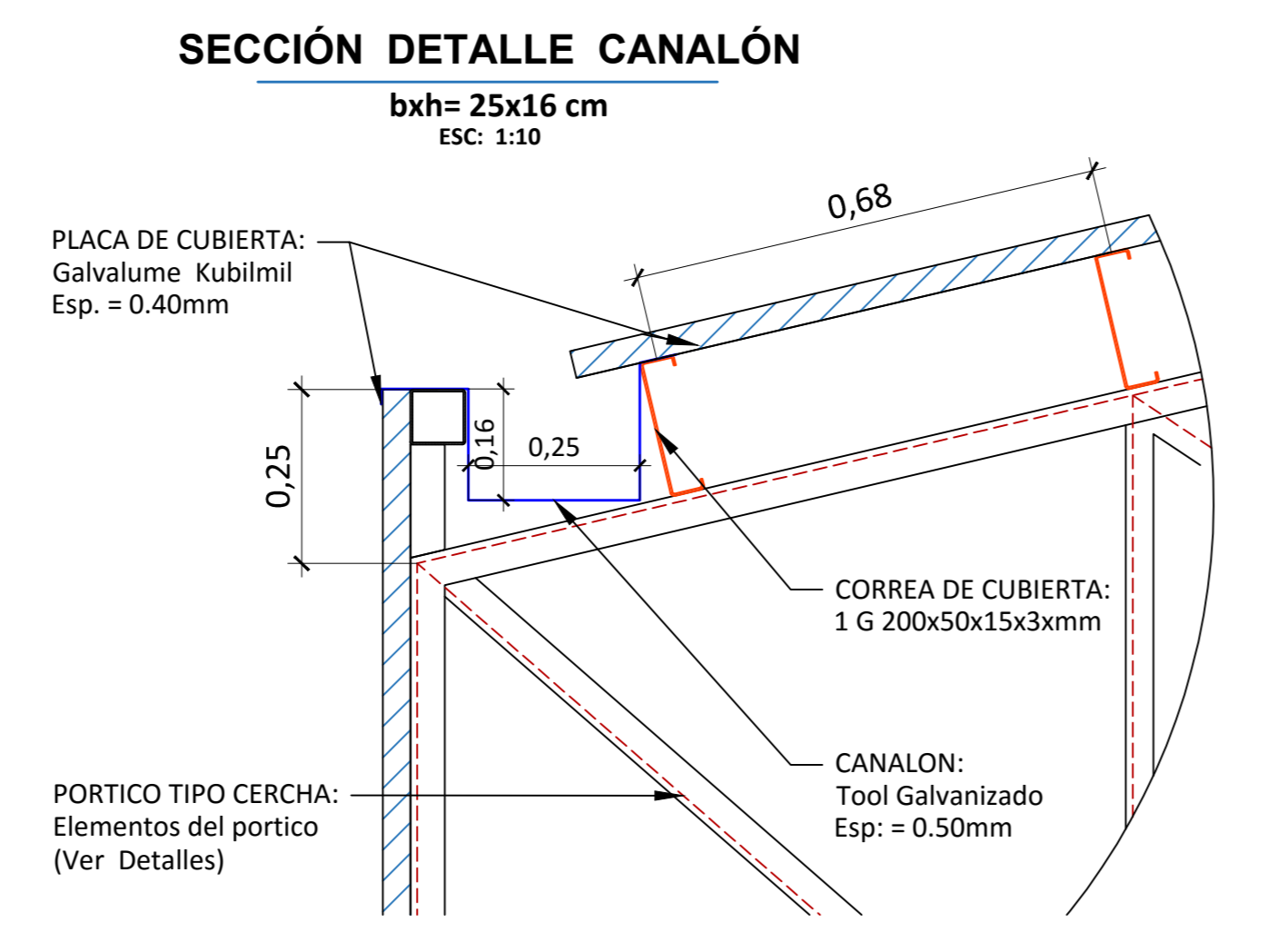
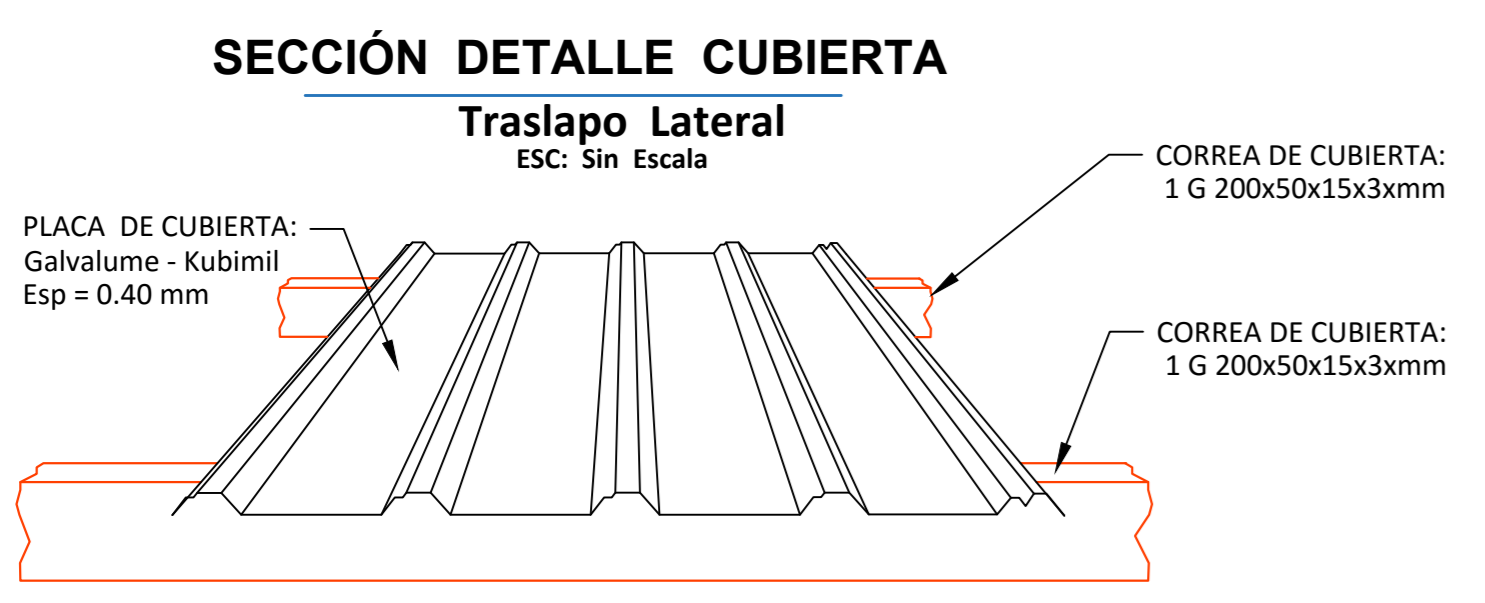
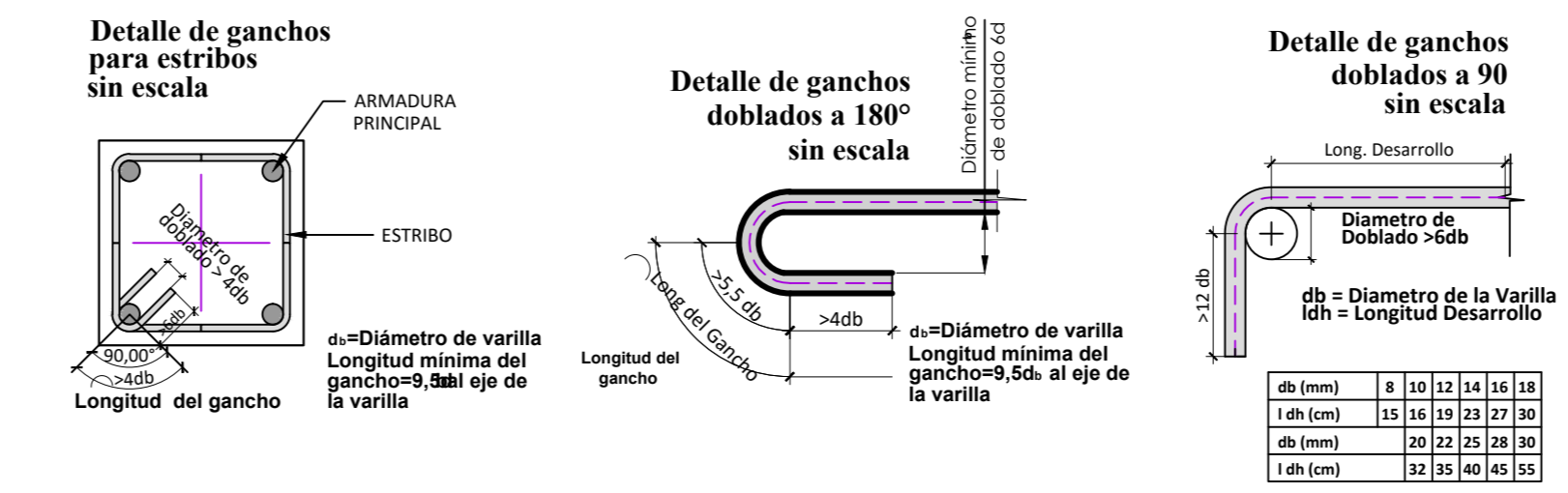
ARMADURA ESTRUCTURAL TIPO CERCHA PARA PÓRTICOS : EN EJES 1 Y 8 ESC: 1 : 50



- 1 - 1C 200x50x3 mm
- 2 - 1C 200x50x4 mm
- 3 - 1C 200x50x5 mm
- 4 - 1C 200x50x6 mm
- 5 - 1C 200x60x6 mm
- 6 - 1C 200x60x8 mm
- A - 2L 40x40x3 mm
- B - 2L 40x40x4 mm
- C - 2L 50x50x4 mm
- D - 2L 60x60x3 mm
- E - 2L 60x60x4 mm
- F - 2L 60x60x5 mm



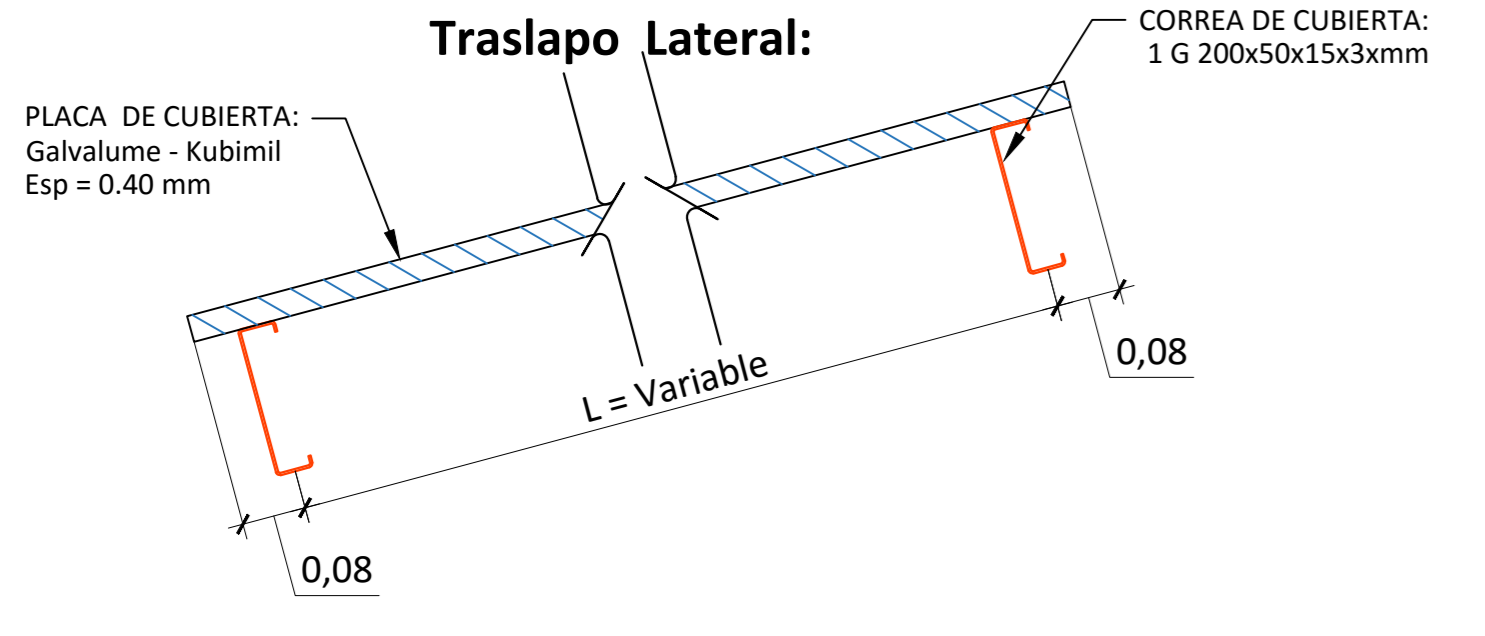
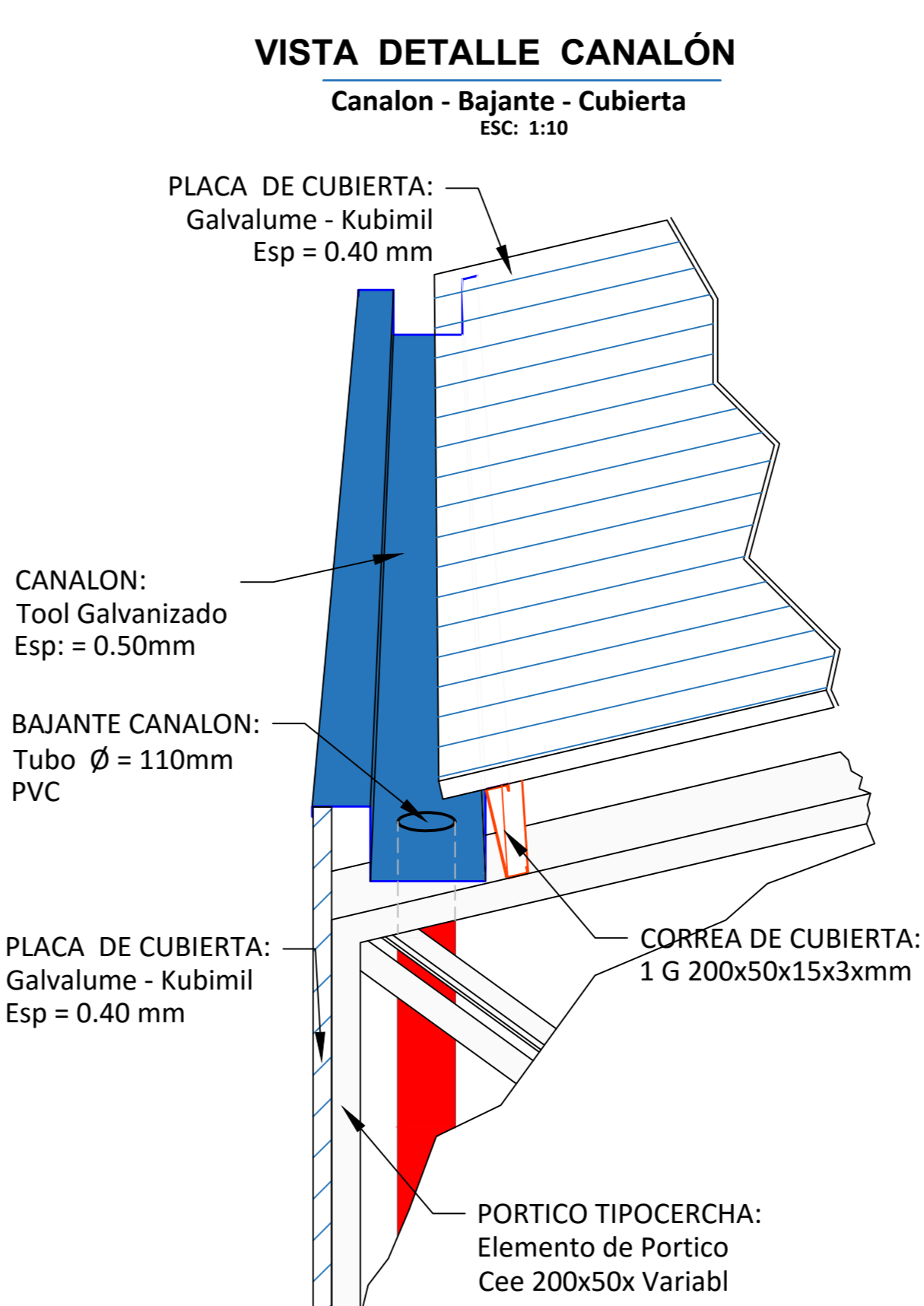
Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Sección. (cm2)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
1	12.84	1L 25x25x3 mm	14	179.76	1.35	1.06	190.55
Var	34.40	Varilla Cor. 12 mm	14	481.60	1.13	0.889	428.14
7	42.00	1G 200x50x15x3 mm	26	1092.0	9.31	7.31	7982.52
KUBIMIL	-	PLACA DE CUBIERTA	-	1487.06 m2	-	*3.72(kg/m2)	5531.86
TOTAL :							14133.07Kg.



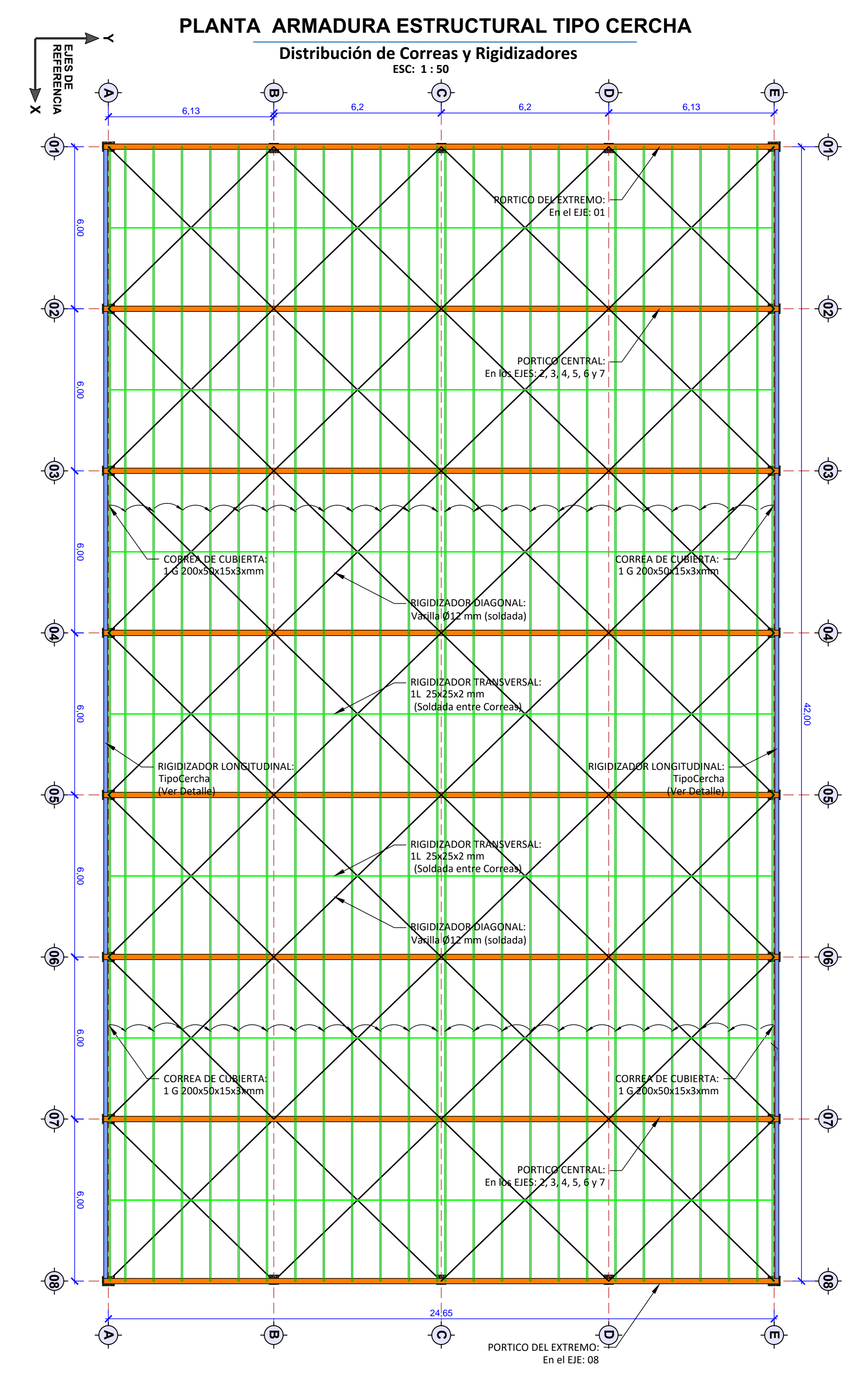
RESUMEN FINAL

Pesos Totales en cada Propuesta

Descripción	Cant.	Unid.	Descrip.
Peso Tot. Portico Cercha	21124.0	Kg.	Solo Estr.
Peso Tot. Portico IPN	32111.5	Kg.	Solo Estr.
Peso Total placas Cubierta	5531.86	Kg.	Solo Plan



Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Sección. (cm2)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
1	45.42	1C 200x50x3 mm	2	90.84	8.70	6.83	620.43
2	19.08	1C 200x50x4 mm	2	38.16	11.50	9.01	374.35
3	14.24	1C 200x50x5 mm	2	28.48	14.20	11.10	316.13
A	48.76	2L 40x40x3 mm	2	97.52	2.54	1.77	172.61
B	3.92	2L 40x40x4 mm	2	7.84	2.94	2.31	18.11
C	2.32	2L 50x50x4 mm	2	4.64	3.74	2.94	13.64
D	6.48	2L 60x60x3 mm	2	12.96	3.45	2.71	35.12
E	2.16	2L 60x60x4 mm	2	4.32	4.54	3.56	15.38
TOTAL :							1565.76 Kg.



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:

- NEC-SE ACERO
- ACI 318-(S)14
- AISC-360-10 (ASD /LRFD)
- AWS-99
- AISI 2002

HORMIGONES:

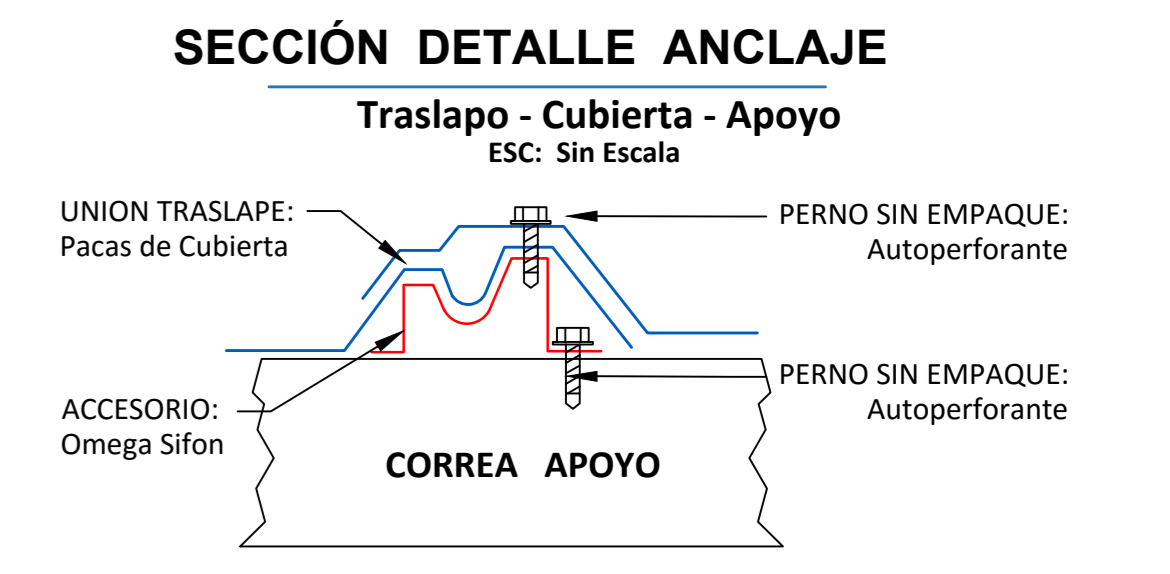
- A) - Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
- B) - Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor

REFUERZO:

- A) - Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- B) - Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C) - Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
- E) - Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

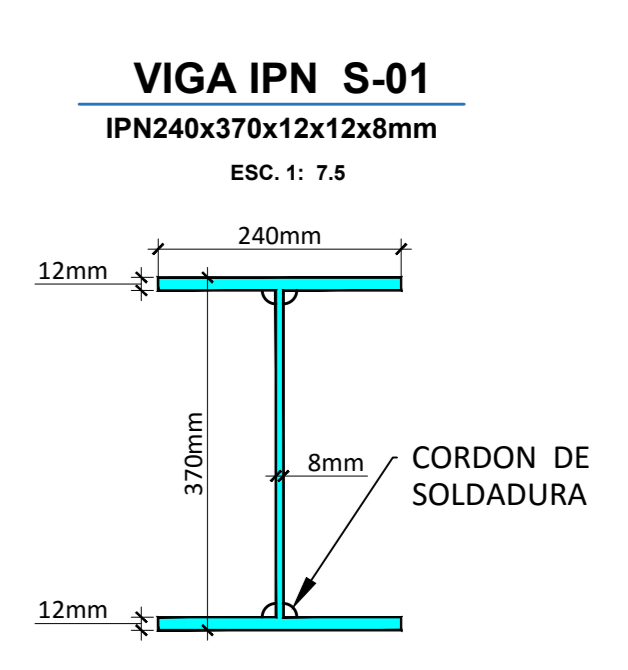
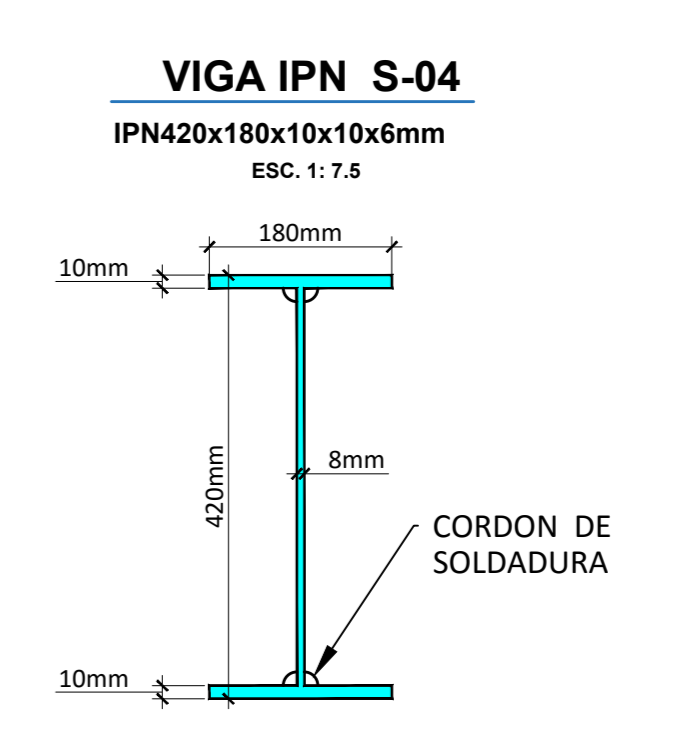
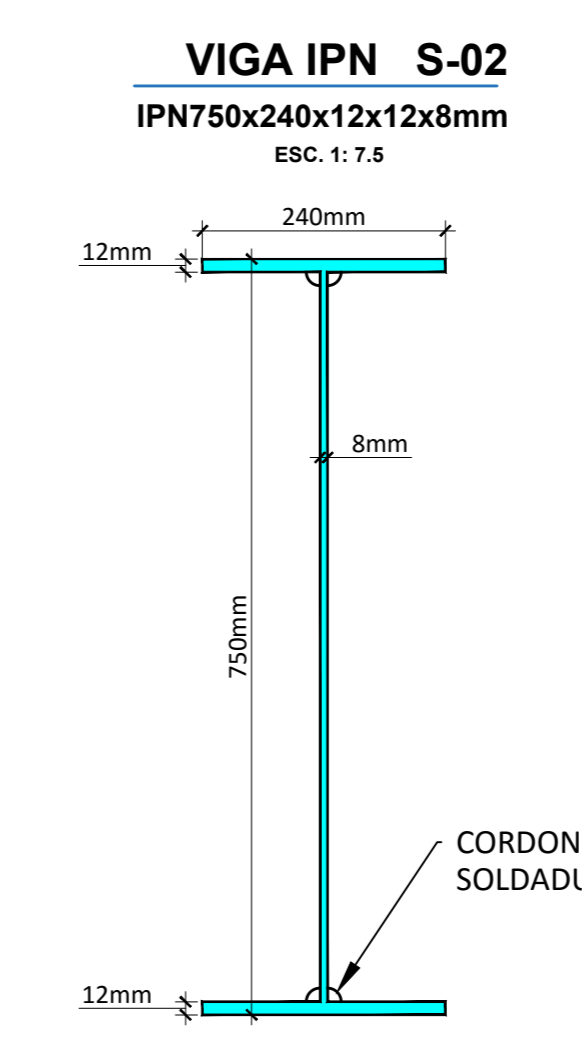
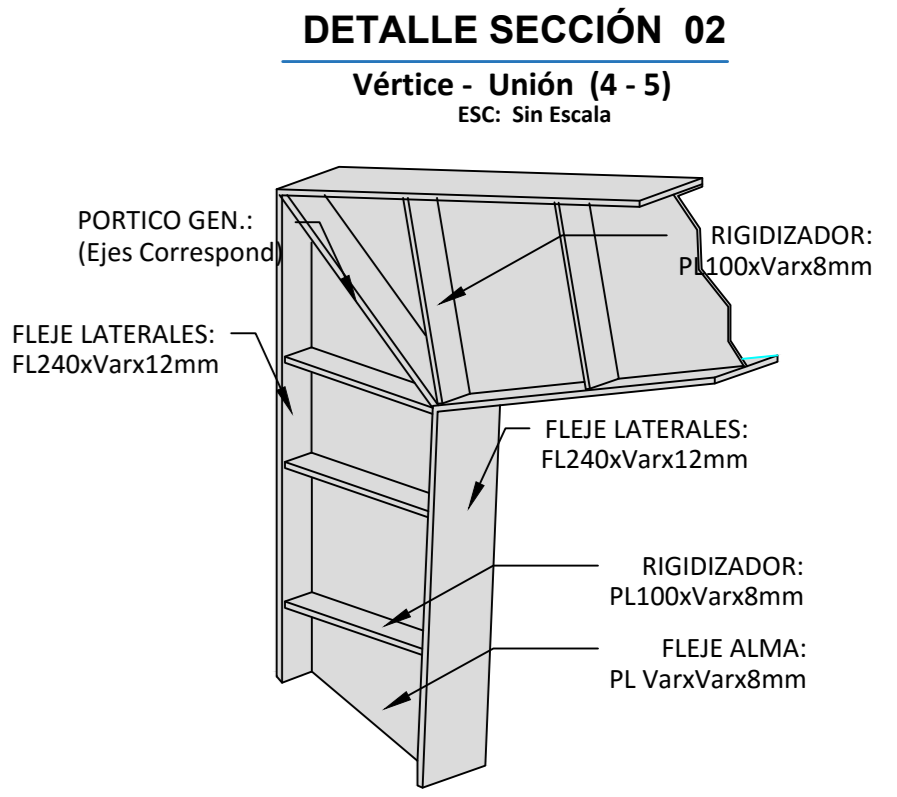
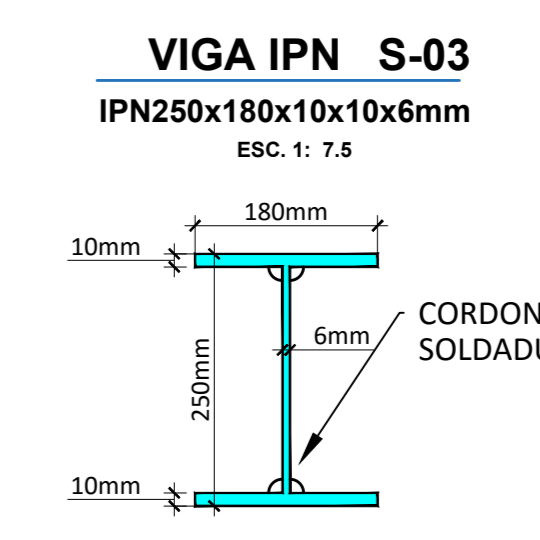
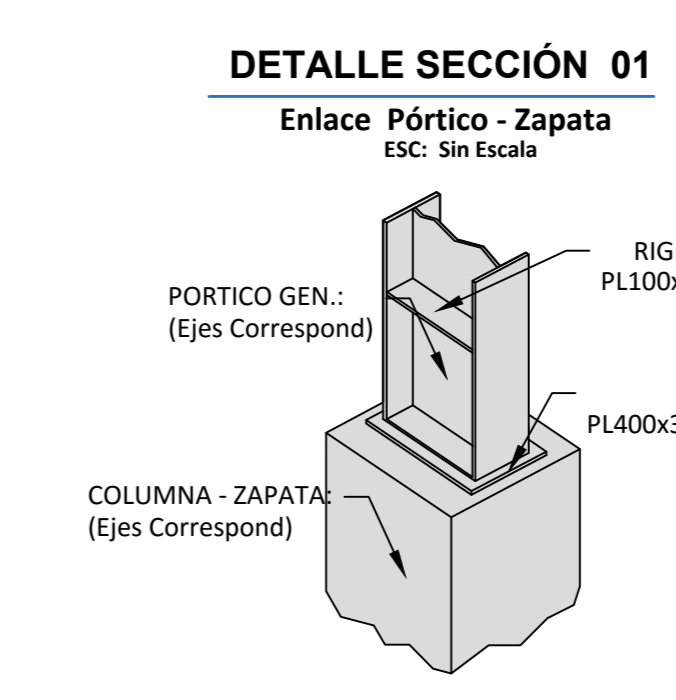
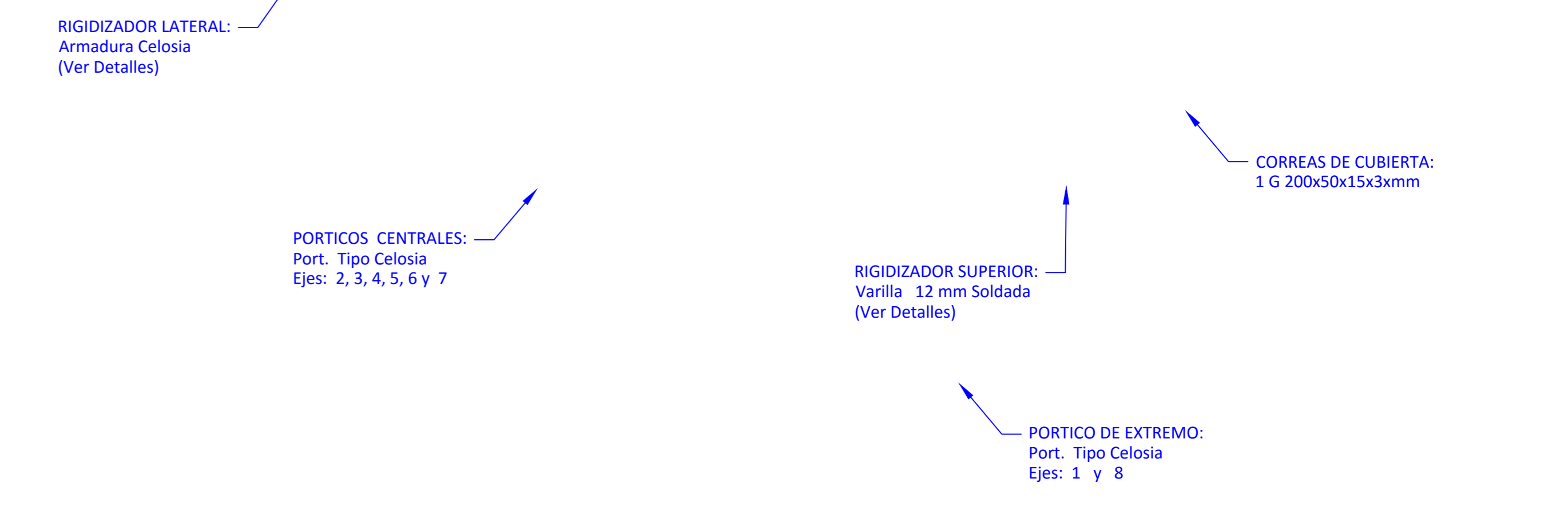
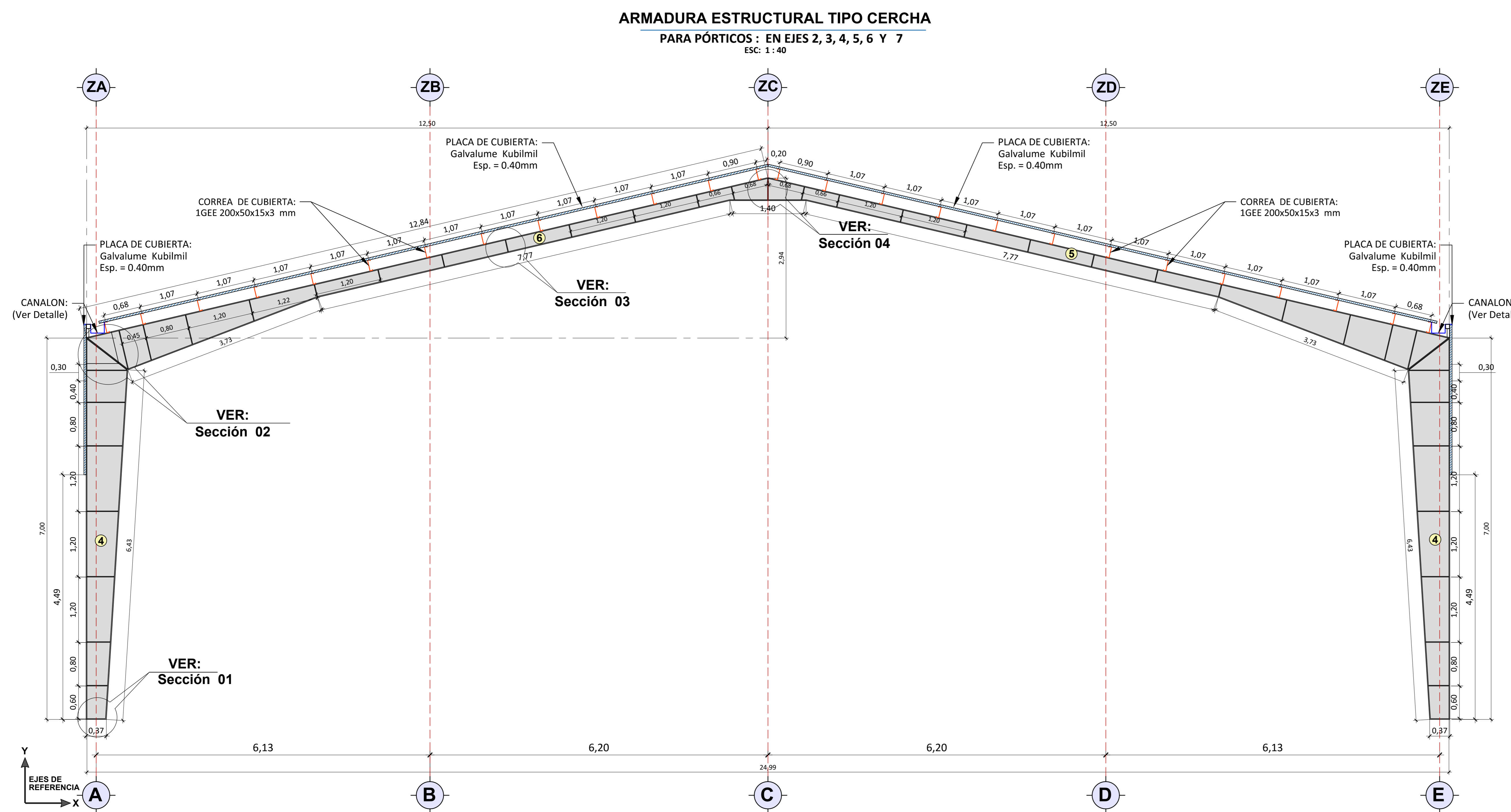
ESTRUCTURA METÁLICA:

- A) - Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
- B) - Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.



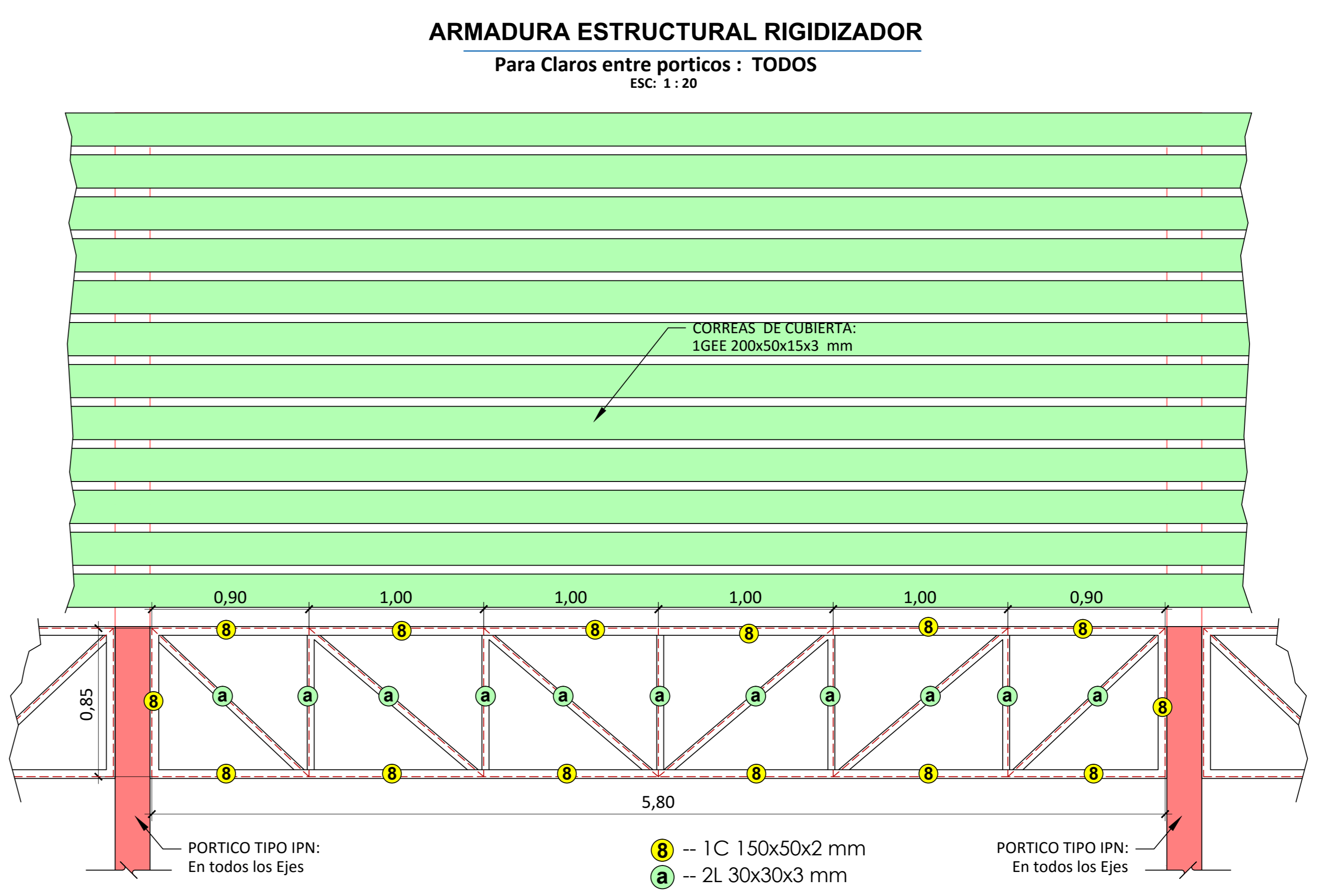
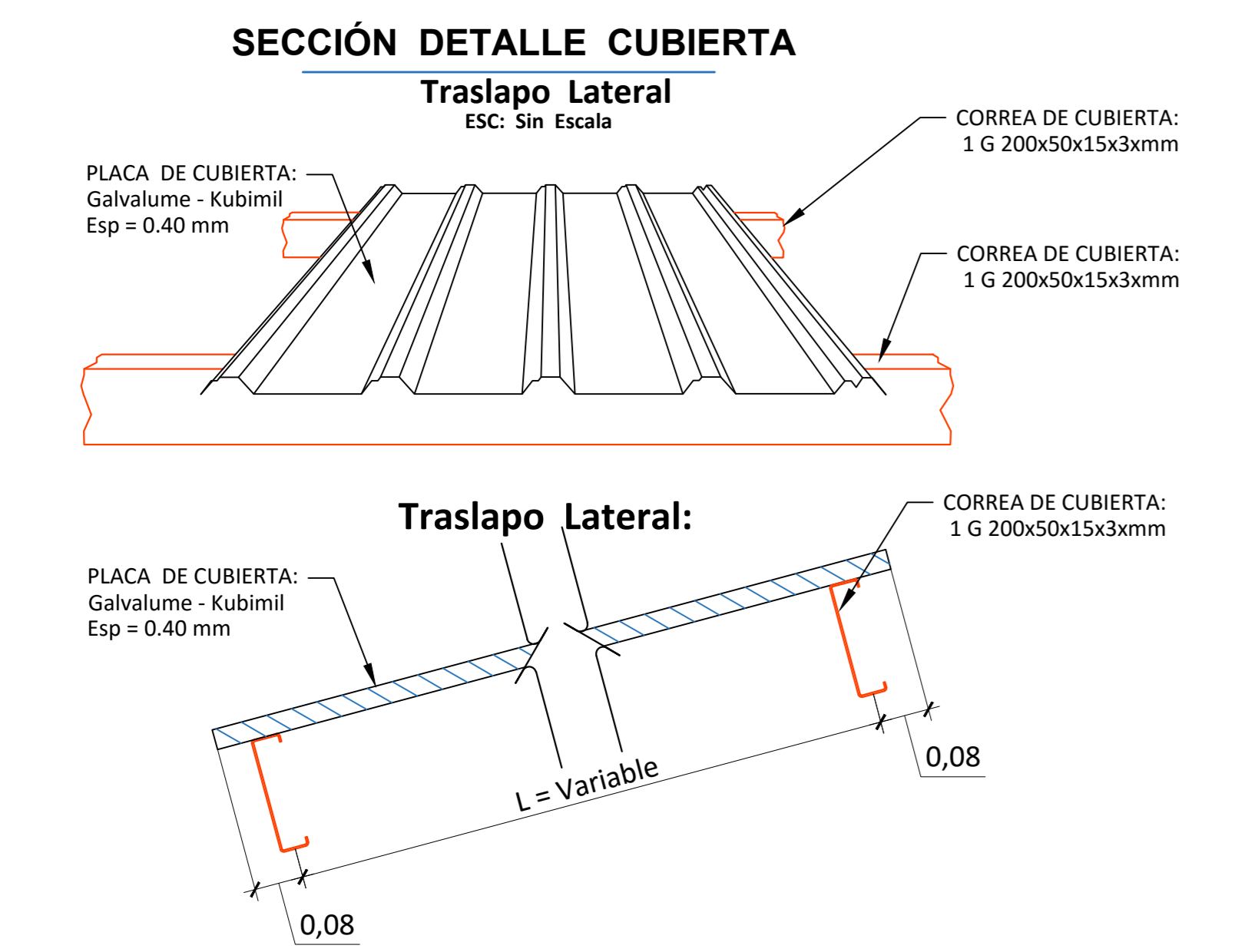
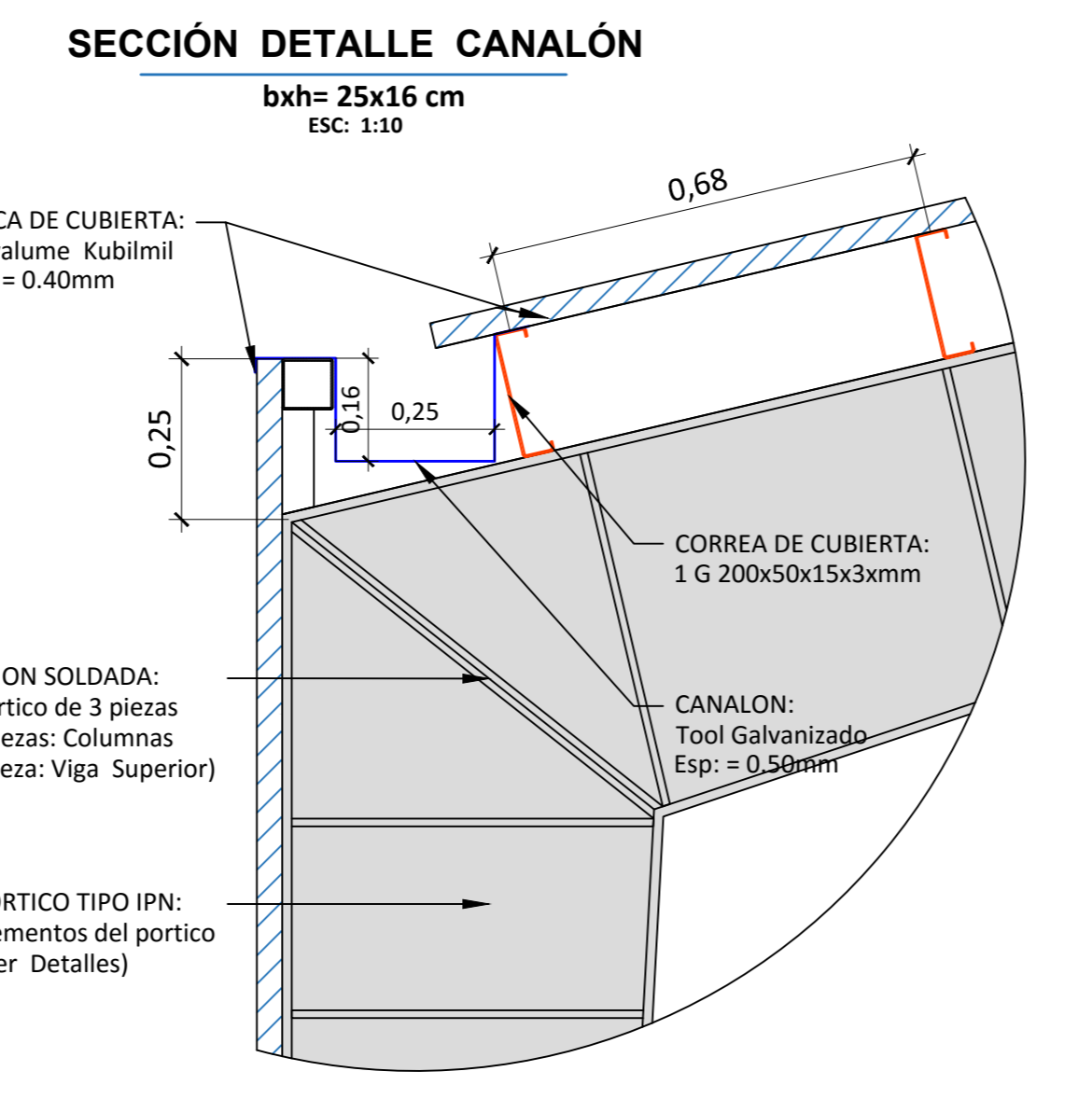
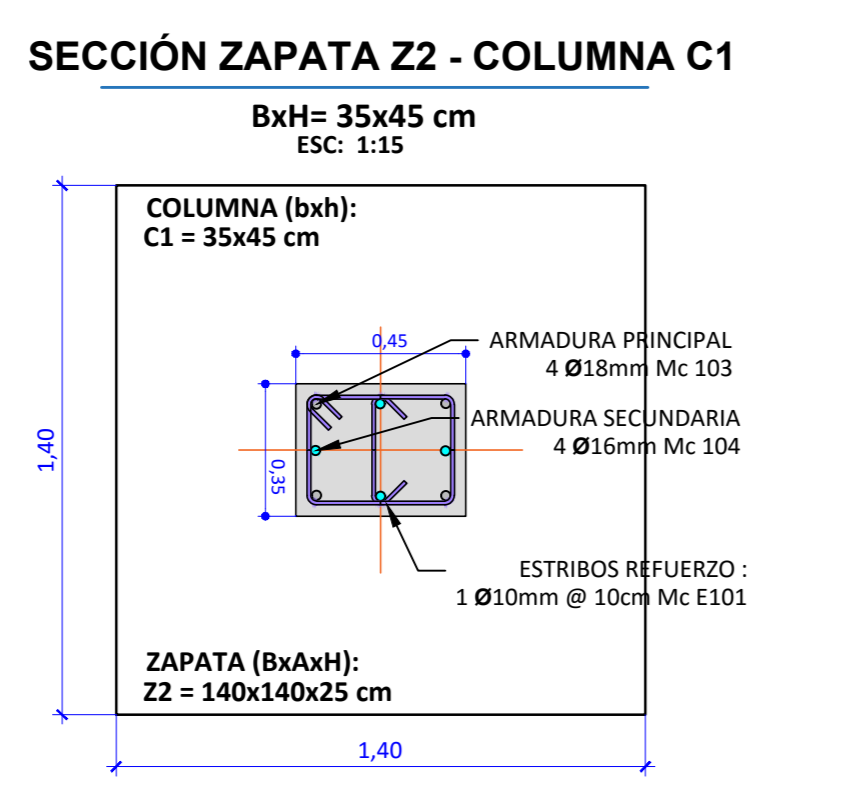
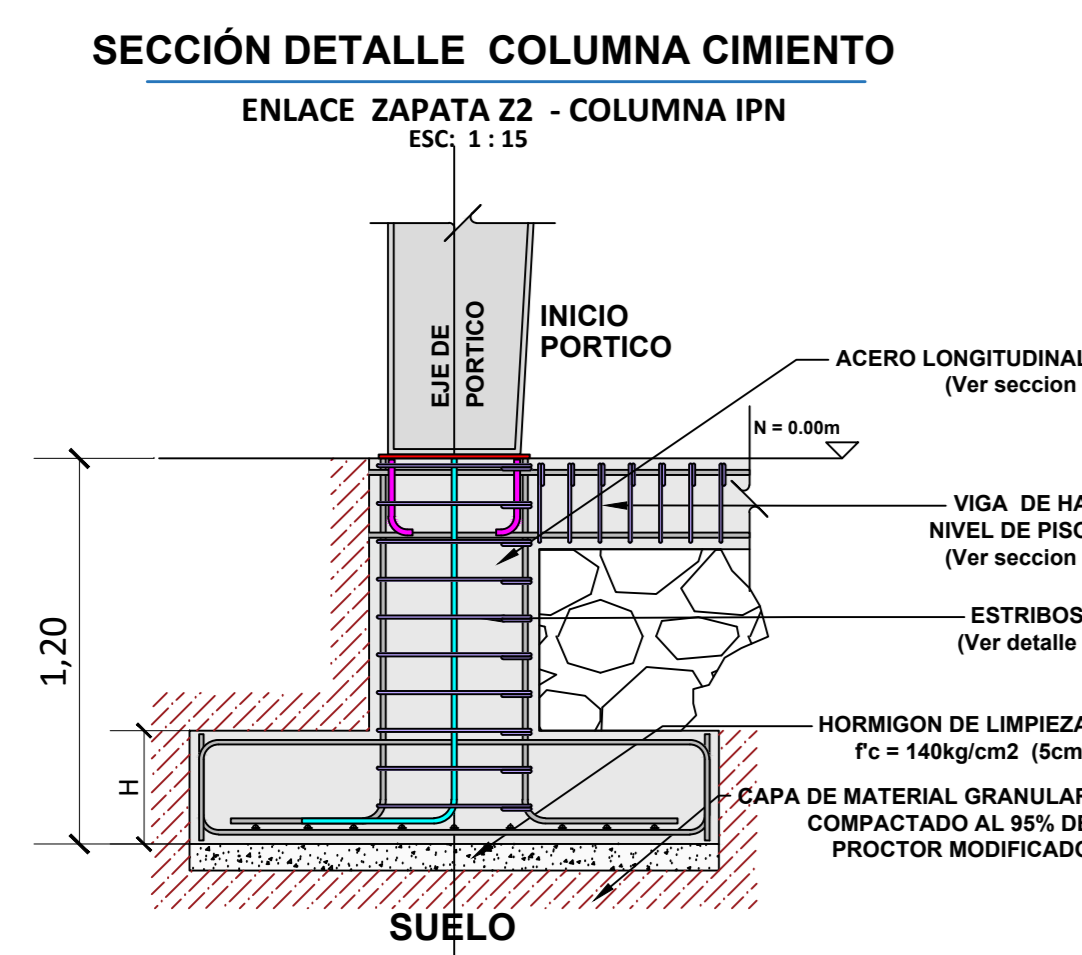
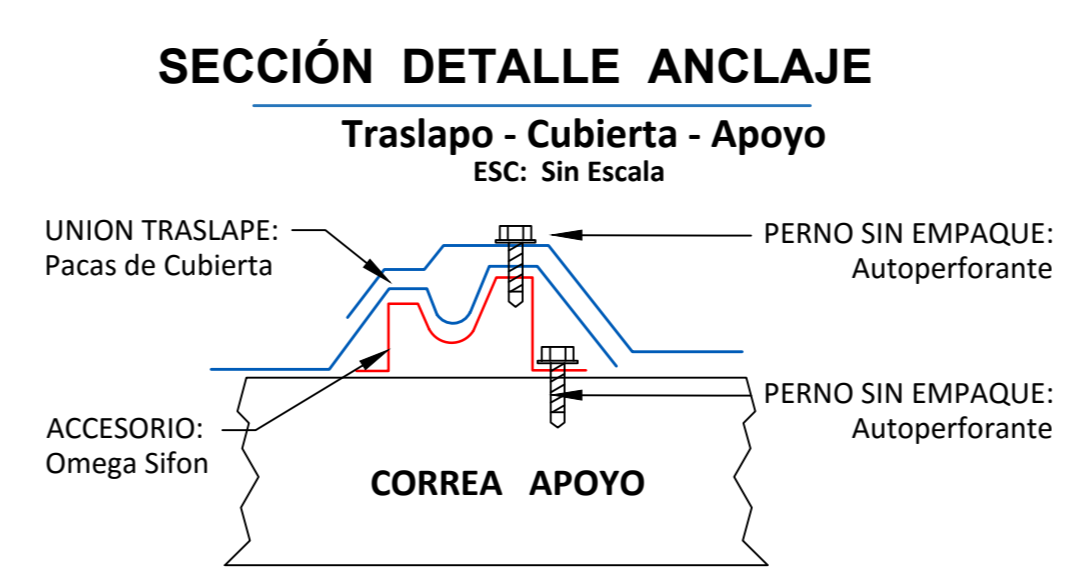
PROYECTO: "NAVE INDUSTRIAL"	
Con porticos tipo cercha	
ESCALA: Las Indicadas	DIS: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
OBSERVACIONES:	DIB: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
	REV: Ing. Juan Sola O.
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVIDIO DEL ECUADOR	
Marco Orlando Quinde Duchitanga. Tesis de Ing. Civil Nro. C.I. : 0104537022	
CONTENIDO:	FECHA:
ARMADURA ESTRUCTURAL: Porticos Ejes 1 y 8 Planta Cubierta Especificaciones Varias	15/Abr/2016
	HOJA:
	03 de 05

VISTA 3D DETALLES VARIOS
Estructura General Tipo IPN
ESC: Sin Escala



RESUMEN FINAL
Pesos Totales en cada Propuesta

Descripción	Cant.	Unid.	Descripción
Peso Tot. Portico Cercha	21124.0	Kg.	Solo Estr.
Peso Tot. Portico IPN	32111.5	Kg.	Solo Estr.
Peso Total placas Cubierta	5531.86	Kg.	Solo Plan



CUADRO DE PERFILES EN PORTICO(S) CENTRAL EJES: 2-3-4-5-6 Y 7

Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Sección. (cm ²)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
4	7.00	IPN240xVvarx12x12x8mm	12	84.00	Var	508.12	6097.44
5	12.85	IPN180xVvarx10x10x6mm	6	77.1	Var	673.23	4039.38
6	12.85	IPN180x250x10x10x6mm	6	77.1	Var	673.23	4039.38
8	12	- 1C 150x50x2 mm	6	45.42	4.54	3.56	161.69
9	6.32	- 2L 30x30x3 mm	6	37.92	5.59	4.39	166.47
TOTAL:							14504.36Kg.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:
 - NEC-SI ACERO
 - ACI 318-(S)14
 - AISC-360-10 (ASD /LRFD)
 - AWS-99
 - AISI 2002

HORMIGONES:
 A) - Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 35 mm
 B) - Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia o la compresión $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor

REFUERZO:
 B) - Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 C) - Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C) - El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 C) - Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 E) - Recubrimiento del refuerzo:
 - Losos y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto o la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:
 A) - Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 B) - Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "NAVE INDUSTRIAL"
Con porticos tipo cercha

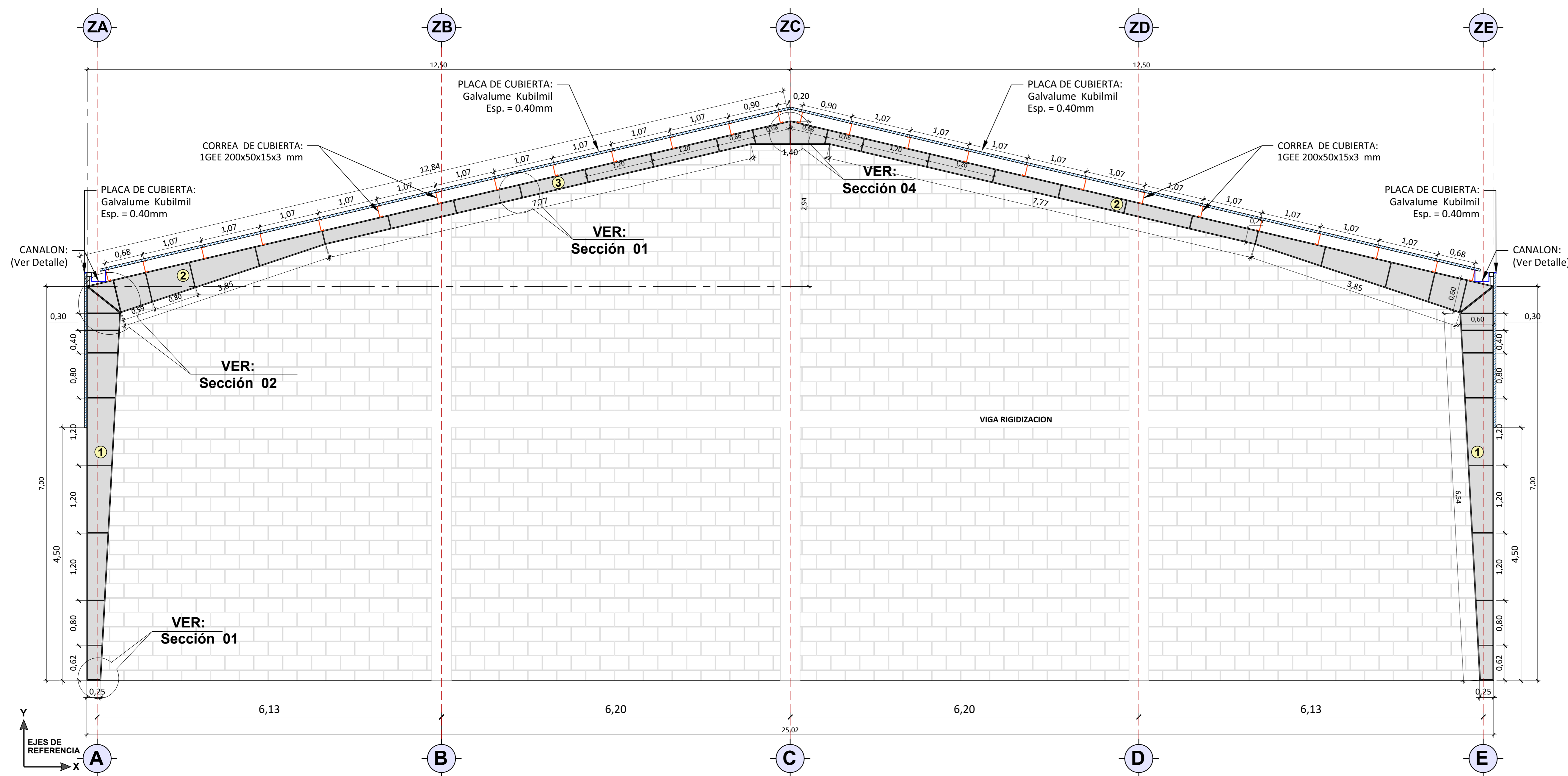
ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

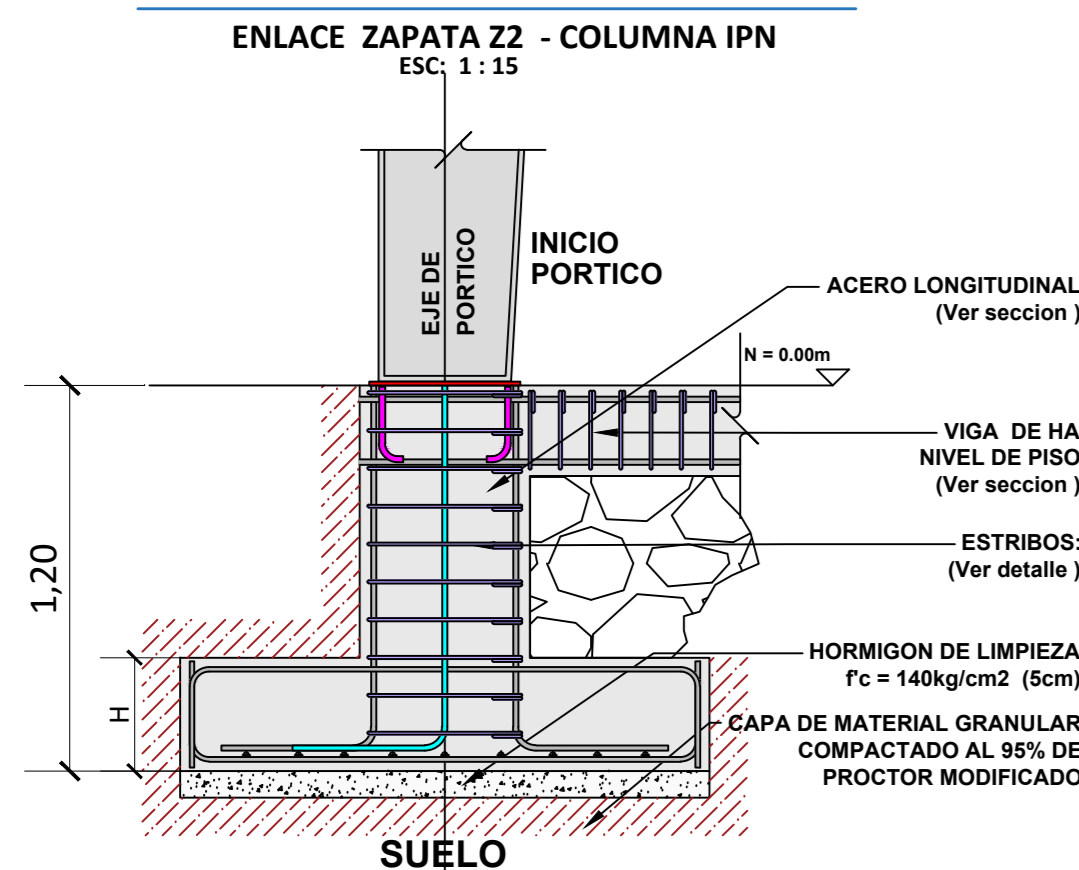
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVIDOR DEL BUEBLO

FECHA: 15/Abr/2016
HOJA: 04 de 05

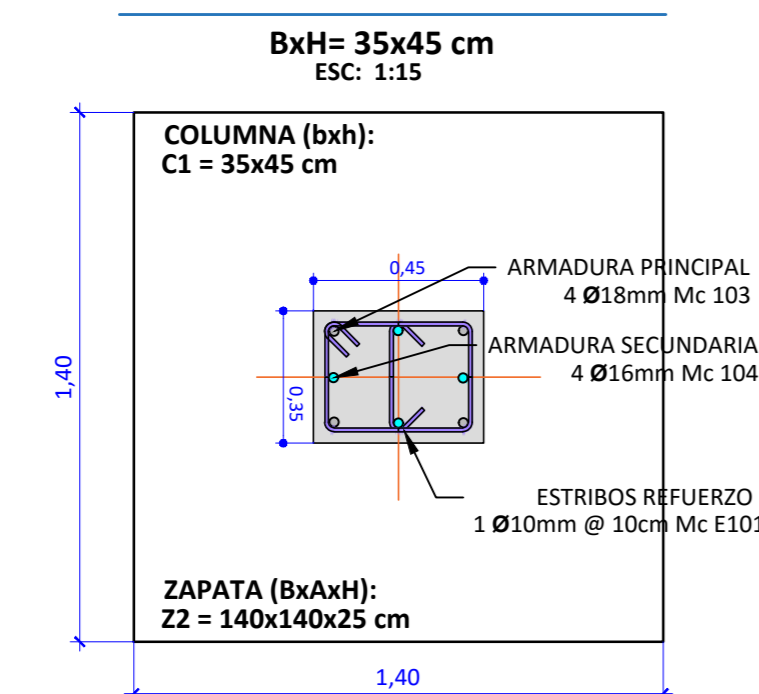
ARMADURA ESTRUCTURAL TIPO IPN
PARA PÓRTICOS : EN EJES 1 Y 8
 ESC: 1 : 50



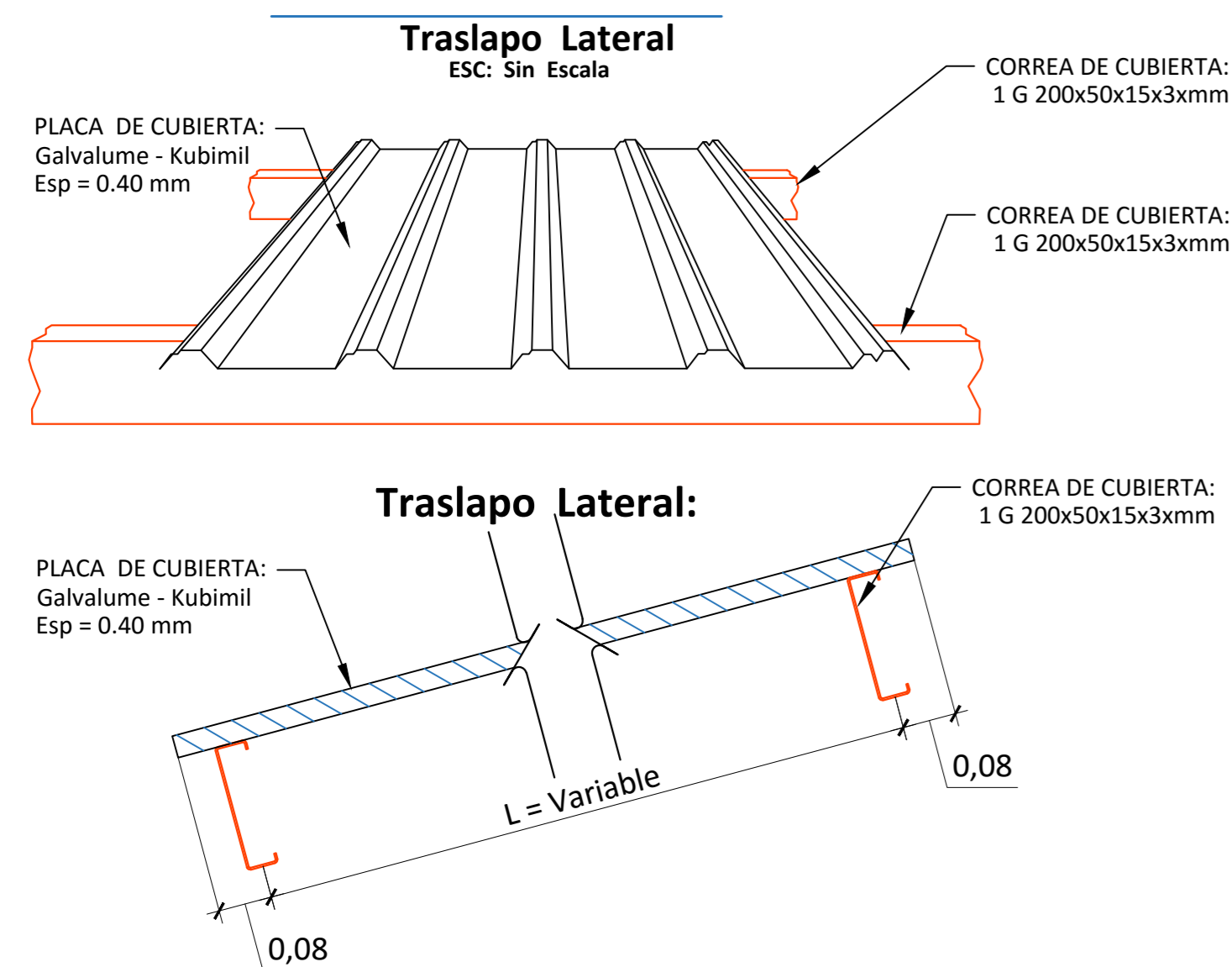
SECCIÓN DETALLE COLUMNA CIMIENTO



SECCIÓN ZAPATA Z2 - COLUMNA C1



SECCIÓN DETALLE CUBIERTA



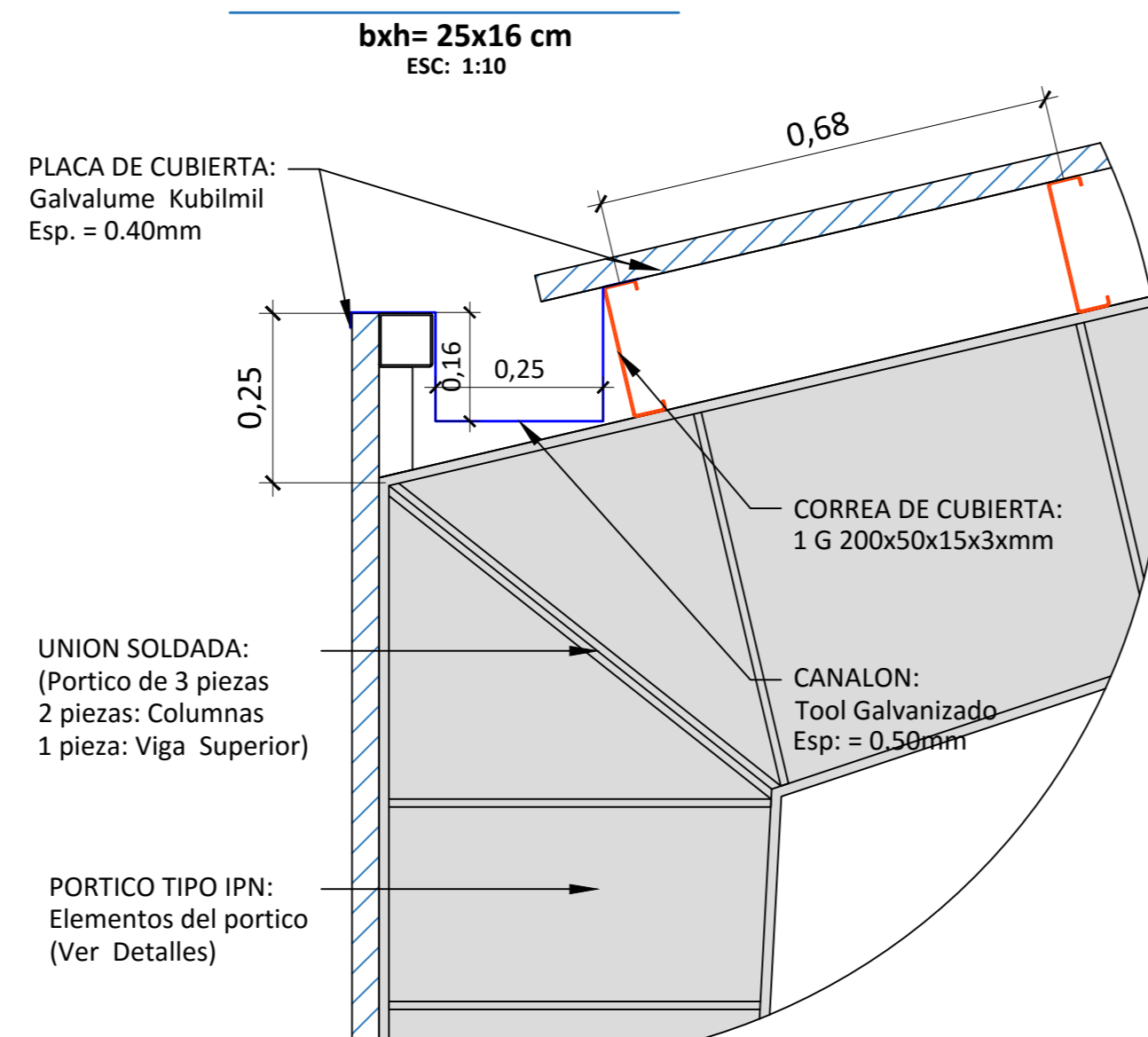
CUADRO DE PERFILES EN PORTICO(S) EXTREMO EJES 1 Y 8 Y CUBIERTA

Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Seccion. (cm2)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
1	7	IPN180xVarx10x10x6mm	4	28	Var	333.37	1333.48
2	12.85	IPN180xVarx10x10x6mm	2	25.70	Var	535.15	1070.30
3	12.85	IPN180x250x10x10x6mm	2	25.70	Var	535.15	1070.30
TOTAL :							3474.08 Kg.

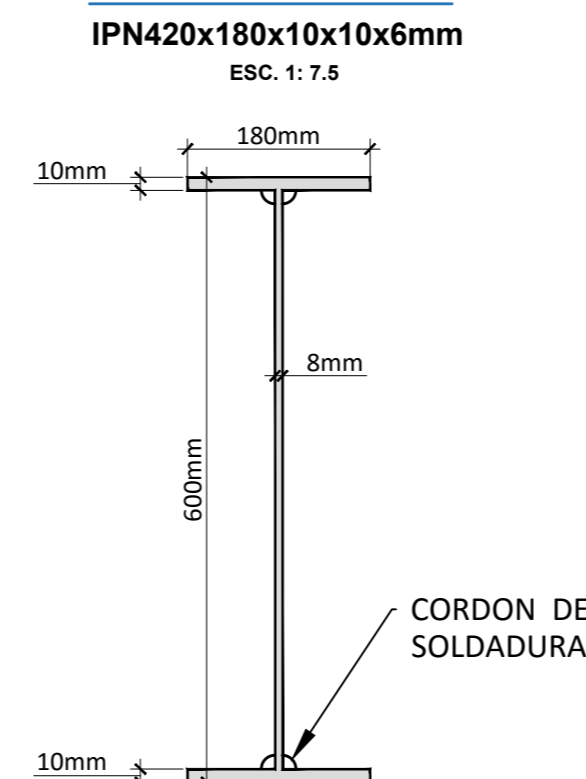
CUADRO DE PERFILES EN PORTICO(S) SOLO CUBIERTA

Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Seccion. (cm2)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
4	12.84	1L 25x25x3 mm	14	179.76	1.35	1.06	190.55
Var	34.40	Varilla Cor. 12 mm	14	481.60	1.13	0.989	428.14
5	42.00	1G 200x50x15x3 mm	26	1092.0	9.31	7.31	7982.52
KUBIMIL	-	PLACA DE CUBIERTA	-	1487.04 m2	-	*3.72(kg/m2)	5531.86
TOTAL :							14133.07Kg.

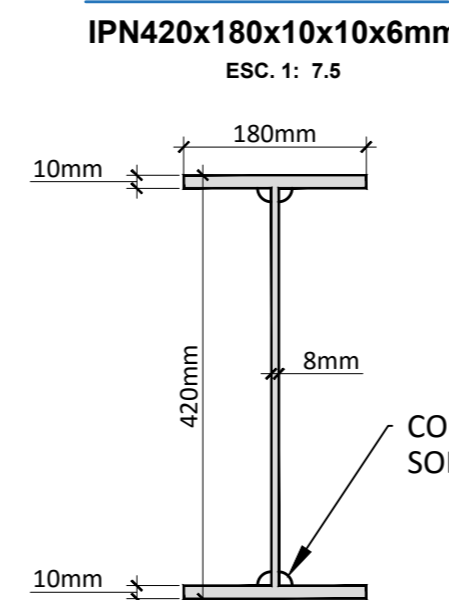
SECCIÓN DETALLE CANALÓN



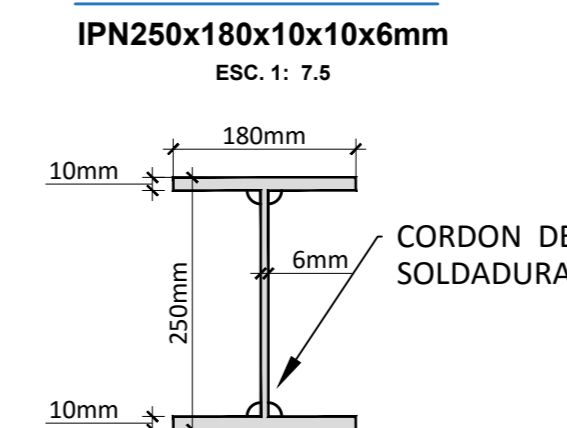
VIGA IPN S-02



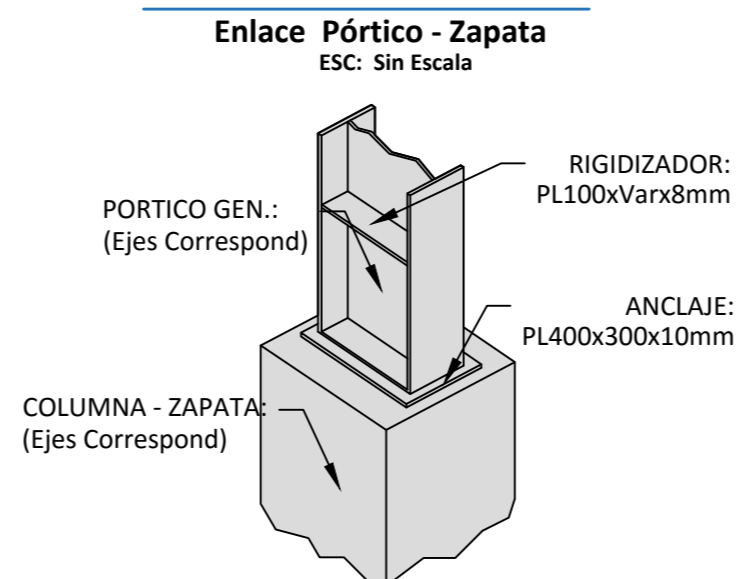
VIGA IPN S-04



VIGA IPN S-01



DETALLE SECCIÓN 01

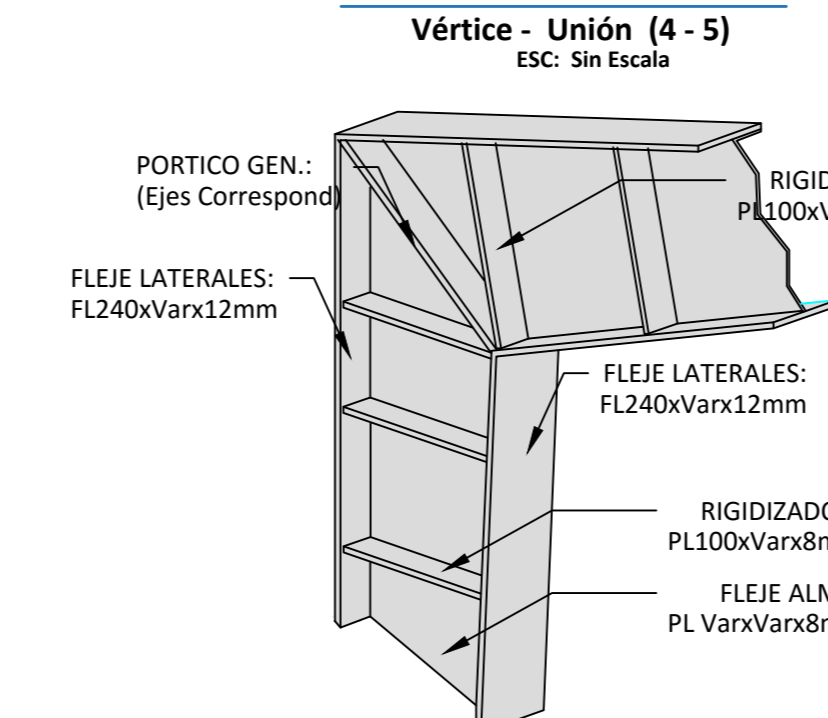


RESUMEN FINAL

Pesos Totales en cada Propuesta

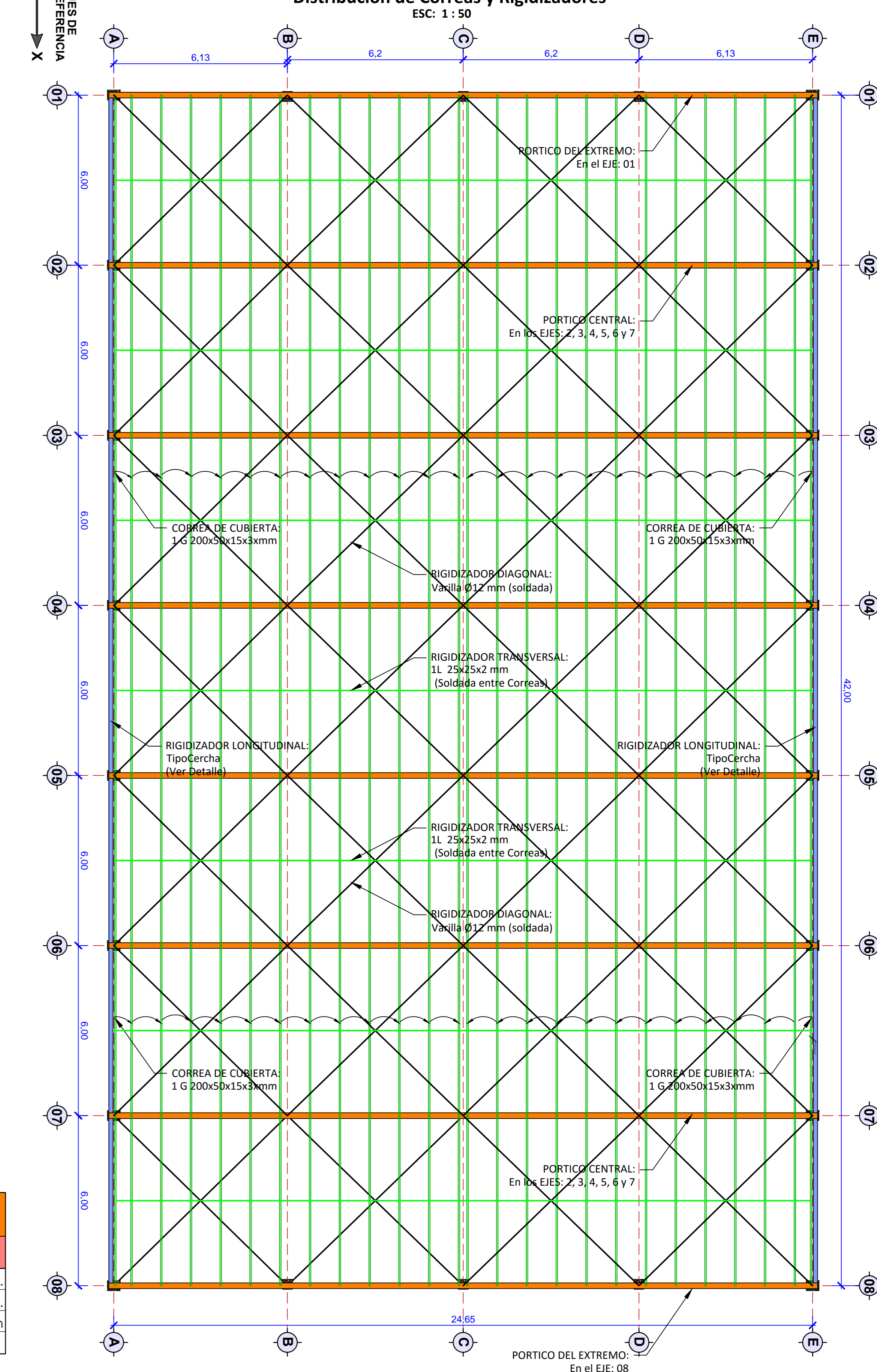
Descripción	Cant.	Unid.	Descrip.
Peso Tot. Portico Cercha	21124.0	Kg.	Solo Estr.
Peso Tot. Portico IPN	32111.5	Kg.	Solo Estr.
Peso Total placas Cubierta	5531.86	Kg.	Solo Plan

DETALLE SECCIÓN 02

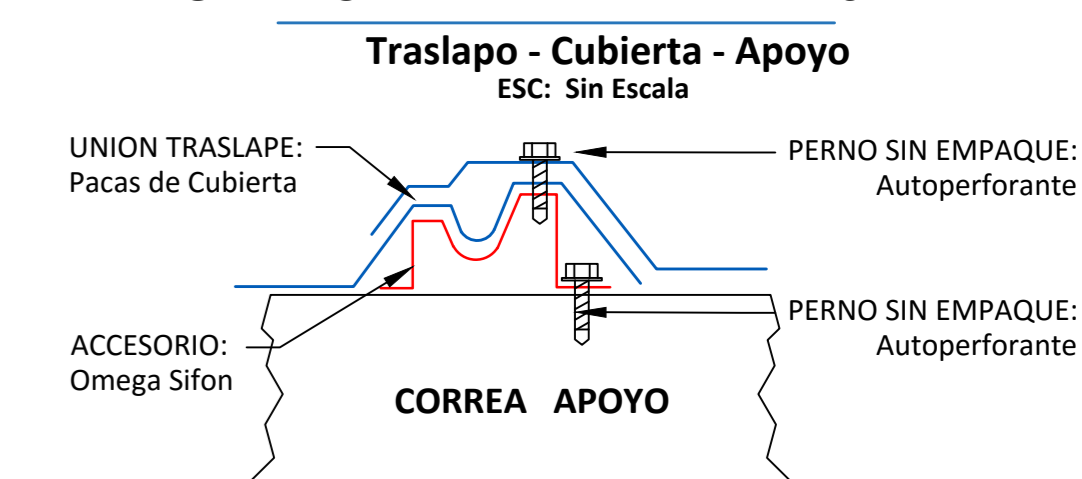


PLANTA ARMADURA ESTRUCTURAL TIPO CERCHA

Distribución de Correas y Rigidizadores



SECCIÓN DETALLE ANCLAJE



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:
 - NEC-SE ACERO
 - ACI 318-(S)14
 - AISC-360-10 (ASD /LRFD)
 - AWS-99
 - AISI 2002

HORMIGONES:
 A)- Tomoño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 240 kg/cm² o mayor

REFUERZO:
 B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 D)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:
 A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser fy = 2.520 kg/cm² o mayor.
 B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "NAVE INDUSTRIAL"
Con porticos tipo cercha

ESCALA: Las Indicadas

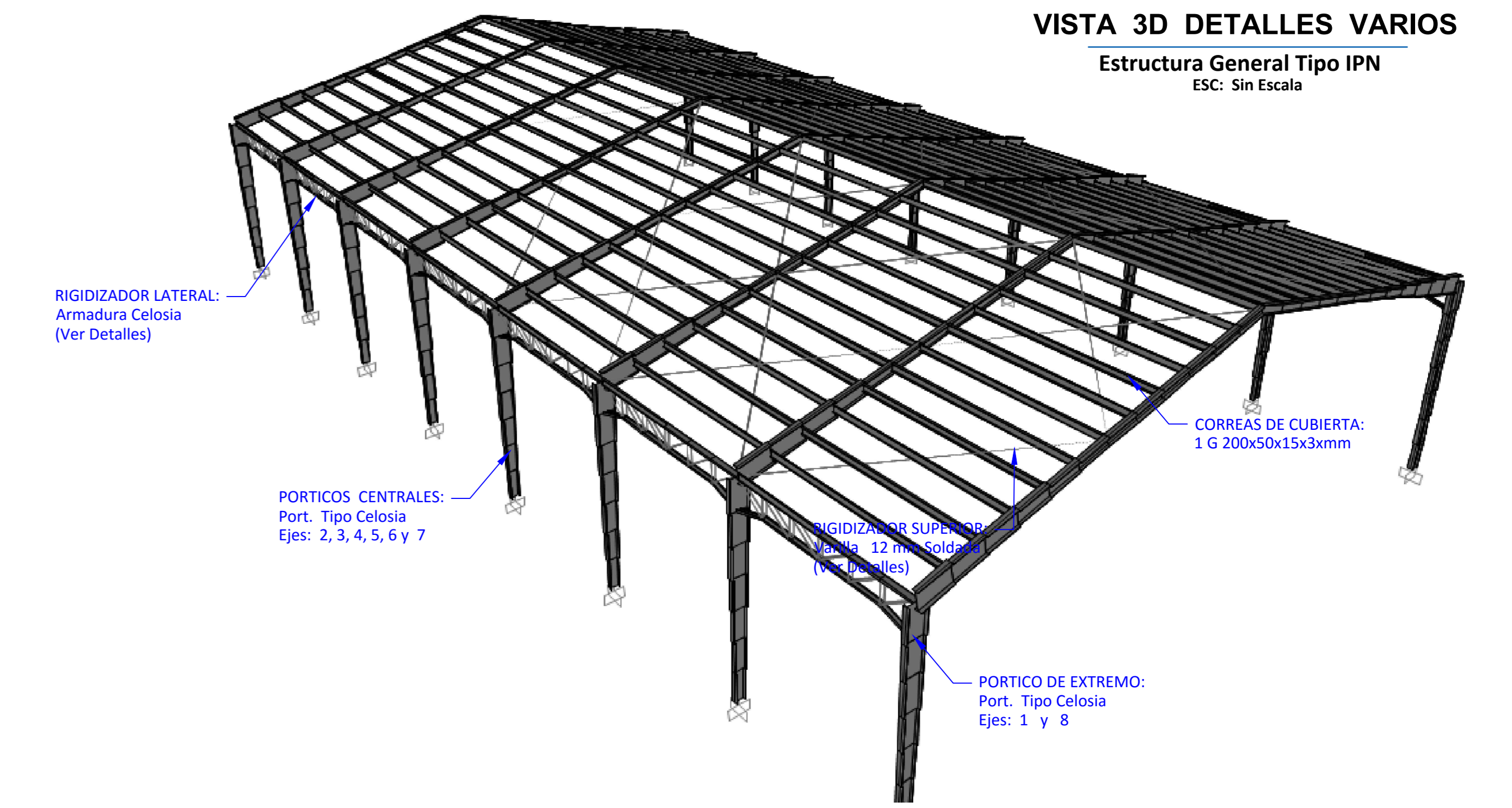
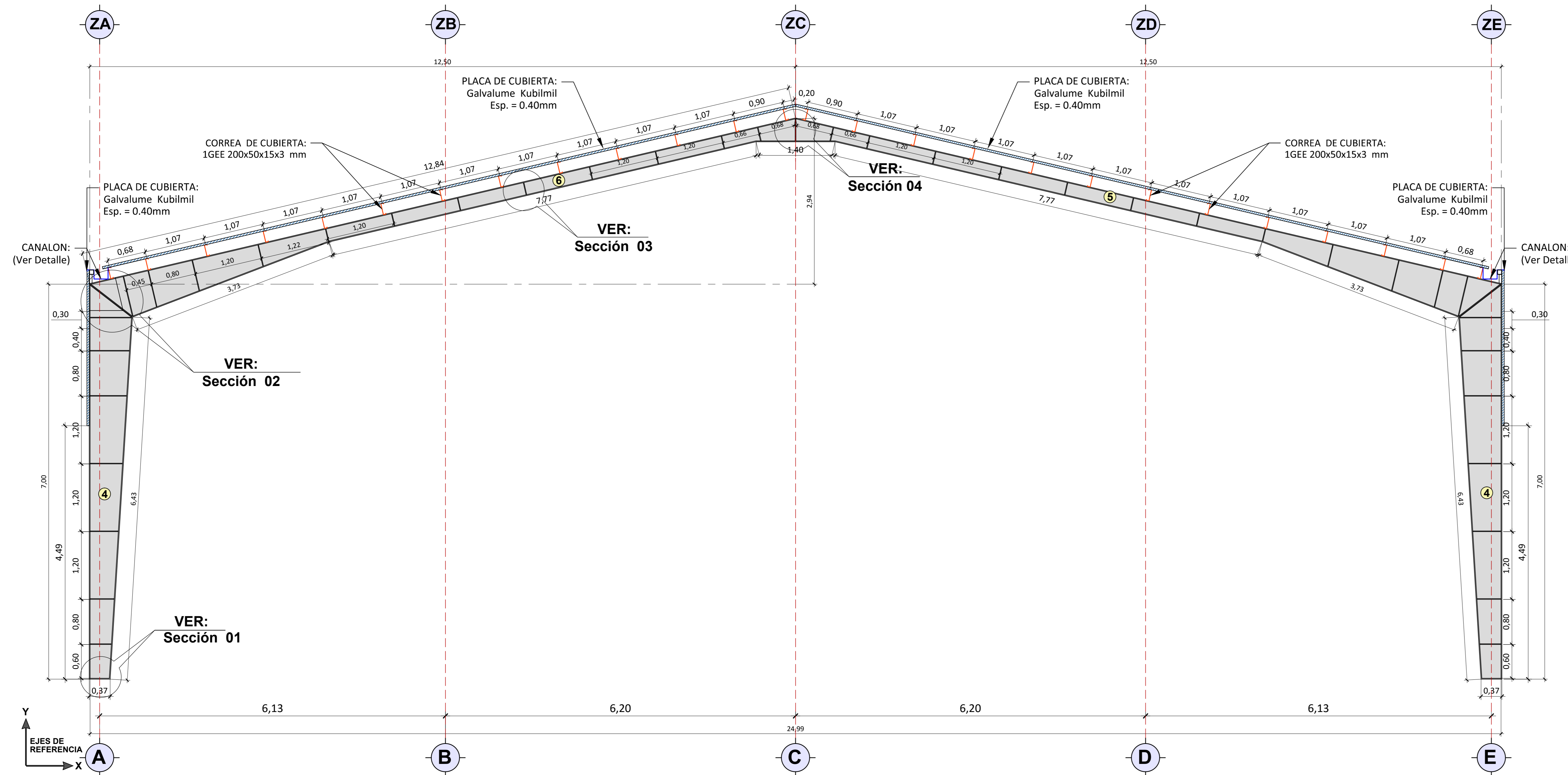
OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

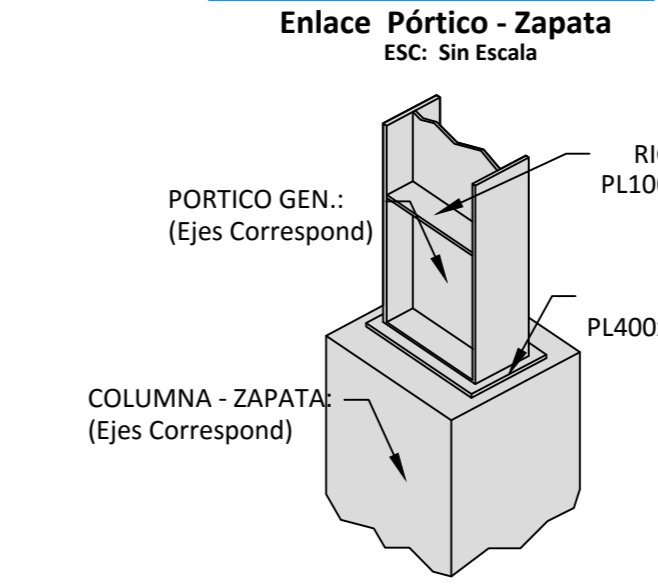
DIS: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
 DIB: Marco Orlando Quinde Duchitanga.
 REV: Ing. Juan Sola O.

FECHA: 15/Abr/2016
 HOJA: 05 de 05

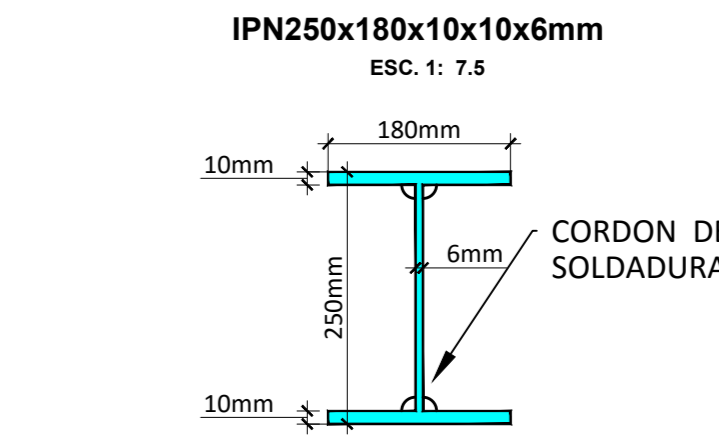
ARMADURA ESTRUCTURAL TIPO CERCHA
 PARA PÓRTICOS : EN EJES 2, 3, 4, 5, 6 Y 7
 ESC: 1:40



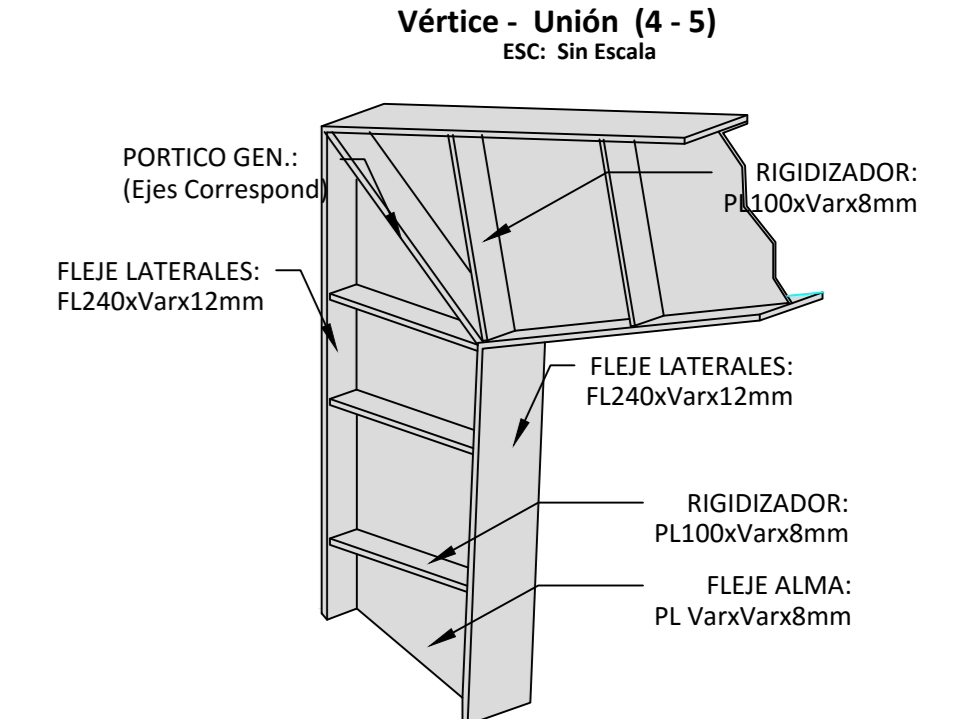
DETALLE SECCIÓN 01
 Enlace Pórtico - Zapata
 ESC: Sin Escala



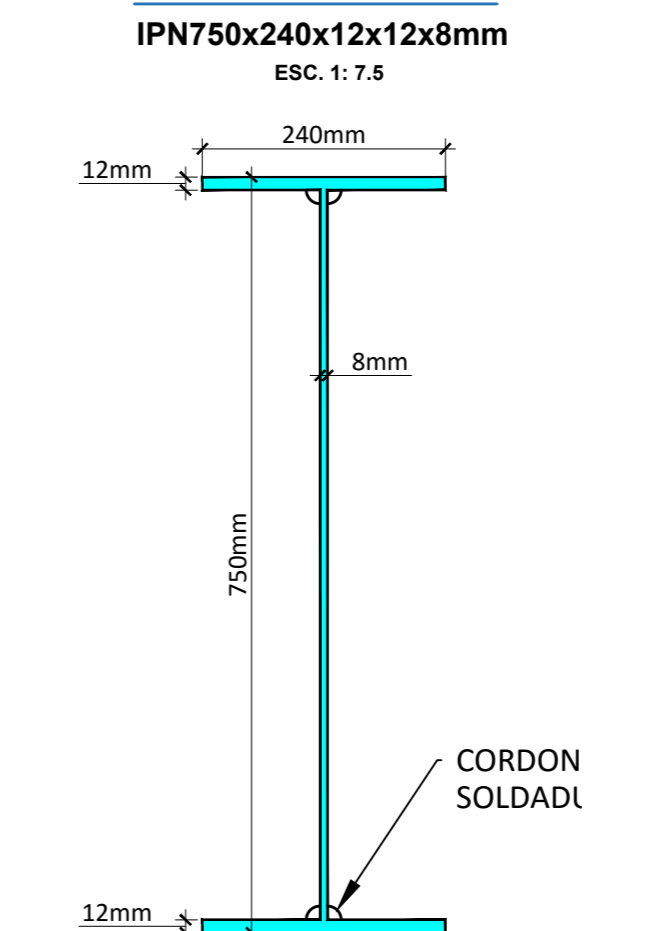
VIGA IPN S-03
 IPN250x180x10x6mm
 ESC: 1:7.5



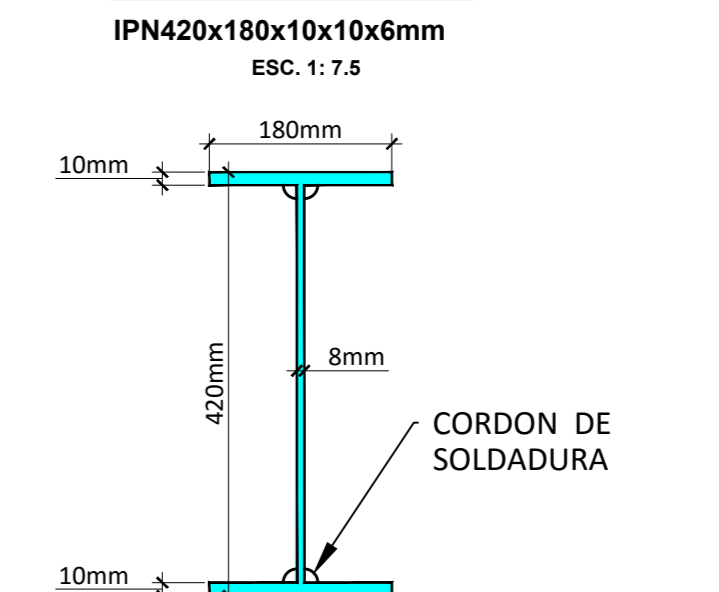
DETALLE SECCIÓN 02
 Vértice - Unión (4 - 5)
 ESC: Sin Escala



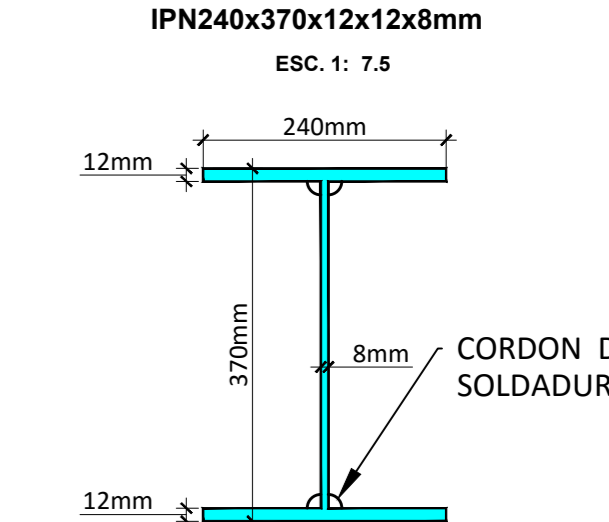
VIGA IPN S-02
 IPN750x240x12x8mm
 ESC: 1:7.5



VIGA IPN S-04
 IPN420x370x12x8mm
 ESC: 1:7.5



VIGA IPN S-01
 IPN240x370x12x8mm
 ESC: 1:7.5

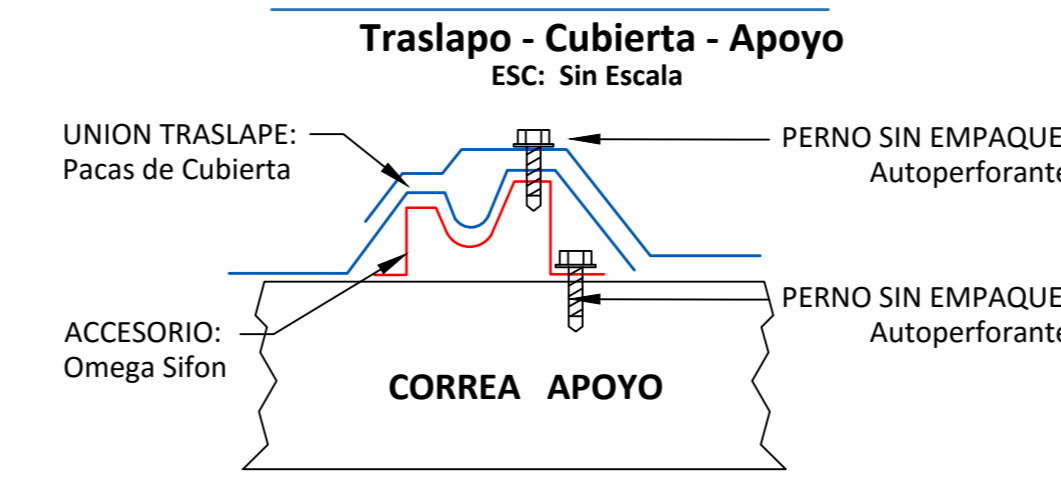


RESUMEN FINAL

Pesos Totales en cada Propuesta

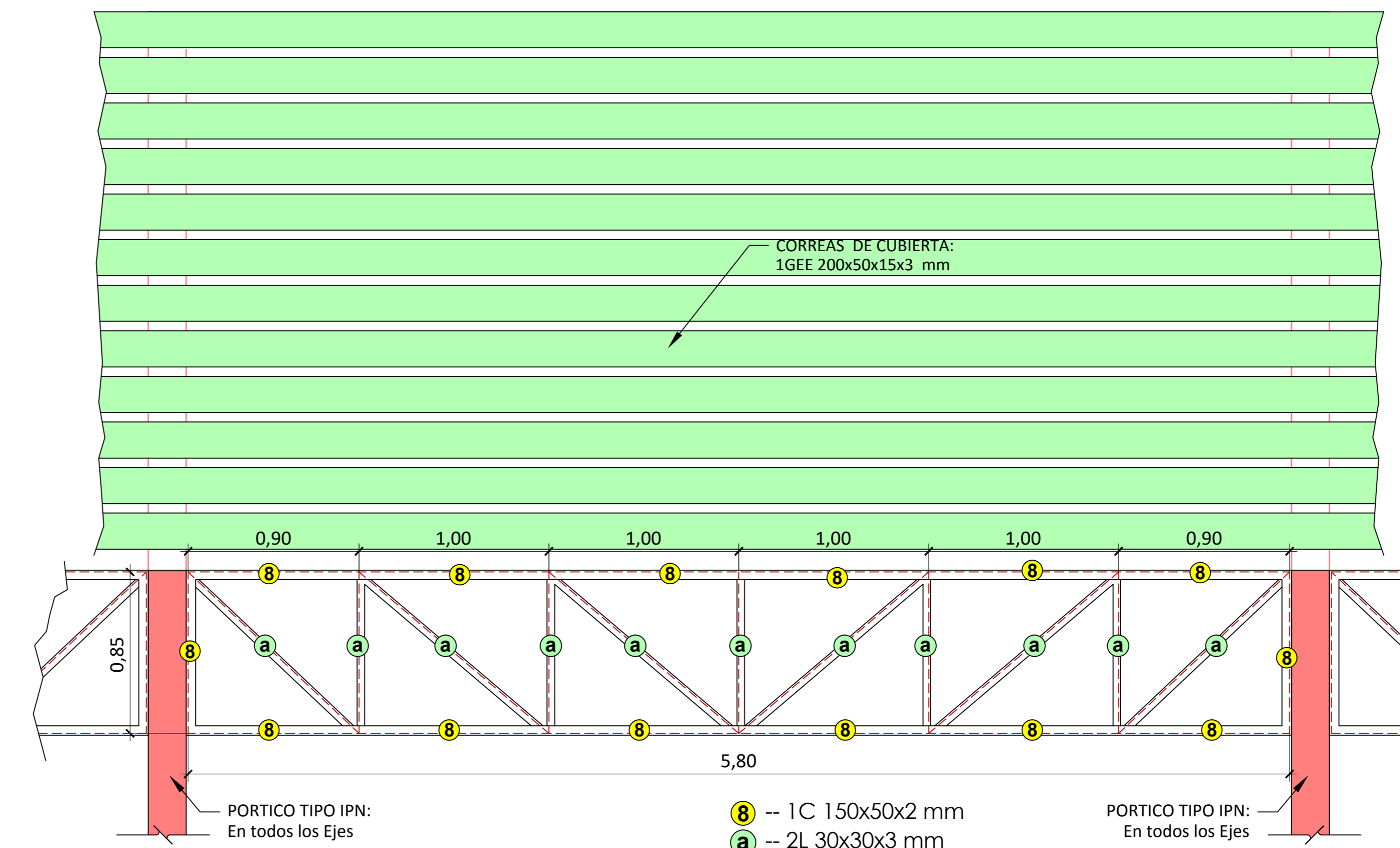
CANTIDADES DE OBRA			
Descripción	Cant.	Unid.	Descripción
Peso Tot. Portico Cercha	21124.0	Kg.	Solo Estr.
Peso Tot. Portico IPN	32111.5	Kg.	Solo Estr.
Peso Total placas Cubierta	5531.86	Kg.	Solo Plan

SECCIÓN DETALLE ANCLAJE
 Traslapo - Cubierta - Apoyo
 ESC: Sin Escala

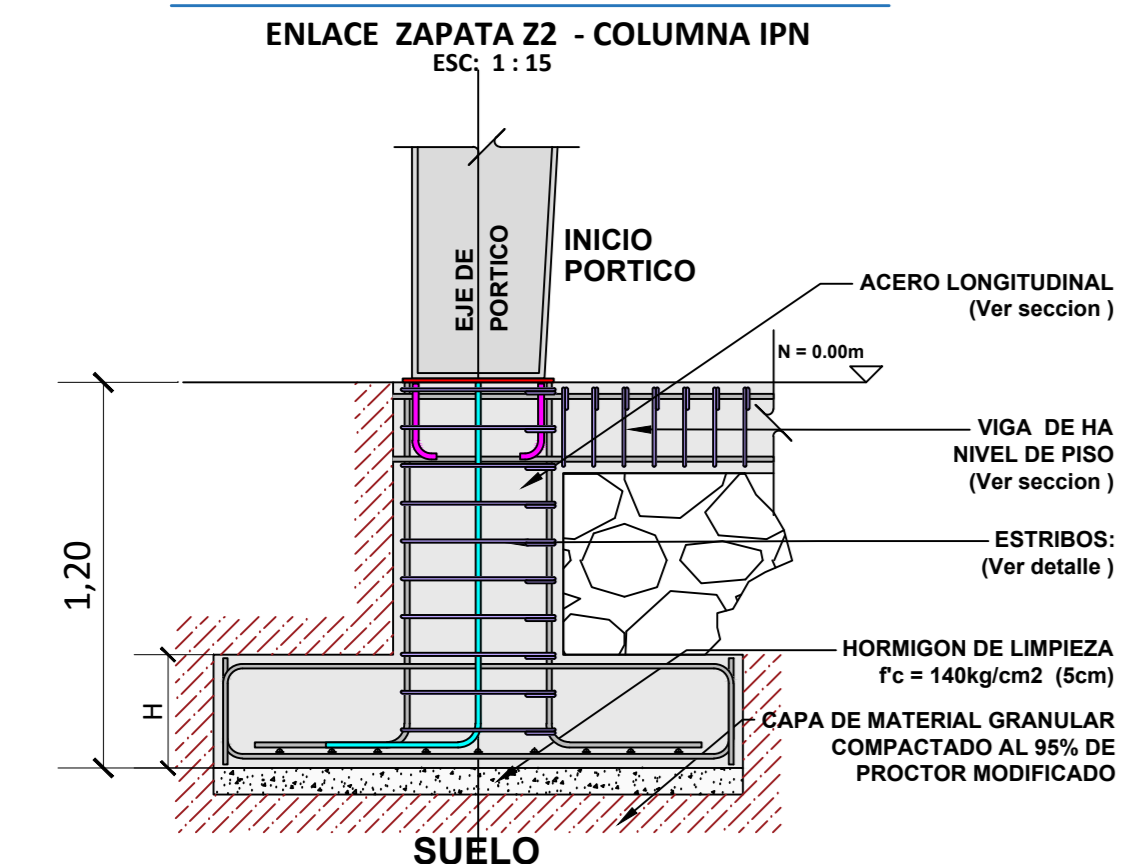


ARMADURA ESTRUCTURAL RIGIDIZADOR

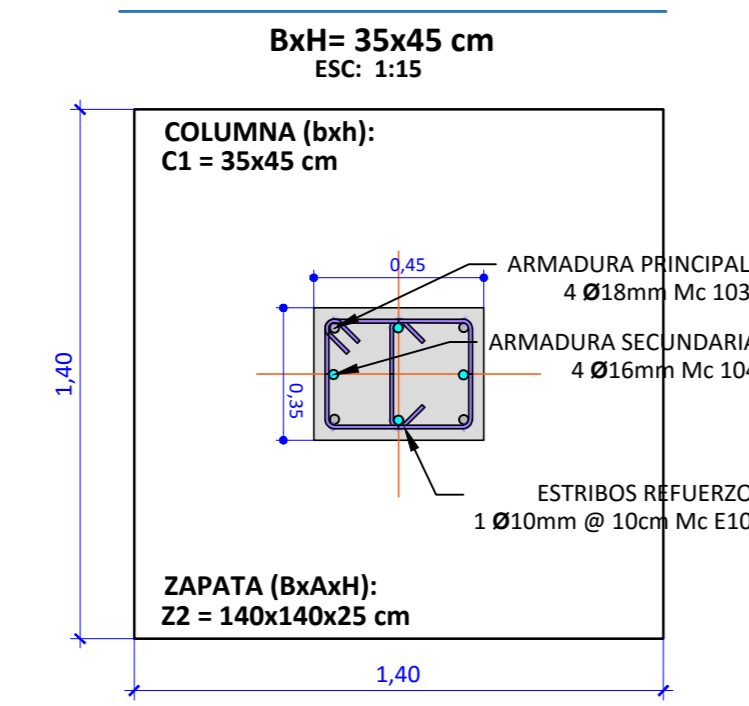
Para Claros entre porticos : TODOS
 ESC: 1:20



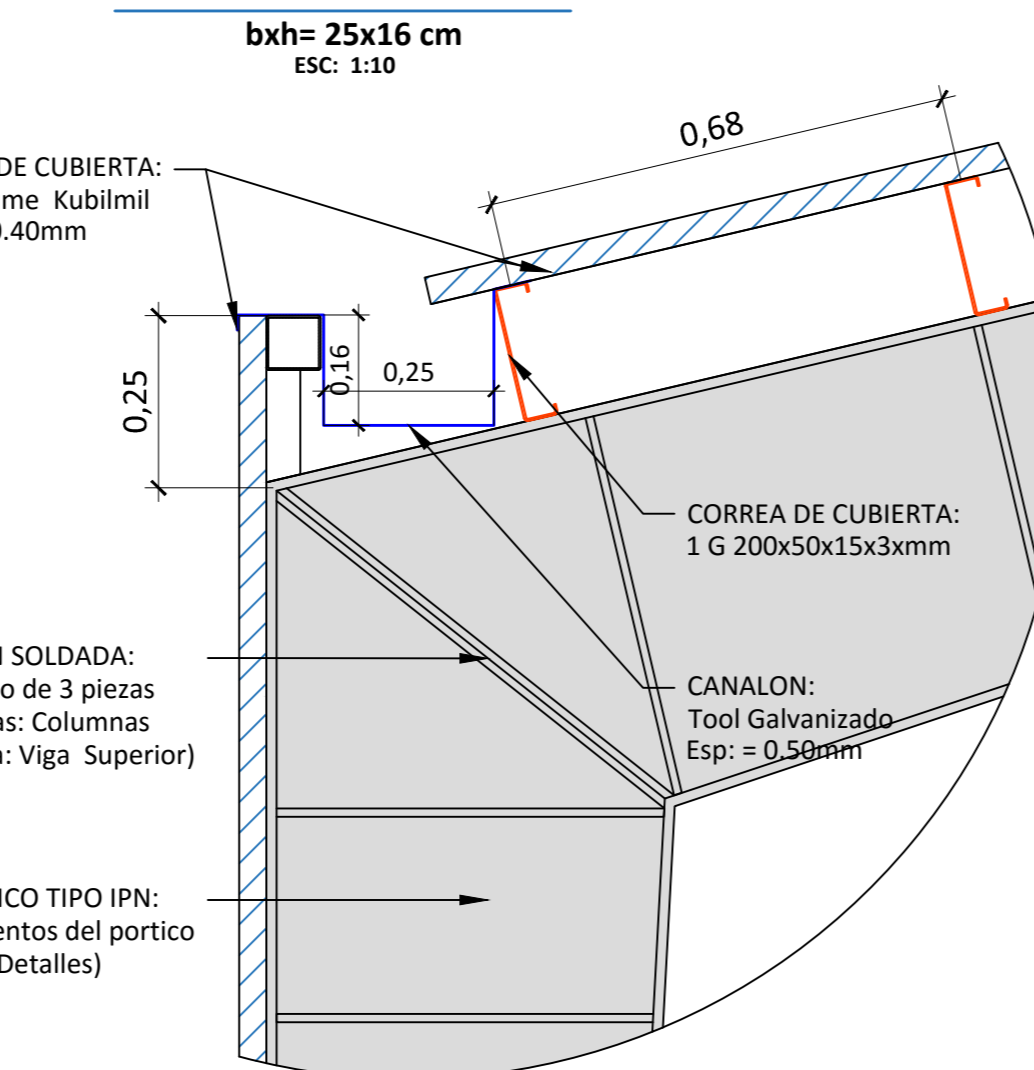
SECCIÓN DETALLE COLUMNA CIMIENTO
 ENLACE ZAPATA Z2 - COLUMNA IPN
 ESC: 1:15



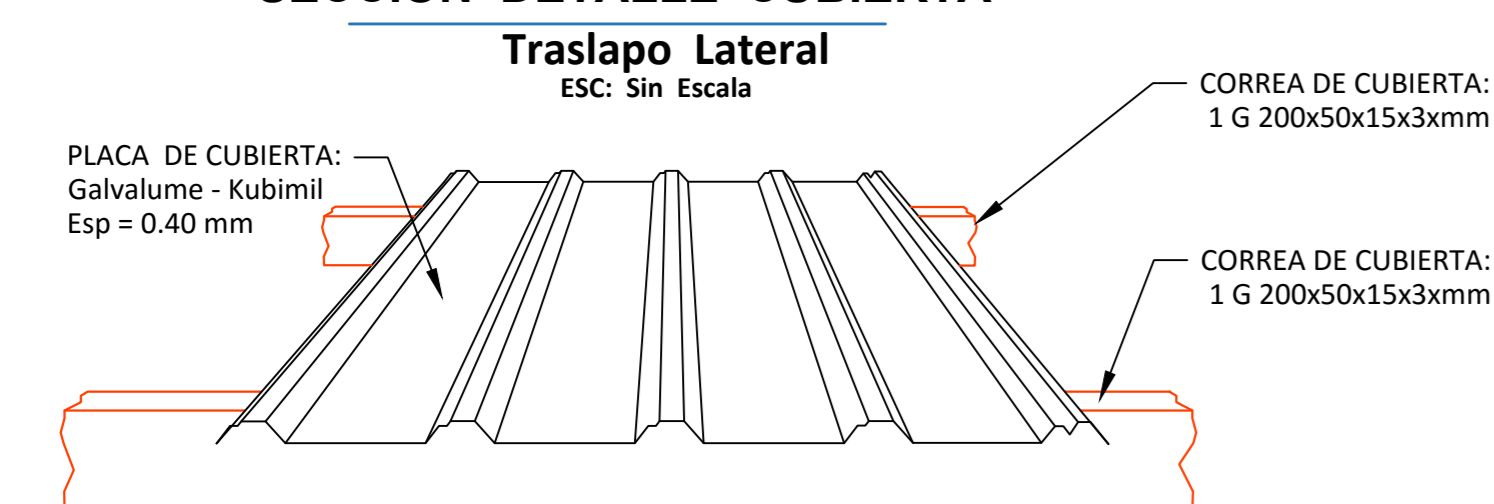
SECCIÓN ZAPATA Z2 - COLUMNA C1
 BxH= 35x45 cm
 ESC: 1:15



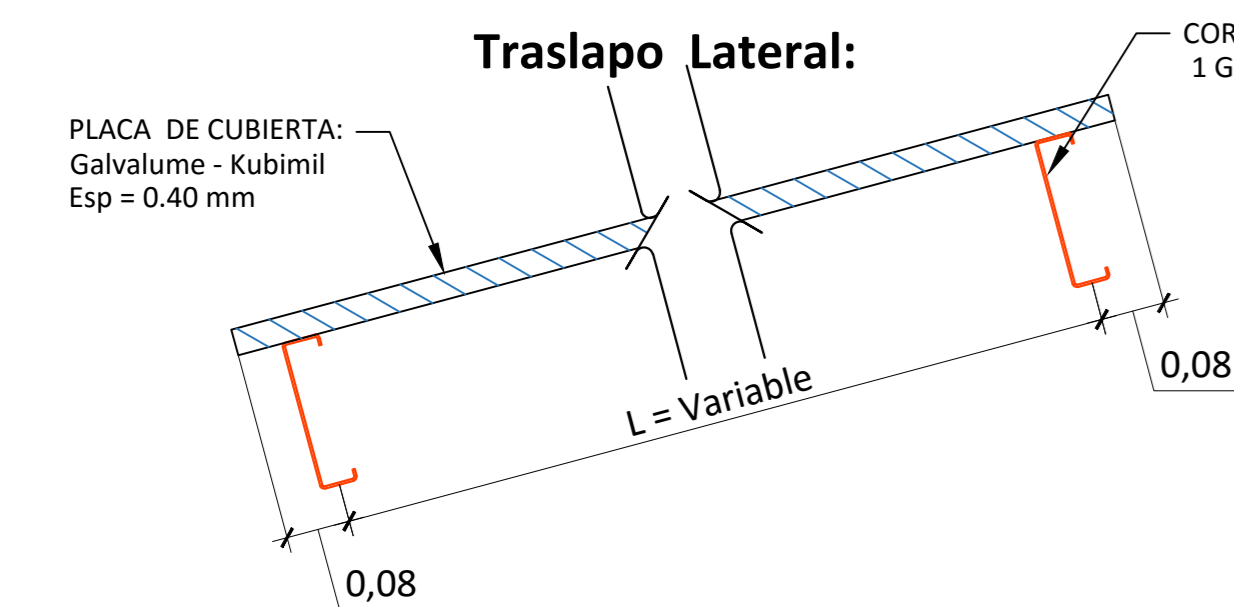
SECCIÓN DETALLE CANALÓN
 bxb= 25x16 cm
 ESC: 1:30



SECCIÓN DETALLE CUBIERTA
 Traslapo Lateral
 ESC: Sin Escala



Traslapo Lateral:



CUADRO DE PERFILES EN PORTICO(S) CENTRAL EJES: 2-3-4-5-6 Y 7

Nombre	Long. (m)	Tipo / Descripción	Cant. (u)	Long. Total (m)	Sección. (cm ²)	Peso (kg/m)	Peso Tot. (kg)
4	7.00	IPN240xVvarx12x12x8mm	12	84.00	Var	508.12	6097.44
5	12.85	IPN180xVvarx10x10x6mm	6	77.1	Var	673.23	4039.38
6	12.85	IPN180x250x10x10x6mm	6	77.1	Var	673.23	4039.38
8	12	- 1C 150x50x2 mm	6	45.42	4.54	3.56	161.69
9	6.32	- 2L 30x30x3 mm	6	37.92	5.59	4.39	166.47

TOTAL: 14504.36Kg.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:
 - NEC-SE ACERO
 - ACI 318-(S)14
 - AISC-360-10 (ASD /LRFD)
 - AWS-99
 - AISI 2002

HORMIGONES:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundaciones <= 35 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia o la compresión $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor

REFUERZO:
 B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 C)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losos y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:
 A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "NAVE INDUSTRIAL"
 Con porticos tipo cercha

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVIDIO DEL BUEN PRO

FECHA: 15/Abr/2016
 HOJA: 04 de 05

SOLICITACIONES VARIAS

1.- Se prevee la utilizacion de placas de galvalume de KUBIEC - CONDUIT				
Denominacion / nombre	Nm =	Kubimil	s.u	
Espesor	e =	0,40	mm	
Separacion recomendada	S =	1,40	m	
Ancho util	An =	1,03	m	
Peso propio	Pp =	3,72	kg / m2	
2.- Se debera considerar instalaciones electricas e hidrosanitarias				
3.- Por adecuaciones futuras se puede considerar cielo raso				

4.- Las paredes laterales sera hasta una altura de 4,5 m, el faltante con placa de cubierta

5.- Las paredes seran de bloque de 20x40x15 cm

PARAMETROS VARIOS

Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Calc. Area total cubierta				
Longitud	L1 =	42,00	m	Largo de nave
Alto inclinado	A1 =	12,84	m	
Tramos de cubierta	Tm =	2,00	Unidad	cub.a dos aguas
Area total de cubierta	At =	1078,56	m2	
Calc. Peso bloque				
Peso unitario del bloque	γb =	850,00	kg / m3	
Area del bloque en c / tramo	Abl =	27,00	m2	Bx H = 6 x 4,5
Tramos de 6 m en proyecto	Tb =	14,00	u	7 tramos c/ lado
AREA TOTAL BLOQUE	AT =	378,00	m2	Hasta altura 4,5m
Espesor del bloque	eb =	0,15	m2	Por bloque 15 cm
Volumen total bloque	VT =	56,70	m3	
PESO DEL BLOQUE	PBL =	48195,00	Kg.	Peso total
AREAS CONTABLES				
Area planta baja	Ap =	1050,00	m2	
Area 1ra Pl. Alta	Ab =	0,00	m2	
Calc. Carga en Fachadas				
Area Lateral izquierdo	a1 =	105,00	m2	42 x 2,5 m
Area Lateral Derecho	a2 =	105,00	m2	por 2 lados iguales
Area Frontal	a3 =	99,25	m2	(25x2,5) + (12,5x2,94)
Area posterior	a4 =	99,25	m2	lods lados iguales
Areas Total Galvalume	At =	408,50	m2	Total en fachadas
Calc. estructura de fachada				
longitud de perfiles (Horiz)	l1 =	586,00	ml	Perf 80x40x2 mm
longitud de perfiles (Vert)	l2 =	80,00	ml	Tb 75x75x2mm
Peso del perfil 1	p1 =	2,78	kg / m	Perf 80x40x2 mm
Peso del perfil 2	p2 =	4,52	kg / m	Tb 75x75x2mm

CARGA SIS_REACT IPNCALC. CALGA TOTAL
PARA PORT. IPN

CARGAS PERMANENTES		EN CUBIERTA		
Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Peso de pl. cubierta	D1 =	3,25	kg / m2	Ver hoja tecnica
Peso Cielo Raso	D2 =	20,00	kg / m2	Por NEC CG
Instalaciones electricas	D4 =	10,00	kg / m2	Por NEC CG
Instalaciones Hidrosanitarias	D5 =	10,00	kg / m2	Por NEC CG
Area total de cubierta	At =	1078,56	m2	
Peso en cubierta metro cuad	Σ =	43,25	kg / m2	Sumatoria
PESO TOTAL DE CUBIERTA	PC =	46647,72	kg.	De la sumatoria
PESO PAREDES LATERALES	PP =	48195,00	Kg.	Peso total
PESO ESTRUCTURA ACERO	PE =	23492,54	Kg.	Extraido de SAP
PESO POR FACHADA	PF =	1519,62	Kg.	Planchas Galvalume
PESO ESTRUCT FACHADA	Pef =	1990,68	Kg.	Estructura para fachada
CARGA MUERTA TOTAL	D =	121845,56	KG	

SOLICITACIONES VARIAS

1.- Se prevee la utilizacion de placas de galvalume de KUBIEC - CONDUIT				
Denominacion / nombre	Nm =	Kubimil	s.u	
Espesor	e =	0,40	mm	
Separacion recomendada	S =	1,40	m	
Ancho util	An =	1,03	m	
Peso propio	Pp =	3,72	kg / m2	
2.- Se debera considerar instalaciones electricas e hidrosanitarias				
3.- Por adecuaciones futuras se puede considerar cielo raso				

4.- Las paredes laterales sera hasta una altura de 4,5 m, el faltante con placa de cubierta

5.- Las paredes seran de bloque de 20x40x15 cm

PARAMETROS VARIOS

Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Calc. Area total cubierta				
Longitud	L1 =	42,00	m	Largo de nave
Alto inclinado	A1 =	12,84	m	
Tramos de cubierta	Tm =	2,00	Unidad	cub.a dos aguas
Area total de cubierta	At =	1078,56	m2	
Calc. Peso bloque				
Peso unitario del bloque	γb =	850,00	kg / m3	
Area del bloque en c / tramo	Abl =	27,00	m2	Bx H = 6 x 4,5
Tramos de 6 m en proyecto	Tb =	14,00	u	7 tramos c/ lado
AREA TOTAL BLOQUE	AT =	378,00	m2	Hasta altura 4,5m
Espesor del bloque	eb =	0,15	m2	Por bloque 15 cm
Volumen total bloque	VT =	56,70	m3	
PESO DEL BLOQUE	PBL =	48195,00	Kg.	Peso total
AREAS CONTABLES				
Area planta baja	Ap =	1050,00	m2	
Area 1ra Pl. Alta	Ab =	0,00	m2	
Calc. Carga en Fachadas				
Area Lateral izquierdo	a1 =	105,00	m2	42 x 2,5 m
Area Lateral Derecho	a2 =	105,00	m2	por 2 lados iguales
Area Frontal	a3 =	99,25	m2	(25x2,5) + (12,5x2,94)
Area posterior	a4 =	99,25	m2	lods lados iguales
Areas Total Galvalume	At =	408,50	m2	Total en fachadas
Calc. estructura de fachada				
longitud de perfiles (Horiz)	l1 =	586,00	ml	Perf 80x40x2 mm
longitud de perfiles (Vert)	l2 =	80,00	ml	Tb 75x75x2mm
Peso del perfil 1	p1 =	2,78	kg / m	Perf 80x40x2 mm
Peso del perfil 2	p2 =	4,52	kg / m	Tb 75x75x2mm

CARGAS PERMANENTES		EN CUBIERTA		
Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Peso de pl. cubierta	D1 =	3,25	kg / m2	Ver hoja tecnica
Peso Cielo Raso	D2 =	20,00	kg / m2	Por NEC CG
Instalaciones electricas	D4 =	10,00	#jREF!	Por NEC CG
Instalaciones Hidrosanitarias	D5 =	10,00	#jREF!	Por NEC CG
Area total de cubierta	At =	1078,56	m2	
Peso en cubierta metro cuad	\sum =	43,25	#jREF!	Sumatoria
PESO TOTAL DE CUBIERTA	PC =	46647,72	kg.	De la sumatoria
PESO PAREDES LATERALES	PP =	48195,00	Kg.	Peso total
PESO ESTRUCTURA ACERO	PE =	12826,63	Kg.	Extraido de SAP
PESO POR FACHADA	PF =	1519,62	Kg.	Planchas Galvalume
PESO ESTRUCT FACHADA	Pef =	1990,68	Kg.	Estructura para fachada
CARGA MUERTA TOTAL	D =	111179,65	KG	

CALCULO DE CARGAS

SOLICITACIONES VARIAS

1.- Se prevee la utilizacion de placas de galvalume de KUBIEC - CONDUIT				
Denominacion / nombre	Nm =	Kubimil	s.u	
Espesor	e =	0,40	mm	
Separacion recomendada	S =	1,40	m	
Ancho util	An =	1,03	m	
Peso propio	Pp =	3,72	kg / m ²	
2.- La longitud de las placas seran variables y de acuerdo a la disposicion de las correas				
3.- Se debera considerar instalaciones electricas e hidrosanitarias				
4.- Por adecuaciones futuras se puede considerar cielo raso				
5.- Los traslajos de la placa de cubierta sera de acuerdo a lo establecido por el fabricante				

PARAMETROS DE CUBIERTA

Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Pendiente de cubierta	Pd =	25,00	%	Porcentage
Pendiente de cubierta	Pd =	14,04	Grados	
Pendiente de cubierta	Pd =	0,25	Radianes	
Distancia entre Correas	Di =	1,10	m	
AREAS CONTABLES				
Area planta baja	Ap =	1050,00	m ²	
Area 1ra Pl. Alta	Ab =	0,00	m ²	

TABLAS DE REFERENCIAS

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimension corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de seccion circular o eliptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de seccion cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilindricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 6: Determinación del factor de forma C_f

CARGAS PERMANENTES		Gravit.		
Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Placa de Galvalume e = 0,35	D1 =	3,25	kg / m2	Ver hoja tecnica
Cielo Raso	D2 =	20,00	kg / m2	Por NEC CG
-	D3 =	-	kg / m2	
Instalaciones electricas	D4 =	10,00	kg / m2	Por NEC CG
Instalaciones Hidrosanitarias	D5 =	10,00	kg / m2	Por NEC CG
Otras Cargas	D6 =	-	kg / m2	
Otras Cargas	D7 =	-	kg / m2	
Otras Cargas	D7 =	-	kg / m2	
SUMA TOTAL	$\Sigma =$	43,25	kg / m2	Sumatoria
Distancia entre correas	Di =	1,10	m	Por area tributaria
Carga muerta total	D =	47,58	kg / ml	Distr. En cada correa

CARGAS VARIABLES		Gravit.		
Descripcion	Simbolo	Peso	Unidad	Observaciones
Presion del Viento	L1 =	8,02	kg / m2	Presion en Barlovent
Succion del Viento	L2 =	-16,04	kg / m2	Succion en Sotavento
CARGA por montaje	L3 =	70,00	kg / m2	NEC CG
Otras cargas	L4 =	0,00	kg / m2	
Otras cargas	L5 =	0,00	kg / m2	
SUMA TOTAL	$\Sigma =$	78,02	kg / m2	
Distancia entre correas	Di =	1,10	m	
Carga Viva Total	L =	85,82	kg / ml	Distr. En cada correa

PRESION DEL VIENTO		P =	27,56	Kg/m2
DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNID.	OBSERVACION
Velocidad basica del viento	Vb =	21,00	m/s	NEC CG: pg. 14
Densidad del viento	$\rho =$	1,25	kg/m3	NEC CG: pg. 15
Coeficiente de Forma	Cf =	1,00	s/n	NEC CG: pg. 16 Tbl-6
Coeficiente de Entorno	Ce =	1,00	s/n	NEC CG
Coef. Por pendiente BARLOV	Cf1 =	0,30		NEC CG: pg 16
Coef. Por pendiente SOTAV	Cf2 =	-0,60		NEC CG: pg 16

Presion Horizontal.

PH =

6,69

Presion Vertical

PV =

26,74

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

A , - DESCRIPCIONES VARIAS				
Descripcion	Simbolo	Valor	Unidad	Observaciones
Superficie de la cubierta	Sup =	2,25	m2	
Pendiente / Inclinacion Cubierta	Pd =	55,00	Grados	
Pendiente / Inclinacion Cubierta	Pd =	0,96	Radian	
Distancia. Entre Correas de Cubiert	Di =	1,05	m	

CALCULO DE CORTANTE BASAL				NORMA: NEC SE DS (15)
Parametro	Variable	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de Importancia del Edif	I =	1,00	s/u	Tabla 6: Destino del Edificio
Factor de Reduccion de Respuesta	R =	6,00	s/u	Tabla16: Sis.Estr ductib Limit
Zonificacion sismica	Zona =	II	s.u	Sierra,esmeraldas,galapag
Factor (Z) Peligr Sismico	Z =	0,25	s.u	Tabla 1: Valores de Z
Coef. De amplificacion espectral	η =	2,48	s.u	Prov.Sierra- esmeral -galap
Fac_asociado al periodo de retorno	r =	1,00	s.u	Para todos los suelos
Geologia Local Tipo de Suelo	Tip =	C	s.u	Tabla 2 : Perfiles de Suelo
Altura Max de la edificacion	hn =	9,00	m	Altura total
Coef..Amplif.en Zona Period corto	Fa =	1,30	s.u	Tabla 3: Factor de Sitio
Coef..Amplif. Espect Elastico	Fd =	1,28	s.u	Tabla 4: Factor de Sitio
Coef. De Comportam no Lineal	Fs =	0,94	s.u	Tabla5:Fac_Comporta Inelast
Coefi. en funcion Tipo de Edificio	Cf =	0,072	s.u	P / Periodo Fund. pg= 70
Coefi. Para calculo del periodo	α =	0,80	s.u	P / Periodo Fund. pg= 70
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p =	1,00	s/u	TABLA
Factor de irregularidad en elevacion	ϕ_E =	1,00	s/u	TABLA
Aceleracion de la gravedad	g =	9,81	m/s2	
PERIODO NAT_DE VIBRACION	T =	0,53	seg.	Obtenida del Modelo
PERIODO VIB. Met.1 NEC	T =	0,418	seg.	NEC pg.62
PERIODO VIB. Met.2 NEC	T =	0,54	seg.	NEC pg.63
PER_FUNDAMENTAL (Cero)	T(0) =	0,00	seg.	Tiempo cero
PER_FUNDAMENTAL (L_Inf)	To =	0,09	seg.	Tiempo 1
PER_FUNDAMENTAL (L_Super.)	Tc =	0,51	seg.	Tiempo 2
PER_FUNDAMENTAL (Maximo)	Tl =	3,07		Tiempo limite
Carga Sisimica Reactiva	W =	111179,65	kg	W = D y/o + 0,25Li
Cargas por peso Propio	D =	111179,65	kg	Aporte de masa
Espectro sismico de Respuesta	Sa =	0,806	g	Fraccion de la Gravedad
Porc. De peso para cortante	fac =	0,07	s.u	Aporte de masa
CORTANTE BASAL	V =	7915,62	Kg	$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$

DISTRIB. VERTICAL DE F_SISMICAS LATERALES

Descripcion	Simbolo	Valor	Unidad	Observaciones
-------------	---------	-------	--------	---------------

Coef. De Distribucion k = 1,00 s/n

DESCRIPCION DE NIVEL	ALTUR (m)	CARGA (Piso)	Wi*hi	FUERZA LATERAL
----------------------	-----------	--------------	-------	----------------

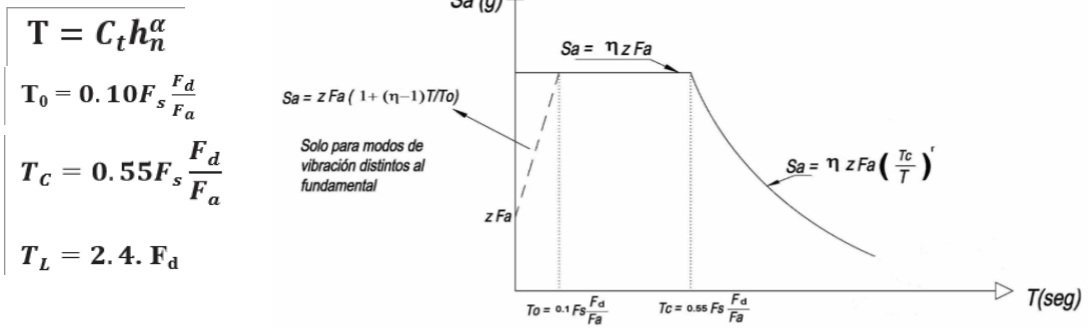
Nivel 1	3,00	111179,65	333538,95	7915,62
Nivel 2	6,00	0,00	0,00	0,00
Nivel 3	9,00	0,00	0,00	0,00
Nivel 4	12,00	0,00	0,00	0,00
Nivel 5	15,00	0,00	0,00	0,00
Nivel 6	18,00	0,00	0,00	0,00
Nivel 7	21,00	0,00	0,00	0,00
SUMATORIA		111179,65	333538,95	7915,62

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

DISTRIB. A LOS PORTICOS

DISTANCIA LONGITUDINAL	DL =	11,00	m	Long. De la edificacion
DISTANCIA TRANSVERSAL	DT =	9,00	m	Ancho de la edificacion

Distrib.Longitudinal	Hlong =	719,60	kg/m
Distrib. Transversal	Htra =	879,51	kg/m



$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0$$

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C$$

$T = C_t h_n^\alpha$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T Período de vibración

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.
- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde

- S_a (T_a)** Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección **[3.3.2]**
- φ_P y φ_E** Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección **[5.3]**
- I** Coeficiente de importancia; se determina en la sección **[4.1]**
- R** Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección **[6.3.4]**
- V** Cortante basal total de diseño
- W** Carga sísmica reactiva; véase en la sección **[6.1.7]**
- T_a** Período de vibración; véase en la sección **[6.3.3]**

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

- V** Cortante total en la base de la estructura (determina
- V_x** Cortante total en el piso x de la estructura
- F_i** Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x** Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- n** Número de pisos de la estructura

FUNDAMENTOS BASICOS

Carga muerta total	D =	47,58	kg / ml	Distr. En cada correa
Carga Viva Total	L =	85,82	kg / ml	Distr. En cada correa
Carga lateral	Lh =	6,69	kg / ml	Viento Horizontal
Fac. Deflex. admisible	Fd =	200,00	s.u	i/240 por defl
Distancia entre Correas	Di =	1,10	m	Area Tributaria
Long. maxima de correa	Lz =	600,00	cm	
Deflexion Admisible	f =	3,00	cm	L / 240
Modulo de Elasticida	E =	2039000,00	kg/cm2	29000ksi A-36
Factor de Reduccion	\emptyset =	0,90	s / u	Resistencia a flexion
Esfuerzo Admisible Acero	$\emptyset a$ =	2530,00	kg / cm2	36000 ksi A-36

Perfil Asumido de catalogo**DIPAC****Gee 200x50x15x3 mm**

Area del perfil	A =	9,31	cm2	Tablas Dipac
Peso del perfil	P =	7,31	kg / m	Calc: Vol * 7850
Momento de Inercia	Ix =	507,00	cm4	Tablas Dipac
Momento de Inercia	Iy =	25,10	cm4	Tablas Dipac
Modulo Resistente	Wx =	50,70	cm3	Tablas Dipac
Modulo Resistente	Wy =	6,57	cm3	Tablas Dipac

DISEÑO DE CORREA DE CUBIERTA				
Variable	Simbolo	Valor	Unidad	Observaciones
Fac.Mayorizacion Muerta	FD =	1,40	s / u	por combinacion
Fac.Mayorizacion Viva	FL =	1,60	s / u	por combinacion
Carga Mayorada	U1 =	203,92	Kg / m	Carga Total
Calc.de momento x carga U1	Mo 1 =	91765,46	Kg.cm	$f_{\max} = \frac{5pl^4}{384EI}$
Inercia requerida	Ix =	562,56	cm ⁴	
Modulo Resistente Requer	Wx =	40,30	cm ³	
Carga Mayorada + Pp	U2 =	214,15	Kg / m	Con peso propio
Calc.de momento x carga U1	Mo 2 =	96369,72	Kg.cm	
Inercia requerida	Ix =	590,79	cm ⁴	
Modulo Resistente Requer	Wx =	42,32	cm ³	

FLEXION OBLICUA

CONSIDERACIONES

- 1,- Si se coloca el perfil de cubierta vertical, la fuerza horizontal del viento seria la unica carga
- 2,- Se debe considerar la instalacion del perfil perpendicular a la cubierta
- 3,- Estimar la flexion horizontal con la componete horizontal de la carga final

Variable	Simbolo	Valor	Unidad	Observaciones
Comp. Horizontal x U2	Fh1 =	51,95	Kg / m	Con peso propio
Carga lateral Mayorada	Lh =	10,70	kg / ml	Viento Horizontal
Pendiente de cubierta	Pd =	25,00	%	Porcentage
Pendiente de cubierta	Pd =	0,25	Radianes	0,00
Calc.de momento x carga Fh1	Mo =	9282,42	Kg.cm	
Inercia requerida	Iy =	143,33	cm ⁴	
Modulo Resistente Requer	Wy =	4,08	cm ³	

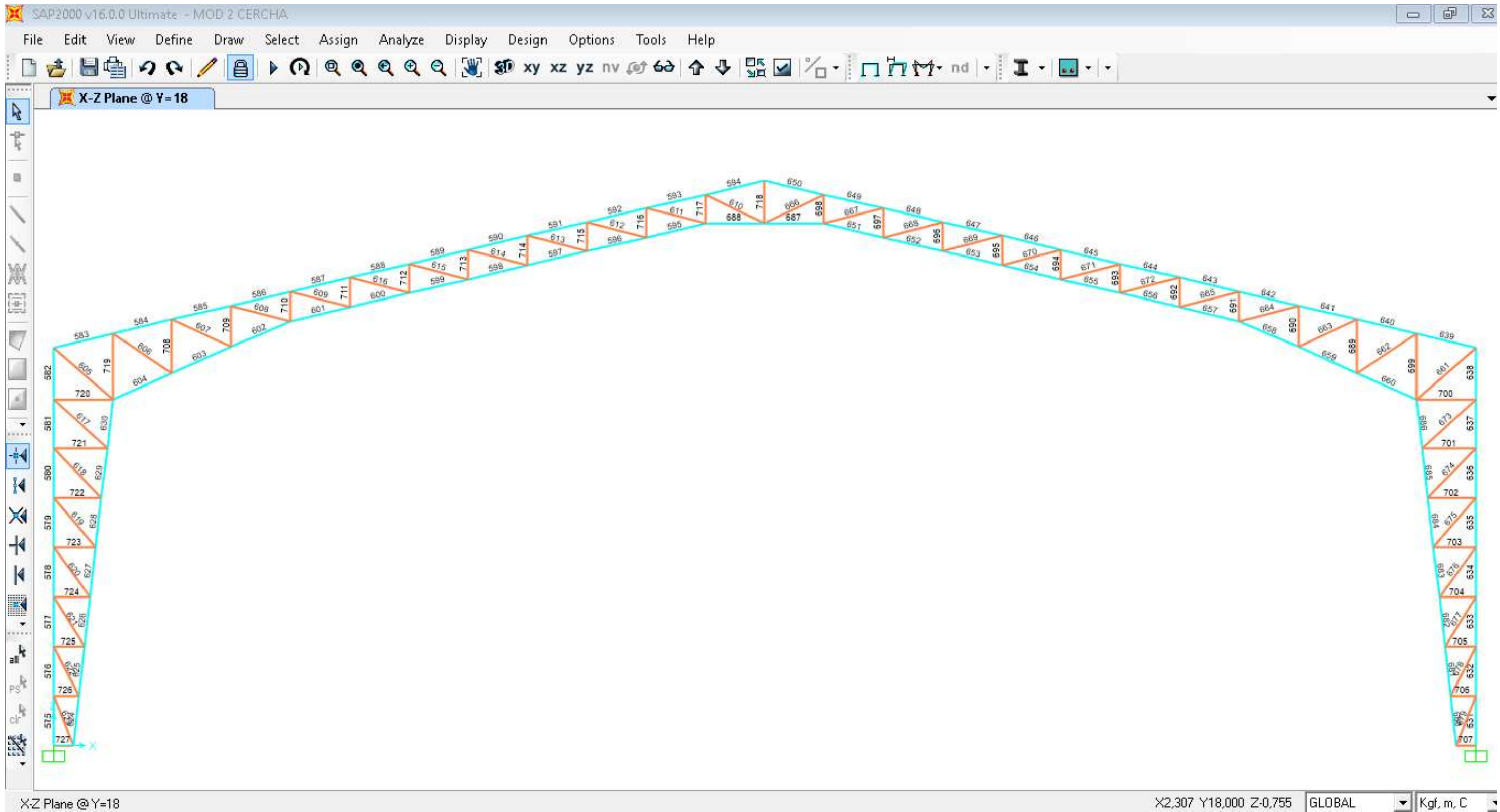


GRAFICO DE ELEMENTOS EN EL PORTICO TIPO CERCHA

EN EL EJE 03 ENTRE A – B (Y = 18.00m)

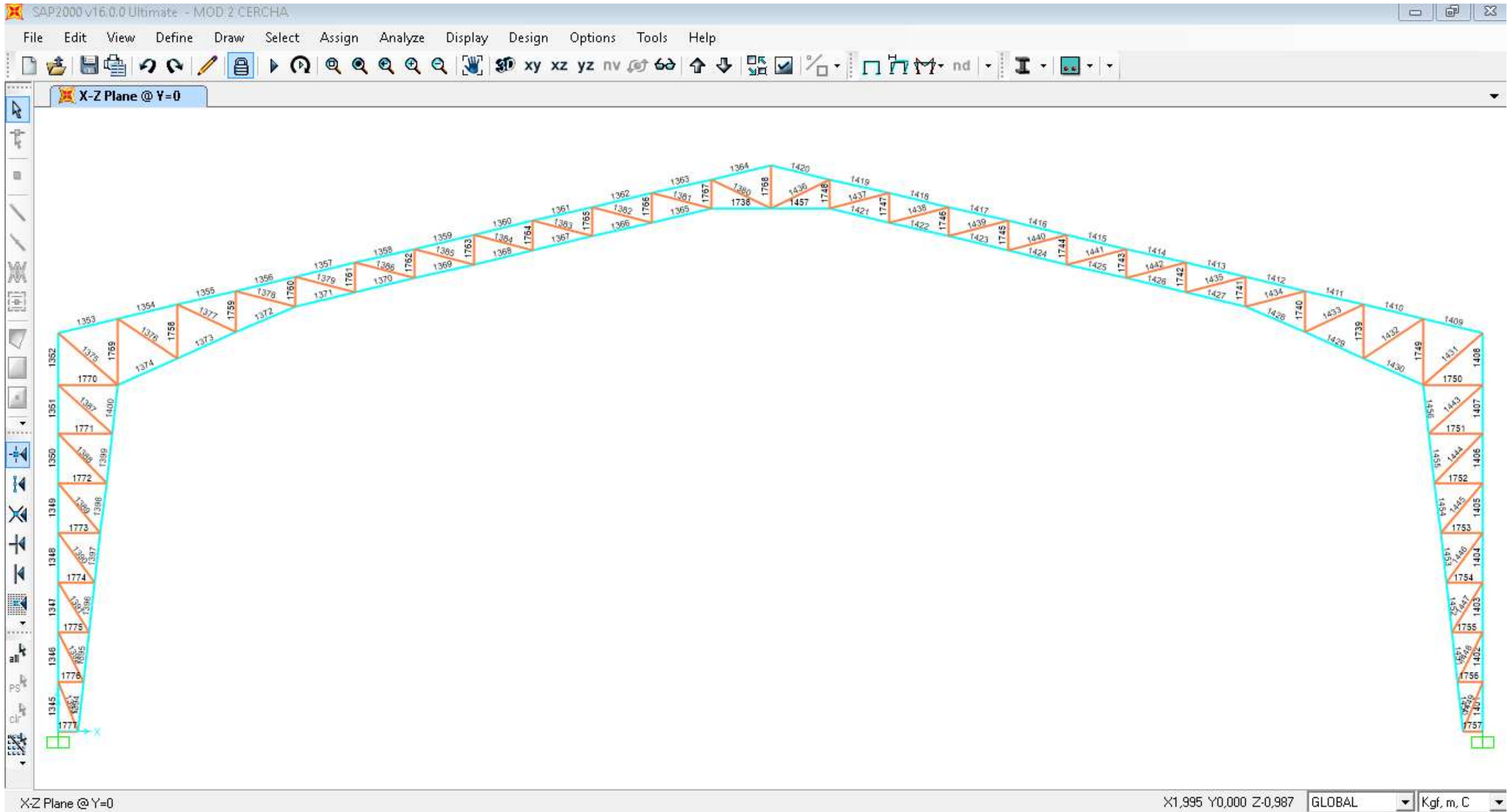


GRAFICO DE ELEMENTOS EN EL PORTICO TIPO CERCHA

EN EL EJE 01 ENTRE A – B (Y = 0.00m)

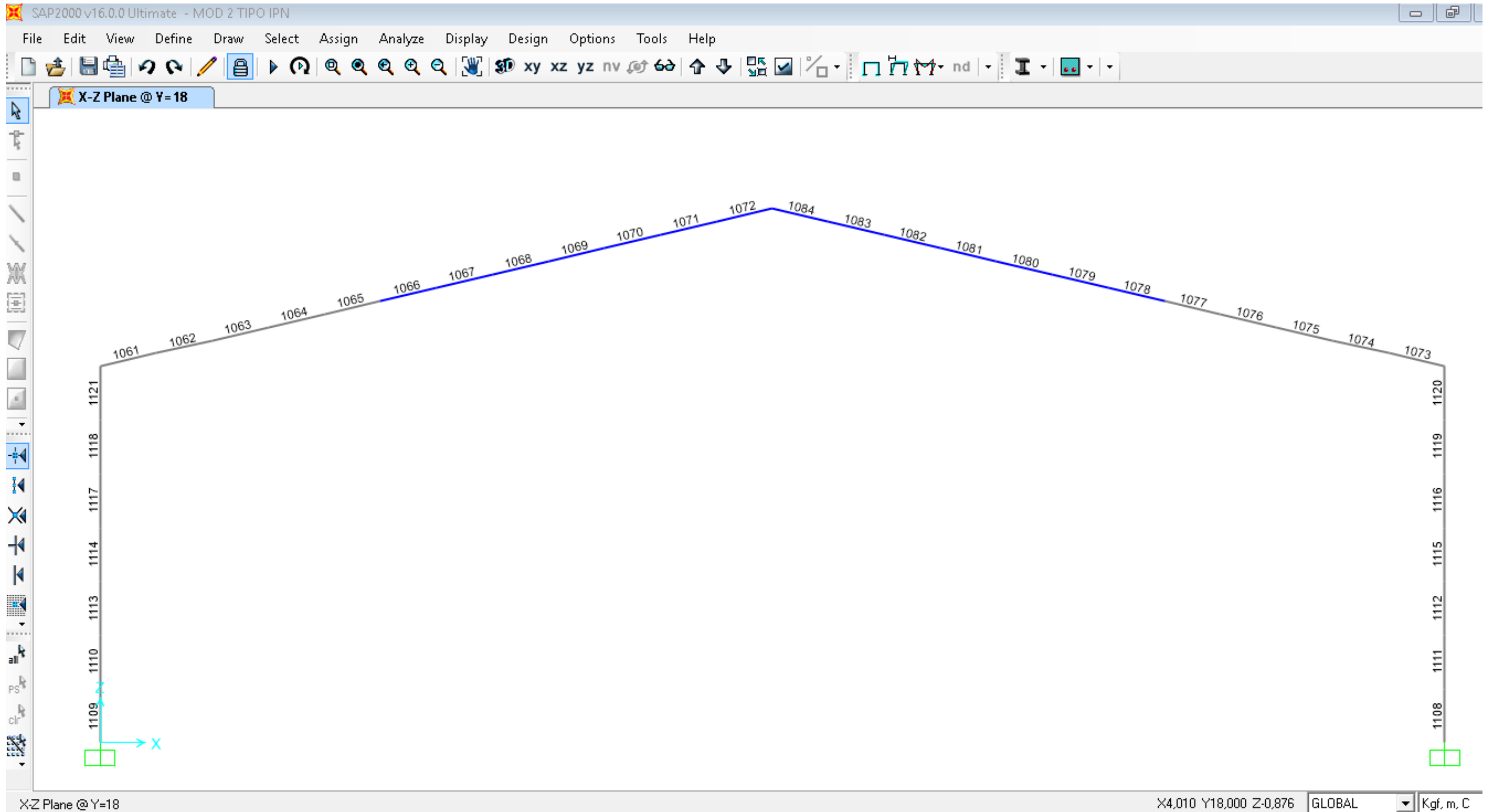


GRAFICO DE ELEMENTOS EN EL PORTICO TIPO IPN

EN EL EJE O3 ENTRE A – B (Y = 18.00m)

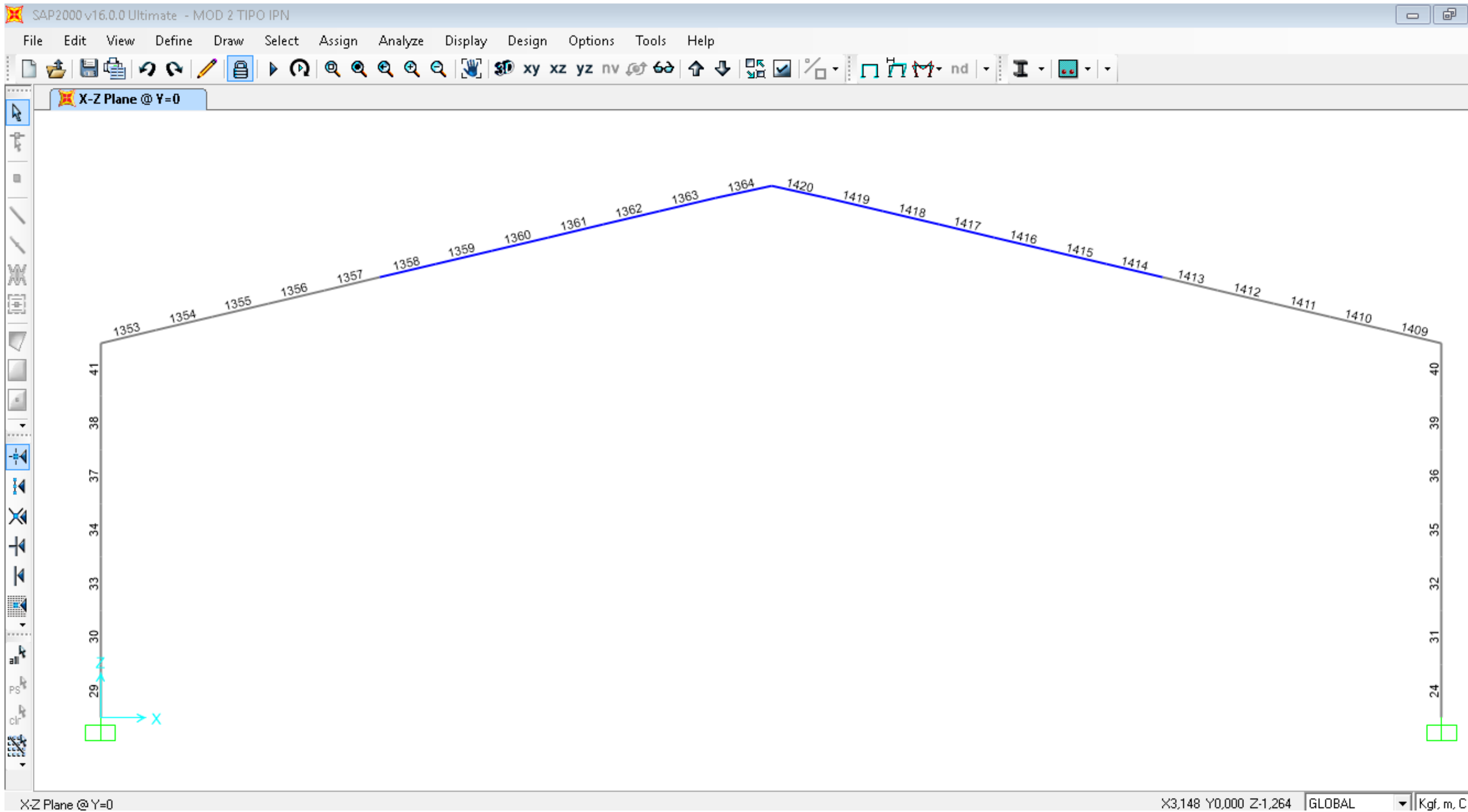


GRAFICO DE ELEMENTOS EN EL PORTICO TIPO IPN

EN EL EJE 01 ENTRE A – B (Y = 0.00m)

CAL- PORT-CENTRAL (CERCHA)

FUERZAS EN ELEMENTOS ANGULOS

Element Forces - Frames			
Frame	Station	OutputCase	P
Text	m	Text	Kgf
661	1,38	COMB3	-37891,52
605	1,38	COMB3	-37886,37
666	1,16	COMB3	-9964,69
610	1,16	COMB3	-9964,02
691	0,51	COMB3	-8158,41
710	0,51	COMB3	-8158,34
707	0,35	COMB3	-7391,03
727	0,35	COMB3	-7391,01
692	0,51	COMB3	-6946,32
711	0,51	COMB3	-6946,29
706	0,45	COMB3	-6273,77
726	0,45	COMB3	-6273,72
712	0,51	COMB3	-5778,41
693	0,51	COMB3	-5778,38
705	0,55	COMB3	-5057,07
725	0,55	COMB3	-5057,04
713	0,51	COMB3	-4576,26
694	0,51	COMB3	-4576,25
719	1,15	COMB3	-4355,98
699	1,15	COMB3	-4352,75
704	0,65	COMB3	-4326,93
724	0,65	COMB3	-4326,90
703	0,75	COMB3	-3754,44
723	0,75	COMB3	-3754,43
689	0,94	COMB3	-3669,54
708	0,94	COMB3	-3668,82
695	0,51	COMB3	-3397,06
714	0,51	COMB3	-3397,05
702	0,84	COMB3	-3334,16
722	0,84	COMB3	-3334,09
690	0,73	COMB3	-3283,43
709	0,73	COMB3	-3283,40
721	0,94	COMB3	-2903,33
701	0,94	COMB3	-2903,06
720	1,04	COMB3	#¡VALOR!
700	1,04	COMB3	-2889,34
696	0,51	COMB3	-2219,52
715	0,51	COMB3	-2219,50
697	0,51	COMB3	-1025,91
716	0,51	COMB3	-1025,83
611	1,08	COMB3	-377,20
667	1,08	COMB3	-377,03
612	1,08	COMB3	2173,80
668	1,08	COMB3	2173,98
673	1,28	COMB3	3423,92
617	1,28	COMB3	3424,58
606	1,25	COMB3	3865,06
662	1,25	COMB3	3866,17
663	1,15	COMB3	4020,55
607	1,15	COMB3	4020,63
618	1,21	COMB3	4327,25
674	1,21	COMB3	4327,43
608	1,08	COMB3	4403,46
664	1,08	COMB3	4403,69

FUERZAS EN PERFILES LATERALES

TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	Station	OutputCase	P
Text	m	Text	Kgf
575	0,87	COMB3	-15518,48
630	0,88	COMB3	-45918,72
686	0,88	COMB3	-45918,57
685	0,88	COMB3	-43550,90
629	0,88	COMB3	-43550,62
684	0,88	COMB3	-40407,44
628	0,88	COMB3	-40407,27
660	1,14	COMB3	-40196,09
604	1,14	COMB3	-40195,33
603	1,14	COMB3	-36614,83
659	1,14	COMB3	-36614,65
683	0,88	COMB3	-36474,49
627	0,88	COMB3	-36474,33
602	1,14	COMB3	-32610,07
658	1,14	COMB3	-32609,95
682	0,88	COMB3	-31321,98
626	0,88	COMB3	-31321,86
648	1,07	COMB3	-29561,37
592	1,07	COMB3	-29560,81
649	1,07	COMB3	-29226,02
593	1,07	COMB3	-29225,23
647	1,07	COMB3	-27344,14
591	1,07	COMB3	-27343,76
601	1,07	COMB3	-26155,90
657	1,07	COMB3	-26155,58
681	0,88	COMB3	-24319,33
625	0,88	COMB3	-24319,25
646	1,07	COMB3	-22668,93
590	1,07	COMB3	-22668,61
650	1,07	COMB3	-19933,29
594	1,07	COMB3	-19933,09
645	1,07	COMB3	-15525,08
589	1,07	COMB3	-15524,83
631	0,87	COMB3	-15518,72
680	0,88	COMB3	-14003,78
624	0,88	COMB3	-14003,77
600	1,07	COMB3	-11659,76
656	1,07	COMB3	-11659,39
644	1,07	COMB3	-10128,14
588	1,07	COMB3	-10127,75
632	0,87	COMB3	-800,37
576	0,87	COMB3	-800,19
599	1,07	COMB3	444,80
655	1,07	COMB3	445,12
643	1,07	COMB3	2019,13
587	1,07	COMB3	2019,54
633	0,87	COMB3	9216,40
577	0,87	COMB3	9216,51
598	1,07	COMB3	10035,18
654	1,07	COMB3	10035,51
634	0,87	COMB3	16147,86
578	0,87	COMB3	16147,94
642	1,07	COMB3	16455,32

613	1,08	COMB3	4610,94	586	1,07	COMB3	16455,72
669	1,08	COMB3	4610,99	597	1,07	COMB3	17152,17
619	1,15	COMB3	5094,55	653	1,07	COMB3	17152,54
675	1,15	COMB3	5094,55	641	1,07	COMB3	20855,79
717	0,51	COMB3	5469,23	585	1,07	COMB3	20855,97
698	0,51	COMB3	5469,30	635	0,87	COMB3	21262,57
620	1,08	COMB3	6295,85	579	0,87	COMB3	21262,61
676	1,08	COMB3	6295,90	596	1,07	COMB3	21797,67
614	1,08	COMB3	7062,71	652	1,07	COMB3	21798,09
670	1,08	COMB3	7062,74	688	1,04	COMB3	22908,32
621	1,03	COMB3	8085,22	687	1,04	COMB3	22909,07
677	1,03	COMB3	8085,27	595	1,07	COMB3	23995,56
718	0,76	COMB3	9046,73	651	1,07	COMB3	23996,20
671	1,08	COMB3	9519,85	640	1,07	COMB3	24624,29
615	1,08	COMB3	9519,89	584	1,07	COMB3	24624,54
622	0,98	COMB3	11121,58	636	0,87	COMB3	25173,58
678	0,98	COMB3	11121,65	580	0,87	COMB3	25173,63
672	1,08	COMB3	12008,28	583	1,07	COMB3	27927,54
616	1,08	COMB3	12008,32	639	1,07	COMB3	27927,74
609	1,08	COMB3	14357,52	581	0,87	COMB3	28335,99
665	1,08	COMB3	14357,55	637	0,87	COMB3	28336,12
623	0,94	COMB3	15430,34	582	0,91	COMB3	30131,70
679	0,94	COMB3	15430,40	638	0,91	COMB3	30140,48

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
267	COMB3	Combination	7917,85	0,5	15114,76	-2,67	472,35	-1,33
293	COMB3	Combination	-7917,89	0,5	15114,96	-2,68	-472,38	1,34

DISEÑO DE ANGULOS EN PORTICO

FORMULAS

$$r_{\min} = \frac{L}{300}$$

$$A_g \min = \frac{P_u}{\phi_t F_y}$$

No. BARRA	F_Traccion (kg)	LONG. (m)	DISEÑO DE ELEMENTOS A TRACCION					
			i min req	Ag min (cm2)	Ag Asumid		Perf. Selec.	Long. Sold (cm)
606	3.865,06	1,25	0,42	1,70	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,47
607	4.020,63	1,15	0,38	1,77	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,81
608	4.403,46	1,08	0,36	1,93	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,65
609	14.357,52	1,08	0,36	6,31	2,25	Error	2L 40x40x3mm	31,47
612	2.173,80	1,08	0,36	0,95	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,77
613	4.610,94	1,08	0,36	2,03	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,11
614	7.062,71	1,08	0,36	3,10	3,45	Ok	2L 60x60x3mm	15,48
615	9.519,89	1,08	0,36	4,18	4,54	Ok	2L 60x60x4mm	20,87
616	12.008,32	1,08	0,36	5,27	5,59	Ok	2L 60x60x5mm	26,32
617	3.424,58	1,28	0,43	1,50	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,51
618	4.327,25	1,21	0,40	1,90	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,49
619	5.094,55	1,15	0,38	2,24	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	11,17
620	6.295,85	1,08	0,36	2,76	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	13,80
621	8.085,22	1,03	0,34	3,55	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	17,72
622	11.121,58	0,98	0,33	4,88	5,59	Ok	2L 60x60x5mm	24,38
623	15.430,34	0,94	0,31	6,78	5,59	Error	2L 60x60x5mm	33,82
662	3.866,17	1,25	0,42	1,70	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,47
663	4.020,55	1,15	0,38	1,77	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,81
664	4.403,69	1,08	0,36	1,93	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,65
665	14.357,55	1,08	0,36	6,31	5,59	Error	2L 60x60x5mm	31,47
668	2.173,98	1,08	0,36	0,95	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,77
669	4.610,99	1,08	0,36	2,03	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,11
670	7.062,74	1,08	0,36	3,10	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	15,48
671	9.519,85	1,08	0,36	4,18	4,54	Ok	2L 60x60x4mm	20,87
672	12.008,28	1,08	0,36	5,27	5,59	Ok	2L 60x60x5mm	26,32
673	3.423,92	1,28	0,43	1,50	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,51
674	4.327,43	1,21	0,40	1,90	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,49
675	5.094,55	1,15	0,38	2,24	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	11,17
676	6.295,90	1,08	0,36	2,76	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	13,80
677	8.085,27	1,03	0,34	3,55	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	17,72
678	11.121,65	0,98	0,33	4,88	5,59	Ok	2L 60x60x5mm	24,38
679	15.430,40	0,94	0,31	6,78	5,59	Error	2L 60x60x5mm	33,82
698	5.469,30	0,51	0,17	2,40	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	11,99
717	5.469,23	0,51	0,17	2,40	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	11,99
718	9.046,73	0,76	0,25	3,97	4,54	Ok	2L 60x60x4mm	19,83

No. BARRA	F_Traccion (kg)	LONG. (m)	DISEÑO DE ELEMENTOS A TRACCION				Perf. Selec.	Long. Sold (cm)
			i min req	Ag min (cm2)	Ag Asumid			

DISEÑO DE PERFILES "CEE" (Laterales)

-								
-								
577	9.216,51	0,87	0,29	4,05	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
578	16.147,94	0,87	0,29	7,09	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
579	21.262,61	0,87	0,29	9,34	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
580	25.173,63	0,87	0,29	11,06	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
581	28.335,99	0,87	0,29	12,44	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
582	30.131,70	0,91	0,30	13,23	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
583	27.927,54	1,07	0,36	12,27	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
584	24.624,54	1,07	0,36	10,81	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
585	20.855,97	1,07	0,36	9,16	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
586	16.455,72	1,07	0,36	7,23	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
587	2.019,54	1,07	0,36	0,89	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
595	23.995,56	1,07	0,36	10,54	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
596	21.797,67	1,07	0,36	9,57	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
597	17.152,17	1,07	0,36	7,53	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
598	10.035,18	1,07	0,36	4,41	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
599	444,80	1,07	0,36	0,20	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
633	9.216,40	0,87	0,29	4,05	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
634	16.147,86	0,87	0,29	7,09	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
635	21.262,57	0,87	0,29	9,34	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
636	25.173,58	0,87	0,29	11,06	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
637	28.336,12	0,87	0,29	12,44	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
638	30.140,48	0,91	0,30	13,24	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
639	27.927,74	1,07	0,36	12,27	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
640	24.624,29	1,07	0,36	10,81	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
641	20.855,79	1,07	0,36	9,16	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
642	16.455,32	1,07	0,36	7,23	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
643	2.019,13	1,07	0,36	0,89	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
651	23.996,20	1,07	0,36	10,54	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
652	21.798,09	1,07	0,36	9,57	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
653	17.152,54	1,07	0,36	7,53	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
654	10.035,51	1,07	0,36	4,41	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
655	445,12	1,07	0,36	0,20	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
687	22.909,07	1,04	0,35	10,06	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
688	22.908,32	1,04	0,35	10,06	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	

DATOS FUNDAMENTALES DE DISENO

Datos Basicos:

Descripcion	Simbolo	Valor	Unidad	
Esfuerzo de Fluencia	$F_y =$	2530,00	kg / cm ²	ASTMA-36
Modulo de Elasticidad	$E =$	2,04E+06	0,00	29000 Ksi
Coef. p/ fluencia en traccion	$\phi_t =$	0,90	s.u	LRFD con $\phi_t = 0.9$
Coef. p/ Fractura en traccion	$\phi_t =$	0,75	s.u	
Radio de Inercia minimo	$i_{req} =$	L/300	cm ³	

SOLDADURA

Calculo de longitud de suelta

Parametro	Variable	Valor	Unidad	Observaciones
Angulo en Grados		45,00	grados	
Angulo en Radianes		0,79	rad	
Cateto Vertical		3,00	mm	
Cateto Horizontal		3,00	mm	
Garganta		2,12	mm	Garganta efectiva
Resis. a la Traccion SOLDAD		60,00	Ksi	Requerm AWS
Limite Fluencia ACERO		2530,00	Kg / cm ²	36 Ksi ASTM A-36
Factor de Reduccion		0,85	s.u	por norma AISI
Esfuerzo Admisible Ultimo		2150,50	Kg / cm ²	
Area de Soldadura		0,21	cm ²	
Fuerza Admisible en 1 cm		456,19	kg / cm	

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right]$$

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

No. BARRA	FUERZA (P)	LONG. (m)	DISENO DE MIEMBROS A COMPRESION								Perfil	Long. Soldad. (cm)
	COMPRESION (kg)		r > Req. (cm3)	r Asum (cm3)	Fe	Fcr	Ag (cm2)	Ag Asum	Asum			
DISEÑO DE ANGULOS EN PORTICO												
661	-37891,52	1,38	1,034	1,40	2062,17	1513,94	25,03	2,25	Error	2L 40x40x3mm	83,06	
605	-37886,37	1,38	1,034	1,40	2062,17	1513,94	25,03	2,25	Error	2L 40x40x3mm	83,05	
610	-9964,02	1,16	0,868	1,40	2924,90	1761,52	5,66	5,59	Error	2L 60x60x5mm	21,84	
611	-377,20	1,08	0,805	1,25	2717,34	1713,48	0,22	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	0,83	
666	-9964,69	1,16	0,868	1,40	2924,90	1761,52	5,66	5,59	Error	2L 60x60x5mm	21,84	
667	-377,03	1,08	0,805	7,29	92422,65	2501,18	0,15	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	0,83	
689	-3669,54	0,94	0,704	7,29	120823,08	2507,92	1,46	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,04	
690	-3283,43	0,73	0,544	7,29	202247,16	2516,79	1,30	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,20	
691	-8158,41	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	3,46	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	17,88	
692	-6946,32	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	2,95	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	15,23	
693	-5778,38	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	2,45	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	12,67	
694	-4576,25	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	1,81	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,03	
695	-3397,06	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	1,35	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,45	
696	-2219,52	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,88	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,87	
697	-1025,91	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,41	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	2,25	
699	-4352,75	1,15	0,863	7,29	80243,65	2496,83	1,74	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,54	
700	-2889,34	1,04	0,779	7,29	98585,60	2502,97	1,15	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,33	
701	-2903,06	0,94	0,705	7,29	120331,51	2507,83	1,16	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,36	
702	-3334,16	0,84	0,631	7,29	150154,18	2512,22	1,33	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,31	

DISEÑO A COMPRESION
DIS. ANGULOS - DIS. CORREAS EXT

703	-3754,44	0,75	0,557	7,29	192611,17	2516,13	1,49	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,23
704	-4326,93	0,65	0,483	7,29	255994,58	2519,56	1,72	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,48
705	-5057,07	0,55	0,410	7,29	356709,91	2522,50	2,00	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	11,09
706	-6273,77	0,45	0,336	1,40	19586,18	2396,85	2,62	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	13,75
707	-7391,03	0,35	0,262	1,40	32206,14	2448,17	3,02	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	16,20
708	-3668,82	0,94	0,704	7,29	120823,08	2507,92	1,46	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,04
709	-3283,40	0,73	0,544	7,29	202247,16	2516,79	1,30	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,20
710	-8158,34	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	3,46	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	17,88
711	-6946,29	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	2,95	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	15,23
712	-5778,41	0,51	0,384	1,40	14956,32	2357,07	2,45	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	12,67
713	-4576,26	0,51	0,171	1,25	11923,09	2314,99	1,98	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,03
714	-3397,05	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	1,35	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,45
715	-2219,50	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,88	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,87
716	-1025,83	0,51	0,384	7,29	405530,71	2523,40	0,41	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	2,25
719	-4355,98	1,15	0,863	7,29	80243,65	2496,83	1,74	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,55
720	-2892,99	1,04	0,779	7,29	98585,60	2502,97	1,16	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,34
721	-2903,33	0,94	0,705	7,29	120331,51	2507,83	1,16	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,36
722	-3334,09	0,84	0,631	7,29	150154,18	2512,22	1,33	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,31
723	-3754,43	0,75	0,557	7,29	192611,17	2516,13	1,49	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,23
724	-4326,90	0,65	0,483	7,29	255994,58	2519,56	1,72	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,48
725	-5057,04	0,55	0,410	1,85	22972,25	2416,02	2,09	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	11,09
726	-6273,72	0,45	0,336	1,40	19586,18	2396,85	2,62	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	13,75
727	-7391,01	0,35	0,262	1,40	32206,14	2448,17	3,02	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	16,20

No. BARRA	FUERZA (P)	LONG. (m)	DISENO DE MIEMBROS A COMPRESION								Long. Soldad. (cm)
	COMPRESI ON (kg)		r > Req. (cm3)	r Asum (cm3)	Fe	Fcr	Ag (cm2)	Ag Asum	Perfil		
									Asum		
DISEÑO DE PERFILES "CEE" (Laterales)											
575	-15.518,48	0,870	0,651	1,40	5212,38	2064,86	7,52	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
576	-800,19	0,870	0,651	1,40	5212,38	2064,86	0,39	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
588	-10.127,75	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	5,44	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
589	-15.524,83	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	8,34	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
590	-22.668,61	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	12,18	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
591	-27.343,76	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	14,70	16,81	Ok	C 200x50x6 mm	
592	-29.560,81	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	15,89	16,81	Ok	C 200x50x6 mm	
593	-29.225,23	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	15,71	16,81	Ok	C 200x50x6 mm	
594	-19.933,09	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	10,71	11,50	Ok	C 200x50x4 mm	
600	-11.659,76	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	6,27	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
601	-26.155,90	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	14,06	16,81	Ok	C 200x50x6 mm	
602	-32.610,07	1,138	0,851	1,45	3267,80	1829,73	17,82	18,01	Ok	C 200x60x6 mm	
603	-36.614,83	1,138	0,851	1,40	3046,32	1787,13	20,49	23,50	Ok	C 200x60x8 mm	
604	-40.195,33	1,138	0,851	1,40	3046,32	1787,13	22,49	23,50	Ok	C 200x60x8 mm	
624	-14.003,77	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	6,80	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
625	-24.319,25	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	11,81	14,20	Ok	C 200x50x5 mm	
626	-31.321,86	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	15,21	16,81	Ok	C 200x50x6 mm	
627	-36.474,33	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	17,71	18,01	Ok	C 200x60x6 mm	
628	-40.407,27	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	19,62	23,50	Ok	C 200x60x8 mm	
629	-43.550,62	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	21,15	23,50	Ok	C 200x60x8 mm	
630	-45.918,72	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	22,30	23,50	Ok	C 200x60x8 mm	
631	-15.518,72	0,870	0,651	1,40	5212,38	2064,86	7,52	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
632	-800,37	0,870	0,651	1,40	5212,38	2064,86	0,39	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	
644	-10.128,14	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	5,44	8,70	Ok	C 200x50x3 mm	

645	-15.525,08	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	8,34	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
646	-22.668,93	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	12,18	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
647	-27.344,14	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	14,70	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
648	-29.561,37	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	15,89	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
649	-29.226,02	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	15,71	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
650	-19.933,29	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	10,71	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
656	-11.659,39	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	6,27	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
657	-26.155,58	1,070	0,800	1,40	3445,94	1860,64	14,06	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
658	-32.609,95	1,138	0,851	1,45	3267,80	1829,73	17,82	18,01	Ok	C 200x60x6 mm
659	-36.614,65	1,138	0,851	1,40	3046,32	1787,13	20,49	23,50	Ok	C 200x60x8 mm
660	-40.196,09	1,138	0,851	1,40	3046,32	1787,13	22,49	23,50	Ok	C 200x60x8 mm
680	-14.003,78	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	6,80	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
681	-24.319,33	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	11,81	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
682	-31.321,98	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	15,21	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
683	-36.474,49	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	17,71	18,01	Ok	C 200x60x6 mm
684	-40.407,44	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	19,62	23,50	Ok	C 200x60x8 mm
685	-43.550,90	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	21,15	23,50	Ok	C 200x60x8 mm
686	-45.918,57	0,876	0,655	1,40	5146,04	2059,46	22,30	23,50	Ok	C 200x60x8 mm

DATOS FUNDAMENTALES DE CALCULO

Datos Basicos:

Parametro	Variable	Valor	Unidad	Observacion
Tension de Fluencia	$F_y =$	2530,00	kgf/cm ²	36000 ksi ASTM A-36
Modulo de Elasticidad	$E =$	2,04E+06	kgf/cm ²	29000ksi ASTM A36
Coef por Tipo de fijacion	$K =$	1,00	s/u	Tabla
Coef de Compresion	$\phi_1 =$	0,90	s/u	Met: LRFD
Radio de Inercia Base	$i_{req} =$	KL/200	cm ³	r req minimo
Peso unitario Acero	$\gamma_a =$	7850,00	Kg / m ³	
Factor de seg de la Estabilidad	$\eta_{est} =$	1,30	s/u	
Factor de igualdad 1	$KL/r =$	133,73		$= 4,71\sqrt{E / F_y}$
Factor Asumido	$KL/r =$	130,00		Por Condicion
Factor de igualdad 2	$F_e =$	1124,44		$= F_y / 2,25$
Coef Tens_Fractura_seccion	$\phi_t =$	0,75	s/u	
Coef Tens_Estado limit fluen	$\phi_t =$	0,90	s/u	

PERF. TENTATIVA ANGULOS

DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y		EJE U-U	EJE V-V
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm2	I	W	i	X=Y	i	i	
						cm4	cm3	cm	cm	cm	cm	
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47	
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44	
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58	
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55	
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52	
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78	
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76	
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78	
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73	
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98	
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96	
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94	
50	50	5	21.60	3.60	4.59	10.88	3.09	1.54	1.48	1.97	0.93	
50	50	6	25.92	4.32	5.40	12.57	3.62	1.53	1.53	1.96	0.90	
60	60	3	16.26	2.71	3.45	12.37	2.84	1.89	1.64	2.41	1.16	
60	60	4	21.36	3.56	4.54	16.00	3.71	1.88	1.68	2.39	1.15	
60	60	5	26.34	4.39	5.59	19.40	4.54	1.86	1.73	2.38	1.13	
60	60	6	31.68	5.28	6.60	22.56	5.35	1.85	1.78	2.37	1.11	
60	60	8	41.04	6.84	8.55	28.21	6.85	1.82	1.88	2.34	1.05	

PERF. TENTATIVA CEE

DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm2	I	W	I	I	W	I	x
						cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm
150	80	12	157.80	26.30	32.47	1012.95	135.06	5.59	189.27	35.31	2.41	2.64
200	50	2	27.66	4.61	5.87	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92
200	50	3	40.98	6.83	8.70	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96
200	50	4	54.06	9.01	11.50	600.00	60.00	7.23	22.10	5.52	1.39	1.00
200	50	5	66.60	11.10	14.20	729.00	72.90	7.17	26.70	6.75	1.37	1.05
200	50	6	80.70	13.45	16.81	850.82	85.08	7.11	31.18	7.97	1.36	1.09
200	60	5	71.46	11.91	15.18	853.31	85.33	7.50	45.29	9.72	1.73	1.34
200	60	6	86.52	14.42	18.01	963.76	96.37	7.31	53.04	11.50	1.71	1.39
200	60	8	112.80	18.80	23.50	1218.58	121.85	7.20	66.96	14.96	1.68	1.53
200	80	6	96.04	16.34	20.42	1189.65	118.96	7.63	120.77	20.61	2.43	2.14

SOLDADURA

Calculo de longitud de suelda

Parametro	Variable	Valor	Unidad	Observaciones
Angulo en Grados		45,00	grados	
Angulo en Radianes		0,79	rad	
Cateto Vertical		3,00	mm	
Cateto Horizontal		3,00	mm	
Garganta		2,12	mm	Garganta efectiva
Resis. a la Traccion SOLDAD		60,00	Ksi	Requerm AWS
Limite Fluencia ACERO		2530,00	Kg / cm2	36 Ksi ASTM A-36
Factor de Reduccion		0,85	s.u	por norma AISI
Esfuerzo Admisible Ultimo		2150,50	Kg / cm2	
Area de Soldadura		0,21	cm2	
Fuerza Admisible en 1 cm		456,19	kg / cm	

FUERZAS EN ANGULOS

Element Forces - Frames			
Text	m	Text	Kgf
1757	0,35	COMB3	-4327,57
1431	1,38	COMB3	-22956,84
1375	1,38	COMB3	-22956,80
1436	1,16	COMB3	-6561,30
1380	1,16	COMB3	-6558,92
1760	0,51	COMB3	-4783,93
1741	0,51	COMB3	-4782,72
1777	0,35	COMB3	-4328,35
1761	0,51	COMB3	-4256,61
1742	0,51	COMB3	-4255,79
1762	0,51	COMB3	-3757,86
1743	0,51	COMB3	-3757,26
1776	0,45	COMB3	-3709,06
1756	0,45	COMB3	-3708,52
1763	0,51	COMB3	-3233,15
1744	0,51	COMB3	-3232,63
1775	0,55	COMB3	-2981,99
1755	0,55	COMB3	-2981,52
1764	0,51	COMB3	-2714,68
1745	0,51	COMB3	-2714,17
1774	0,65	COMB3	-2553,32
1754	0,65	COMB3	-2552,93
1773	0,75	COMB3	-2216,48
1753	0,75	COMB3	-2216,13
1765	0,51	COMB3	-2196,09
1746	0,51	COMB3	-2195,51
1772	0,84	COMB3	-1963,31
1752	0,84	COMB3	-1963,03
1769	1,15	COMB3	-1946,67
1749	1,15	COMB3	-1942,55
1771	0,94	COMB3	-1741,16
1751	0,94	COMB3	-1740,76
1766	0,51	COMB3	-1660,40
1747	0,51	COMB3	-1659,63
1758	0,94	COMB3	-1606,91
1739	0,94	COMB3	-1604,48
1770	1,04	COMB3	-1576,36
1750	1,04	COMB3	-1576,00
1759	0,73	COMB3	-1446,93
1740	0,73	COMB3	-1444,84
1432	1,25	COMB3	1680,50
1376	1,25	COMB3	1683,04
1433	1,15	COMB3	1776,08
1377	1,15	COMB3	1778,81
1434	1,08	COMB3	1977,34
1378	1,08	COMB3	1980,29
1443	1,28	COMB3	2054,66
1387	1,28	COMB3	2055,08
1437	1,08	COMB3	2318,52
1381	1,08	COMB3	2320,91
1444	1,21	COMB3	2545,89
1388	1,21	COMB3	2546,25
1445	1,15	COMB3	3008,10

FUERZAS EN PERFILES LATERALES

TABLE: Element Forces - Frames			
Text	m	Text	Kgf
1345	0,87	COMB3	-8517,30
1400	0,88	COMB3	-26997,21
1456	0,88	COMB3	-26992,62
1399	0,88	COMB3	-25578,52
1455	0,88	COMB3	-25574,26
1374	1,14	COMB3	-24063,84
1430	1,14	COMB3	-24062,44
1398	0,88	COMB3	-23733,68
1454	0,88	COMB3	-23729,68
1429	1,14	COMB3	-22498,15
1373	1,14	COMB3	-22498,10
1397	0,88	COMB3	-21415,86
1453	0,88	COMB3	-21412,23
1363	1,07	COMB3	-21104,93
1419	1,07	COMB3	-21104,47
1428	1,14	COMB3	-20730,67
1372	1,14	COMB3	-20729,30
1418	1,07	COMB3	-18753,08
1362	1,07	COMB3	-18753,04
1396	0,88	COMB3	-18380,49
1452	0,88	COMB3	-18377,33
1427	1,07	COMB3	-17459,02
1371	1,07	COMB3	-17457,14
1361	1,07	COMB3	-15221,21
1417	1,07	COMB3	-15220,93
1364	1,07	COMB3	-14983,67
1420	1,07	COMB3	-14982,69
1395	0,88	COMB3	-14254,46
1451	0,88	COMB3	-14251,96
1360	1,07	COMB3	-10606,66
1416	1,07	COMB3	-10605,64
1426	1,07	COMB3	-8565,65
1370	1,07	COMB3	-8564,27
1401	0,87	COMB3	-8511,73
1394	0,88	COMB3	-8167,60
1450	0,88	COMB3	-8166,03
1359	1,07	COMB3	-4903,89
1415	1,07	COMB3	-4901,90
1358	1,07	COMB3	-2944,19
1414	1,07	COMB3	-2941,06
1425	1,07	COMB3	-687,70
1369	1,07	COMB3	-687,19
1346	0,87	COMB3	139,30
1402	0,87	COMB3	143,43
1357	1,07	COMB3	4952,11
1413	1,07	COMB3	4956,29
1347	0,87	COMB3	6054,85
1403	0,87	COMB3	6058,07
1368	1,07	COMB3	6099,48
1424	1,07	COMB3	6099,90
1348	0,87	COMB3	10148,78
1404	0,87	COMB3	10151,36
1367	1,07	COMB3	11794,68

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

Resultado de Sap2000

Port. 01 entre A - B

1389	1,15	COMB3	3008,57	1423	1,07	COMB3	11795,98
1438	1,08	COMB3	3506,79	1349	0,87	COMB3	13171,01
1382	1,08	COMB3	3508,46	1405	0,87	COMB3	13173,13
1446	1,08	COMB3	3714,14	1356	1,07	COMB3	13797,49
1390	1,08	COMB3	3714,71	1412	1,07	COMB3	13802,17
1767	0,51	COMB3	3878,55	1350	0,87	COMB3	15486,40
1748	0,51	COMB3	3880,09	1406	0,87	COMB3	15488,14
1439	1,08	COMB3	4579,16	1355	1,07	COMB3	15768,95
1383	1,08	COMB3	4580,44	1411	1,07	COMB3	15771,94
1447	1,03	COMB3	4769,53	1366	1,07	COMB3	16398,75
1391	1,03	COMB3	4770,27	1422	1,07	COMB3	16400,74
1440	1,08	COMB3	5660,88	1351	0,87	COMB3	17349,13
1384	1,08	COMB3	5662,01	1407	0,87	COMB3	17350,62
1768	0,76	COMB3	5994,30	1354	1,07	COMB3	17433,22
1448	0,98	COMB3	6563,68	1410	1,07	COMB3	17434,50
1392	0,98	COMB3	6564,68	1352	0,91	COMB3	18603,29
1441	1,08	COMB3	6746,74	1408	0,91	COMB3	18605,25
1385	1,08	COMB3	6747,89	1409	1,07	COMB3	18866,72
1442	1,08	COMB3	7818,46	1353	1,07	COMB3	18867,27
1386	1,08	COMB3	7819,78	1365	1,07	COMB3	19929,81
1435	1,08	COMB3	8809,71	1421	1,07	COMB3	19931,98
1379	1,08	COMB3	8811,55	1738	1,04	COMB3	21594,76
1449	0,94	COMB3	9064,93	1457	1,04	COMB3	21596,27
1393	0,94	COMB3	9066,44				

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
714	COMB3	Combinatic	4660,16	12,15	####	0,57	306,65	46,62
740	COMB3	Combinatic	-4659,4	12,08	####	0,51	-306,7	-46,29

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

DISEÑO A TRACCION
ANGULOS - PERFILES CEE

DISEÑO A TRACCION

Formulas:

$$r \text{ mín} = \frac{L}{300}$$

$$A_g \text{ mín} = \frac{P_u}{\phi_t F_y}$$

No. BARRA	F_Traccion (kg)	LONG. (m)	DISEÑO DE ELEMENTOS A TRACCION					Perf. Selec.	Long. Sold (cm)
			i min req	Ag min (cm2)	Ag Asumid				
DISEÑO DE ANGULOS DEL PORTICO									
1432	1.680,50	1,25	0,42	0,74	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	3,68	
1376	1.683,04	1,25	0,42	0,74	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	3,69	
1433	1.776,08	1,15	0,38	0,78	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	3,89	
1377	1.778,81	1,15	0,38	0,78	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	3,90	
1434	1.977,34	1,08	0,36	0,87	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,33	
1378	1.980,29	1,08	0,36	0,87	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,34	
1443	2.054,66	1,28	0,43	0,90	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,50	
1387	2.055,08	1,28	0,43	0,90	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	4,50	
1437	2.318,52	1,08	0,36	1,02	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	5,08	
1381	2.320,91	1,08	0,36	1,02	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	5,09	
1444	2.545,89	1,21	0,40	1,12	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	5,58	
1388	2.546,25	1,21	0,40	1,12	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	5,58	
1445	3.008,10	1,15	0,38	1,32	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,59	
1389	3.008,57	1,15	0,38	1,32	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,59	
1438	3.506,79	1,08	0,36	1,54	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,69	
1382	3.508,46	1,08	0,36	1,54	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,69	
1446	3.714,14	1,08	0,36	1,63	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,14	
1390	3.714,71	1,08	0,36	1,63	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,14	
1767	3.878,55	0,51	0,17	1,70	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,50	
1748	3.880,09	0,51	0,17	1,70	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,51	
1439	4.579,16	1,08	0,36	2,01	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,04	
1383	4.580,44	1,08	0,36	2,01	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,04	
1447	4.769,53	1,03	0,34	2,09	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,46	
1391	4.770,27	1,03	0,34	2,09	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,46	
1440	5.660,88	1,08	0,36	2,49	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	12,41	
1384	5.662,01	1,08	0,36	2,49	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	12,41	
1768	5.994,30	0,76	0,25	2,63	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	13,14	
1448	6.563,68	0,98	0,33	2,88	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	14,39	
1392	6.564,68	0,98	0,33	2,88	2,94	Ok	2L 40x40x4mm	14,39	
1441	6.746,74	1,08	0,36	2,96	3,45	Ok	2L 60x60x3mm	14,79	
1385	6.747,89	1,08	0,36	2,96	3,45	Ok	2L 60x60x3mm	14,79	
1442	7.818,46	1,08	0,36	3,43	3,45	Ok	2L 60x60x3mm	17,14	
1386	7.819,78	1,08	0,36	3,43	3,45	Ok	2L 60x60x3mm	17,14	
1435	8.809,71	1,08	0,36	3,87	4,54	Ok	2L 60x60x4mm	19,31	
1379	8.811,55	1,08	0,36	3,87	4,54	Ok	2L 60x60x4mm	19,32	

BASES DE CÁLCULO A TRACCIÓN

Datos Fundamentales:

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	
Esfuerzo de Fluencia	$F_y =$	2530,00	kg / cm ²	ASTMA-36
Modulo de Elasticidad	$E =$	2,04E+06	0,00	29000 Ksi
Coef. p/ fluencia en tracción	$\phi_t =$	0,90	s.u	LRFD con $\phi_t = 0.9$
Coef. p/ Fractura en tracción	$\phi_t =$	0,75	s.u	
Radio de Inercia mínimo	$i_{req} =$	L/300	cm ³	

PASOS DE CÁLCULO

- 1,- Insertar respectivamente el No.BARRA; $F_{Tracción}$ y la LONG; que se extrae de sap2000
- 2,- Verificar el radio de giro mínimo como lo establece la fórmula $r_{min} =$
- 3,- Calcular el área mínima requerida de acuerdo a la fórmula propuesta según McCorman
- 4,- Asumir un área de un perfil que sea mayor al encontrado en el paso 3
- 5,- Verificar la longitud de soldadura necesario para soportar la fuerza de tracción

SOLDADURA

Cálculo de longitud de Soldadura

Parámetro	Variable	Valor	Unidad	Observaciones
Angulo en Grados		45,00	grados	
Angulo en Radianes		0,79	rad	
Cateto Vertical		3,00	mm	
Cateto Horizontal		3,00	mm	
Garganta		2,12	mm	Garganta efectiva
Resis. a la Tracción SOLDAD		60,00	Ksi	Requerim AWS
Límite Fluencia ACERO		2530,00	Kg / cm ²	36 Ksi ASTM A-36
Factor de Reducción		0,85	s.u	por norma AISI
Esfuerzo Admisible Último		2150,50	Kg / cm ²	
Área de Soldadura		0,21	cm ²	
Fuerza Admisible en 1 cm		456,19	kg / cm	

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

$$F_{cr} = \left[0,658 \sqrt{F_e} \right] F_y$$

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

No. BARRA	F_(P)	LONG. (m)	DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESION									
	Compresion (kg)		r > Req. (cm3)	r Asum (cm3)	Fe	Fcr	Ag (cm2)	Ag Asum	Verif	Perfil Asumido	Long. Soldad. (cm)	Observac.
DISEÑO DE ANGULOS DEL PORTICO												
1757	-4327,57	0,35	0,262	1,25	25560,43	2427,33	1,78	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,49	
1431	-22956,84	1,38	1,034	1,86	3651,38	1893,09	12,13	5,59	Error	2L 60x60x5mm	50,32	
1375	-22956,80	1,38	1,034	1,86	3651,38	1893,09	12,13	5,59	Error	2L 60x60x5mm	50,32	
1436	-6561,30	1,16	0,868	1,55	3607,05	1886,35	3,48	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	14,38	
1380	-6558,92	1,16	0,868	1,55	3607,05	1886,35	3,48	3,74	Ok	2L 50x50x4mm	14,38	
1760	-4783,93	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	2,07	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,49	
1741	-4782,72	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	2,07	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	10,48	
1777	-4328,35	0,35	0,262	1,25	25560,43	2427,33	1,78	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,49	
1761	-4256,61	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,84	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,33	
1742	-4255,79	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,84	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	9,33	
1762	-3757,86	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,62	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,24	
1743	-3757,26	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,62	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,24	
1776	-3709,06	0,45	0,336	1,25	15544,59	2363,39	1,57	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,13	
1756	-3708,52	0,45	0,336	1,25	15544,59	2363,39	1,57	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	8,13	
1763	-3233,15	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,40	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,09	
1744	-3232,63	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,40	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	7,09	
1775	-2981,99	0,55	0,410	1,25	10441,09	2285,99	1,30	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,54	
1755	-2981,52	0,55	0,410	1,25	10441,09	2285,99	1,30	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	6,54	
1764	-2714,68	0,51	0,384	1,25	11870,10	2314,07	1,17	2,25	Ok	2L 40x40x3mm	5,95	

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

DISEÑO DE PERFILES "CEE" (Laterales)										
1345	-8.517,30	0,870	0,651	1,40	5227,06	2066,04	4,12	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1400	-26.997,21	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	13,22	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1456	-26.992,62	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	13,22	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1399	-25.578,52	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	12,53	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1455	-25.574,26	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	12,53	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1374	-24.063,84	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	13,67	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1430	-24.062,44	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	13,66	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1398	-23.733,68	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	11,63	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1454	-23.729,68	0,876	0,655	1,37	4936,74	2041,57	11,62	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1429	-22.498,15	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	12,78	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1373	-22.498,10	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	12,78	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1397	-21.415,86	0,876	0,655	1,39	5045,59	2051,04	10,44	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1453	-21.412,23	0,876	0,655	1,39	5045,59	2051,04	10,44	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1363	-21.104,93	1,070	0,800	1,39	3378,67	1849,29	11,41	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1419	-21.104,47	1,070	0,800	1,39	3378,67	1849,29	11,41	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1428	-20.730,67	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	11,77	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1372	-20.729,30	1,138	0,851	1,37	2922,41	1760,98	11,77	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1418	-18.753,08	1,070	0,800	1,39	3378,67	1849,29	10,14	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1362	-18.753,04	1,070	0,800	1,39	3378,67	1849,29	10,14	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1396	-18.380,49	0,876	0,655	1,36	4869,96	2035,57	9,03	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
1452	-18.377,33	0,876	0,655	1,36	4869,96	2035,57	9,03	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
1427	-17.459,02	1,070	0,800	1,36	3261,07	1828,51	9,55	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
1371	-17.457,14	1,070	0,800	1,36	3261,07	1828,51	9,55	16,81	Ok	C 200x50x6 mm
1361	-15.221,21	1,070	0,800	1,37	3305,78	1836,56	8,29	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1417	-15.220,93	1,070	0,800	1,37	3305,78	1836,56	8,29	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1364	-14.983,67	1,070	0,800	1,37	3305,78	1836,56	8,16	14,20	Ok	C 200x50x5 mm
1420	-14.982,69	1,070	0,800	1,37	3305,78	1836,56	8,16	14,20	Ok	C 200x50x5 mm

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

1395	-14.254,46	0,876	0,655	1,39	5045,59	2051,04	6,95	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1451	-14.251,96	0,876	0,655	1,39	5045,59	2051,04	6,95	11,50	Ok	C 200x50x4 mm
1360	-10.606,66	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	5,70	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1416	-10.605,64	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	5,70	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1426	-8.565,65	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	4,60	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1370	-8.564,27	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	4,60	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1401	-8.511,73	0,870	0,651	1,40	5227,06	2066,04	4,12	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1394	-8.167,60	0,876	0,655	1,40	5160,53	2060,65	3,96	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1450	-8.166,03	0,876	0,655	1,40	5160,53	2060,65	3,96	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1359	-4.903,89	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	2,63	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1415	-4.901,90	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	2,63	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1358	-2.944,19	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	1,58	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1414	-2.941,06	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	1,58	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1425	-687,70	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	0,37	8,70	Ok	C 200x50x3 mm
1369	-687,19	1,070	0,800	1,40	3455,64	1862,25	0,37	8,70	Ok	C 200x50x3 mm

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

BASES DE CALCULO A TRACCION

Datos Fundamentales:

Parametro	Variable	Valor	Unidad	Observacion
Tension de Fluencia	$F_y =$	2530,00	kgf/cm ²	36000 ksi ASTM A-36
Modulo de Elasticidad	$E =$	2,04E+06	kgf/cm ²	29000ksi ASTM A36
Coef por Tipo de fijacion	$K =$	1,00	s/u	Tabla
Coef de Compresion	$\phi_1 =$	0,90	s/u	Met: LRFD
Radio de Inercia Base	$i_{req} =$	KL/200	cm ³	r req minimo
Peso unitario Acero	$\gamma_a =$	7850,00	Kg / m ³	
Factor de seg de la Estabilidad	$n_{est} =$	1,30	s/u	
Factor de iguldad 1	$KL/r =$	133,73		$= 4,71\sqrt{E / F_y}$
Factor Asumido	$KL/r =$	130,00		Por Condicion
Factor de iguldad 2	$F_e =$	1124,44		$= F_y / 2,25$
Coef Tens_Fractura_seccion	$\phi_t =$	0,75	s/u	
Coef Tens_Estado limit fluen	$\phi_t =$	0,90	s/u	

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

PERF. TENTATIVA ANGULOS

DIMENSIONES			PESOS			SECCION	EJE X-X - EJE Y-Y				EJE U-U	EJE V-V
A	B	e	6 metros	1 metro	I		W	i	X=Y	i	i	
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm4		cm3	cm	cm	cm	cm	
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47	
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44	
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58	
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55	
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52	
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78	
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76	
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78	
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73	
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98	
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96	
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94	
50	50	5	21.60	3.60	4.59	10.88	3.09	1.54	1.48	1.97	0.93	
50	50	6	25.92	4.32	5.40	12.57	3.62	1.53	1.53	1.96	0.90	
60	60	3	16.26	2.71	3.45	12.37	2.84	1.89	1.64	2.41	1.16	
60	60	4	21.36	3.56	4.54	16.00	3.71	1.88	1.68	2.39	1.15	
60	60	5	26.34	4.39	5.59	19.40	4.54	1.86	1.73	2.38	1.13	
60	60	6	31.68	5.28	6.60	22.56	5.35	1.85	1.78	2.37	1.11	
60	60	8	41.04	6.84	8.55	28.21	6.85	1.82	1.88	2.34	1.05	

PERF. TENTATIVA CEE

DIMENSIONES			PESOS			SECCION	TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	EJE X-X			EJE Y-Y					
mm	mm	mm	kg	kg	I		W	I	I	W	I	x	
					cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm		
150	80	12	157.80	26.30	32.47	1012.95	135.06	5.59	189.27	35.31	2.41	2.64	
200	50	2	27.66	4.61	5.87	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92	
200	50	3	40.98	6.83	8.70	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96	
200	50	4	54.06	9.01	11.50	600.00	60.00	7.23	22.10	5.52	1.39	1.00	
200	50	5	66.60	11.10	14.20	729.00	72.90	7.17	26.70	6.75	1.37	1.05	
200	50	6	80.70	13.45	16.81	850.82	85.08	7.11	31.18	7.97	1.36	1.09	
200	60	5	71.46	11.91	15.18	853.31	85.33	7.50	45.29	9.72	1.73	1.34	
200	60	6	86.52	14.42	18.01	963.76	96.37	7.31	53.04	11.50	1.71	1.39	
200	60	8	112.80	18.80	23.50	1218.58	121.85	7.20	66.96	14.96	1.68	1.53	
200	80	6	96.04	16.34	20.42	1189.65	118.96	7.63	120.77	20.61	2.43	2.14	

CAL- PORT-EXTREMO (AISC)

LONGITUD DE SOLDADURA

Parametro	Variable	Valor	Unidad	Observaciones
Angulo en Grados		45,00	grados	
Angulo en Radianes		0,79	rad	
Cateto Vertical		3,00	mm	
Cateto Horizontal		3,00	mm	
Garganta		2,12	mm	Garganta efectiva
Resis. a la Traccion SOLDAD		60,00	Ksi	Requerm AWS
Limite Fluencia ACERO		2530,00	Kg / cm ²	36 Ksi ASTM A-36
Factor de Reduccion		0,85	s.u	por norma AISI
Esfuerzo Admisible Ultimo		2150,50	Kg / cm ²	
Area de Soldadura		0,21	cm ²	
Fuerza Admisible en 1 cm		456,19	kg / cm	

CAL-PORT-CENT (IPN)

CALCULO Y DISEÑO DE
ELEMENTOS IPN

Element Forces - Frames							L_fluencia	Fy =	2530,00	Kg / cm2				M_elastic			E =	2039477,76		Kg / cm2
Frame	Station	OutputCas	P	V2	M2	M3	P_especif		ya =	7850,00	kg / m3									
Text	m	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m		Base	Alto	Es-Sup	Es-Inf	Es-Alm	Area	Peso	Zx	Ix	Zx --Req	Cumpl	Observ.	
24	1,00	COMB3	-8683,04	6779,49	-37,13	9182,55		24,00	25,00	1,00	1,00	0,60	61,80	48,51	601,95	7524,35	403,27	Ok	Ipn24x25	
29	1,00	COMB3	-8686,55	-6779,71	-37,44	-9182,49		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-403,27	Ok	Ipn24x30	
30	1,00	COMB3	-8633,99	-6779,71	-17,01	-2402,78		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-105,52	Ok	Ipn24x30	
31	1,00	COMB3	-8630,48	6779,49	-16,94	2403,06		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	105,54	Ok	Ipn24x30	
32	1,00	COMB3	-8575,09	6779,49	3,24	-4376,43		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-192,20	Ok	Ipn24x30	
33	1,00	COMB3	-8578,60	-6779,71	3,41	4376,93		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	192,22	Ok	Ipn24x30	
34	1,00	COMB3	-8520,38	-6779,71	23,84	11156,64		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	489,97	Ok	Ipn24x30	
35	1,00	COMB3	-8516,87	6779,49	23,43	-11155,92		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-489,94	Ok	Ipn24x30	
36	1,00	COMB3	-8455,83	6779,49	43,61	-17935,41		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-787,68	Ok	Ipn24x30	
37	1,00	COMB3	-8459,34	-6779,71	44,26	17936,35		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	787,72	Error	Ipn24x30	
38	1,00	COMB3	-8395,47	-6779,71	64,69	24716,06		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	1085,47	Error	Ipn24x30	
39	1,00	COMB3	-8391,96	6779,49	63,80	-24714,90		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-1085,42	Ok	Ipn24x30	
40	1,00	COMB3	-8306,22	6748,25	49,85	-31462,88		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-1381,77	Ok	Ipn24x30	
41	1,00	COMB3	-8307,90	-6749,78	45,06	31465,59		24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	1381,89	Error	Ipn24x30	
1061	1,07	COMB3	-13926,45	-11050,32	24,90	-40413,57		24,00	75,00	1,00	1,00	0,60	91,80	72,06	2271,12	85166,85	-1774,86	Ok	Ipn24x75	
1062	1,07	COMB3	-13643,12	-9843,55	12,58	-29845,24		22,00	60,00	1,00	1,00	0,60	78,80	61,86	1601,68	48050,27	-1310,73	Ok	Ipn22x60	
1063	1,07	COMB3	-13361,15	-8641,56	0,09	-20564,67		20,00	45,00	1,00	1,00	0,60	65,80	51,65	1037,27	23338,68	-903,15	Ok	Ipn20x45	
1064	1,07	COMB3	-13081,16	-7447,73	-4,94	-12564,69		18,00	30,00	1,00	1,00	0,60	52,80	41,45	577,97	8669,60	-551,81	Ok	Ipn18x30	
1065	1,07	COMB3	-12803,04	-6262,07	-5,71	-5836,58		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	-256,33	Ok	Ipn18x25	
1066	1,07	COMB3	-12525,99	-5081,30	16,74	-373,51		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	-16,40	Ok	Ipn18x25	
1067	1,07	COMB3	-12188,17	-3880,97	-2,84	3804,94		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	167,10	Ok	Ipn18x25	
1068	1,07	COMB3	-11911,52	-2701,26	-0,88	6721,34		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	295,18	Ok	Ipn18x25	
1069	1,07	COMB3	-11634,60	-1520,39	-9,98	8374,24		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	367,78	Ok	Ipn18x25	
1070	1,07	COMB3	-11357,17	-337,53	-44,23	8761,52		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	384,78	Ok	Ipn18x25	
1071	1,07	COMB3	-11078,86	847,77	-36,12	7880,58		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	346,09	Ok	Ipn18x25	
1072	1,07	COMB3	-10799,48	2035,26	105,95	5729,09		18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	251,61	Ok	Ipn18x25	
1073	1,07	COMB3	-13926,39	-11050,65	-24,84	-40413,55		24,00	75,00	1,00	1,00	0,60	91,80	72,06	2271,12	85166,85	-1774,86	Ok	Ipn24x75	
1074	1,07	COMB3	-13643,05	-9843,80	-12,54	-29845,22		22,00	60,00	1,00	1,00	0,60	78,80	61,86	1601,68	48050,27	-1310,73	Ok	Ipn22x60	

CAL-PORT-CENT (IPN)

CALCULO Y DISENO DE
ELEMENTOS IPN

1075	1,07	COMB3	-13361,06	-8641,71	-0,08	-20564,66	20,00	45,00	1,00	1,00	0,60	65,80	51,65	1037,27	23338,68	-903,15	Ok	Ipn20x45
1076	1,07	COMB3	-13081,05	-7447,79	4,94	-12564,70	18,00	30,00	1,00	1,00	0,60	52,80	41,45	577,97	8669,60	-551,81	Ok	Ipn18x30
1077	1,07	COMB3	-12802,91	-6262,04	5,72	-5836,58	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	-256,33	Ok	Ipn18x25
1078	1,07	COMB3	-12525,84	-5081,20	-16,77	-373,49	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	-16,40	Ok	Ipn18x25
1079	1,07	COMB3	-12188,20	-3880,85	2,84	3804,99	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	167,11	Ok	Ipn18x25
1080	1,07	COMB3	-11911,56	-2701,16	0,89	6721,46	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	295,19	Ok	Ipn18x25
1081	1,07	COMB3	-11634,65	-1520,35	9,98	8374,44	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	367,78	Ok	Ipn18x25
1082	1,07	COMB3	-11357,24	-337,58	44,22	8761,80	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	384,80	Ok	Ipn18x25
1083	1,07	COMB3	-11078,95	847,62	36,12	7880,94	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	346,11	Ok	Ipn18x25
1084	1,07	COMB3	-10799,58	2035,04	-105,95	5729,49	18,00	25,00	1,00	1,00	0,60	49,80	39,09	463,63	5795,35	251,62	Ok	Ipn18x25
1108	1,00	COMB3	-15655,55	11043,00	-5,02	25014,07	24,00	37,00	1,20	1,20	0,80	85,28	66,94	1147,24	21223,98	1098,55	Ok	Ipn24x37
1109	1,00	COMB3	-15655,21	-11042,99	-5,04	-25014,32	24,00	37,00	1,20	1,20	0,80	85,28	66,94	1147,24	21223,98	-1098,56	Ok	Ipn24x37
1110	1,00	COMB3	-15602,65	-11042,99	-2,75	-2928,33	24,00	40,00	1,00	1,00	0,60	70,80	55,58	1049,98	20999,60	-128,60	Ok	Ipn24x40
1111	1,00	COMB3	-15602,99	11043,00	-2,75	2928,07	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	128,59	Ok	Ipn24x30
1112	1,00	COMB3	-15547,60	11043,00	-0,47	-8114,93	24,00	40,00	1,00	1,00	0,60	70,80	55,58	1049,98	20999,60	-356,39	Ok	Ipn24x40
1113	1,00	COMB3	-15547,26	-11042,99	-0,47	8114,67	24,00	40,00	1,00	1,00	0,60	70,80	55,58	1049,98	20999,60	356,38	Ok	Ipn24x40
1114	1,00	COMB3	-15489,04	-11042,99	1,82	19157,66	24,00	45,00	1,00	1,00	0,60	73,80	57,93	1209,39	27211,35	841,36	Ok	Ipn24x45
1115	1,00	COMB3	-15489,38	11043,00	1,80	-19157,94	24,00	45,00	1,00	1,00	0,60	73,80	57,93	1209,39	27211,35	-841,37	Ok	Ipn24x45
1116	1,00	COMB3	-15428,34	11043,00	4,07	-30200,94	24,00	55,00	1,00	1,00	0,60	79,80	62,64	1543,27	42439,85	-1326,35	Ok	Ipn24x55
1117	1,00	COMB3	-15428,00	-11042,99	4,10	30200,65	24,00	55,00	1,00	1,00	0,60	79,80	62,64	1543,27	42439,85	1326,34	Ok	Ipn24x55
1118	1,00	COMB3	-15364,13	-11042,99	6,39	41243,65	24,00	65,00	1,20	1,20	0,80	107,68	84,53	2306,94	74975,54	1811,32	Ok	Ipn24x65
1119	1,00	COMB3	-15364,47	11043,00	6,34	-41243,94	24,00	65,00	1,20	1,20	0,80	107,68	84,53	2306,94	74975,54	-1811,33	Ok	Ipn24x65
1120	1,00	COMB3	-15426,69	10896,06	0,31	-52150,21	24,00	75,00	1,20	1,20	0,80	115,68	90,81	2771,90	103946,13	-2290,30	Ok	Ipn24x75
1121	1,00	COMB3	-15399,21	-10903,46	0,04	52156,12	24,00	75,00	1,20	1,20	0,80	115,68	90,81	2771,90	103946,13	2290,56	Ok	Ipn24x75
1353	1,07	COMB3	-6594,80	-5882,38	120,09	-25137,96	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-1103,99	Ok	Ipn24x30
1354	1,07	COMB3	-6469,88	-5361,79	50,89	-19367,82	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-850,58	Ok	Ipn24x30
1355	1,07	COMB3	-6344,32	-4840,93	-4,37	-14156,50	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-621,72	Ok	Ipn24x30
1356	1,07	COMB3	-6218,56	-4319,81	-24,23	-9505,79	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-417,47	Ok	Ipn24x30
1357	1,07	COMB3	-6092,72	-3797,91	-10,22	-5416,50	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-237,88	Ok	Ipn24x30
1358	1,07	COMB3	-5966,18	-3272,47	29,21	-1890,86	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-83,04	Ok	Ipn24x30
1359	1,07	COMB3	-2693,41	-2733,71	4,58	1058,36	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	46,48	Ok	Ipn24x30

CAL-PORT-CENT (IPN)

CALCULO Y DISENO DE
ELEMENTOS IPN

1360	1,07	COMB3	-2564,79	-2200,49	-7,16	3437,15	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	150,95	Ok	Ipn24x30
1361	1,07	COMB3	-2436,14	-1667,27	-46,37	5245,39	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	230,36	Ok	Ipn24x30
1362	1,07	COMB3	-2308,14	-1136,49	-171,53	6485,63	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	284,83	Ok	Ipn24x30
1363	1,07	COMB3	-2181,67	-609,67	-334,20	7162,06	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	314,54	Ok	Ipn24x30
1364	1,07	COMB3	-2057,61	-86,33	-441,00	7278,44	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	319,65	Ok	Ipn24x30
1409	1,07	COMB3	-6593,29	-5877,51	-119,75	-25141,81	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-1104,16	Ok	Ipn24x30
1410	1,07	COMB3	-6468,43	-5357,12	-50,74	-19371,48	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-850,75	Ok	Ipn24x30
1411	1,07	COMB3	-6342,94	-4836,50	4,38	-14159,86	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-621,86	Ok	Ipn24x30
1412	1,07	COMB3	-6217,26	-4315,64	24,22	-9508,84	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-417,60	Ok	Ipn24x30
1413	1,07	COMB3	-6091,50	-3794,03	10,19	-5419,26	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-238,00	Ok	Ipn24x30
1414	1,07	COMB3	-5965,04	-3268,85	-29,36	-1893,33	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	-83,15	Ok	Ipn24x30
1415	1,07	COMB3	-2692,37	-2730,26	-4,59	1056,20	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	46,39	Ok	Ipn24x30
1416	1,07	COMB3	-2563,78	-2197,09	7,19	3435,14	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	150,86	Ok	Ipn24x30
1417	1,07	COMB3	-2435,13	-1663,83	46,39	5243,48	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	230,28	Ok	Ipn24x30
1418	1,07	COMB3	-2307,09	-1132,92	171,53	6483,79	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	284,75	Ok	Ipn24x30
1419	1,07	COMB3	-2180,58	-605,91	334,21	7160,30	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	314,46	Ok	Ipn24x30
1420	1,07	COMB3	-2056,49	-82,44	440,99	7276,77	24,00	30,00	1,00	1,00	0,60	64,80	50,87	746,24	11193,60	319,58	Ok	Ipn24x30

Joint Reactions								
Joint	Output	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
566	COMB3	ombinatic	-11043,00	2,27	#####	-7,29	#####	0,03
568	COMB3	ombinatic	11042,99	2,29	#####	-7,33	#####	-0,03

1,- PREDIMENCIONAMIENTO

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	OBSERV.
AREA REQUE. Sup. de contacto	An =	1,28	m2	A = P/qu
Exentricidad sent. -X-	eX =	0,031	m	e = Mx / P
Exentricidad sent. -Y-	eY =	0,000	m	e = My / P
Cumplimiento e < b/6	e =	0,23	m	

$$q_{max} = \frac{P}{b * L} \left(1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Ancho Asumido - X -	b =	1,40	m2
Largo Asumido - Y -	L =	1,40	m2
Area Asumida	A =	1,96	m2

Cumplimiento $A_{Asum.} > A_n$

A_Correcto

2,- DISEÑO EN SENTIDO -- X --

RESISTENCIA AL CORTE - X -

Esfuerzo max. (+)	qmax =	8744,45	kg / m	$q_{max} = \frac{P}{b * L} \left(1 + \frac{6e_x}{b} \right)$
Esfuerzo min. (-)	qmin =	6678,78	kg / m	
Calc. en la Zapata de	q1 =	8154,26	kg / m	$V_u = \left(\frac{q_{max} + q_1}{2} \right) (L * b')$
Calculo de Cortante	Vu =	4731,64	kg	
Calc. del Esfuerzo f(Vu)	ϑu =	2,09	kg / cm2	Vu / ϕ,b,d
Calc. esfuerzo Concreto	ϑc =	8,21	kg / cm2	0,53 √ f'c

DEBE CUMPLIR...

ϑu < ϑc

SI Cumple

DISEÑO AL CORTE X PUNSONAMIENTO -X-

Calc. Esfuerzo centriodal	Qu =	7711,61	kg / m2	P / b, L
Calc.Fuerza cortante	Vu1 =	12449,63	kg	Qu * ((b,L) - (B',H'))
Calc. esfuerzo	ϑu1 =	5,14	kg / cm2	ϑu = Vu / ϕ . b . d
Calc. esfuerzo Concreto	ϑc =	15,49	kg / cm2	ϑc = √ f'c

DEBE CUMPLIR...

ϑu < ϑc

SI Cumple

DISEÑO A FLEXION POR METRO -X-

Coeficiente beta	β1 =	0,85	s/u	$M_o = \left(q_1 * b h * \frac{b h}{2} \right) + [(q_{max} - q_1) * \frac{b h}{2} * \frac{2}{3} (b h)]$
Calc. Cuantia balanceada	ρb =	0,0243		$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$
Cuantia Max.	ρmax =	0,0182		
Cuantia Min.	ρmin =	0,0033		
Calc. Mo_ x reaccion suelo	Mo =	117798,22	kg , cm	
Calc. Cuantia	ρ =	0,00087		

DEBE CUMPLIR.....

ρmin < ρ < ρmax

ASUMIR - ρmin -

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	OBSERV.
Calc. Area del Acero	As =	6,33	cm2	Con Base igual a 1,00m
Varilla Recta	Di =	14,00	mm	Asumo Varillas
Area de la Varilla	Asu =	1,539	cm2	
Numero de varillas	Nro. =	5,00	uni.	En cada 100 cm
Espaciamiento de Varillas	Esp =	20,00	cm	
Total Var. ZAPATA -X-	Tv =	8,00	Var.	Nro. Varillas en Zapat
RESPUESTA: UTILIZAR	8 Ø 14mm @ 20cm			EN SENTIDO - X -

3,- DISEÑO EN SENTIDO -- Y --

DISEÑO AL CORTE - Y -

Esfuerzo max. (+)	qmax =	7717,45		$q_{max} = \frac{P}{b * L} (1 + \frac{6ex}{b})$
Esfuerzo min. (-)	qmin =	7705,77		
Calc. en la Zapata de	q1 =	7714,53	kg / m	$V_u = (\frac{q_{max} + q1}{2})(L * b')$
Calculo de Cortante	Vu =	3780,84	kg	
Calc. del Esfuerzo f(Vu)	ϑu =	1,67	kg / cm2	ϑu = Vu / ϕ . b . d
Calc. esfuerzo Concreto	ϑc =	8,21	kg / cm2	0,53 √ f'c
DEBE CUMPLIR...	ϑu < ϑc			SI Cumple

DISEÑO AL CORTE X PUNSONAMIENTO -Y-

Calc. Esfuerzo centrodial	Qu =	7711,61	kg / m2	P / b, L
Calc.Fuerza cortante	Vu1 =	12449,63	kg	Qu , ((b,L) - (B',H'))
Calc. esfuerzo	ϑu1 =	5,14	kg / cm2	ϑu = Vu / ϕ . b . d
Calc. esfuerzo Concreto	ϑc =	15,49	kg / cm2	ϑc = √ f'c
DEBE CUMPLIR...	ϑu < ϑc			SI Cumple

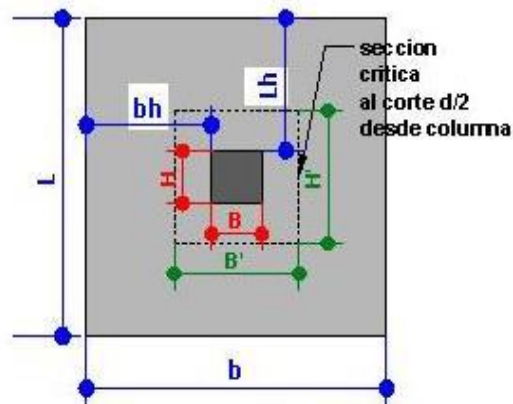
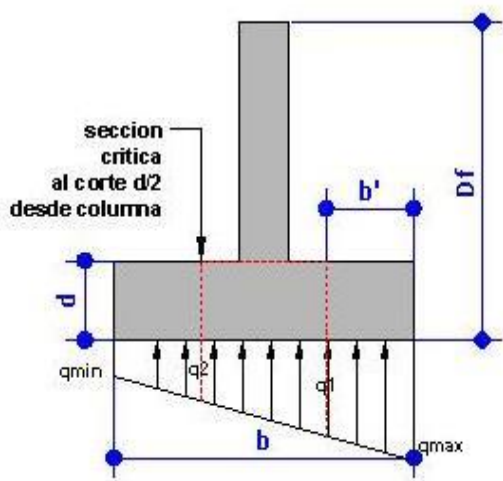
DISEÑO A FLEXION POR METRO - Y - $M_o = (q1 * bh * \frac{bh}{2}) + [(q_{max} - q1) * \frac{bh}{2} * \frac{2}{3} (bh)]$

Calc. Mo_ x reaccion suelo	Mo =	87051,51	kg , cm	
Calc. Cuantia	ρ =	0,00064		
DEBE CUMPLIR.....	ρmin < ρ < ρmax			ASUMIR - ρmin -

Calc. Area del Acero	As =	6,33	cm2
Diametro Varilla	Di =	12,00	mm
Area de la Varilla resta	Asu =	1,131	cm2
Numero de varillas	Nro. =	6,00	Uni.
Espaciamiento de Varillas	Esp =	16,00	cm
Total Var. en ZAPATA -Y-	Tv =	9,00	Var.

RESPUESTA: UTILIZAR 9 Ø 12mm @ 16cm EN SENTIDO - X -

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	OBSERV.
Base Sección Columna	B =	0,35	m	Ancho columna
Ancho Seccion Columna	H =	0,45	m	Alto Columna
Carga Muerta:	D =	0,00	kg	Si lo hay
Carga Viva:	L =	0,00	kg	Si lo hay
Factor Mayoriz C_Muerta	MD =	1,20	s / u	
Factor Mayoriz C_Viva	ML =	1,60	s / u	
Carga Ultima Aplicada / Calculada	U =	15.114,76	kg	Reaccion Z
Mo_ -Y - en la Zapata	MoX =	472,35	kg,m	Obtenido de Sap2000
Mo_ -X - en la Zapata	MoY =	2,67	kg,m	Obtenido de Sap2000
Capacidad Portante Del Suelo:	qu =	11800	kg/m2	Del estudio de Suel
Profundidad De Desplante:	Df =	1,2	cm	Del estudio de Suel
Peso Específico Del Terreno:	γ =	1.850,00	kg/m3	Del estudio de Suel
Resistencia Del Concreto	f'c =	240,00	kg/m2	
Resistencia Del Acero:	fy =	4.200,00	kg/m2	
Recubrimiento	r =	6,00	cm	
Altura de la Zapata	d =	25,00	cm	
Altuta Efectiva Zapata	de =	19,00	cm	
Long. A Punto critico	b' =	0,4	m	
Long. A Punto critico	L' =	0,35	m	
Long. Ala zapata	bh =	0,525	m	
Long. Ala zapata	Lh =	0,475	m	
Long. Especificada	B' =	0,54	m	
Long. Especificada	H' =	0,64	m	



VOLUMETRIAS VARIAS
PLANTA UNICA **TIPO IPN**
NAVE INDUSTRIAL TIPO CERCHA

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTID. (UND)	ANCHO (m)	LARGO (m)	PROFUND. (m)	AREA (m2)	VOL (m3)	KILOG. / UNL	LONG.TOT. (m)	AREA TOT. (m2)	VOL_TOTAL (m3)	KILOG. / SUMAS V	OBSERVACIONES
1.0	Limpieza manual de terreno	1,00	42,00	25,00		1050,00	0,00 -		9,00	1050,00	0,00		Area total
2.0	Replanteo y nivelación	1,00	42,00	25,00		1050,00	0,00 -		0,00	1050,00	0,00		Area total
3.0	Excavación Man. Zapata Z1	10,00	1,10	1,10	1,20	1,21	1,45 -		0,00	12,10	14,52		
4.0	Excavación Man. Zapata Z2	12,00	1,40	1,40	1,20	1,96	2,35 -		0,00	23,52	28,22		
5.0	Excavacion Man. Cimientos (0,8m)	1,00	0,40	130,00	0,80	52,00	41,60 -		0,00	52,00	41,60	84,34	
6.0	Replantillo Zapata Z1 (5cm) f'c 180	10,00	1,10	1,10	0,05	1,21	0,06 -		11,00	12,10	0,61		
7.0	Replantillo Zapata Z2 (5cm) f'c 180	12,00	1,40	1,40	0,05	1,96	0,10 -		16,80	23,52	1,18	35,62	
8.0	Arm. De Hierro p / Zapata Z1	10,00						10,86	0,00	0,00	0,00	242,30	Total Kilogramos
9.0	Arm. De hierro p / Zapata Z2	12,00						13,37					Total Kilogramos
10.0	Relleno granular compactado (15cm)	1,00	42,00	25,00	0,15	1050,00	157,50 -		42,00	1050,00	157,50		Vol de Relleno
11.0	Desalojo de material cargado a mano	1,00					0,00		0,00	0,00	0,00		Sin desalojo
12.0	Instalaciones Hridrosanitarias	1,00		60,00			0,00		120,00	0,00	0,00		Aproximado
13.0	Malla de contrapiso (R196) + colocado	1,00	42,00	25,00		1050,00	0,00		42,00	1050,00	0,00		Sin traslapos
14.0	Mamposteria Cim. Piedra + mortero 3 - 1	1,00	0,40	134,00	0,80	53,60	42,88		0,40	53,60	42,88		
15.0	Hormigón Zapatas Z1 F'c= 240	10,00	1,10	1,10	0,20	1,21	0,24		11,00	12,10	2,42		
16.0	Hormigón Zapatas Z2 F'c= 240	12,00	1,40	1,40	0,25	1,96	0,49		16,80	23,52	5,88		
17.0	Horm. Zapatas- Colum C1 F'c= 240	6,00	0,35	0,35	1,00	0,12	0,12		2,10	0,74	0,74		
18.0	Horm. Zapatas- Colum Z2 F'c= 240	16,00	0,35	0,45	1,00	0,16	0,16		5,60	2,52	2,52		
19.0	Arm. Hierro P / Vigas de amarre N=0,00	1,00	1,00	134,00		134,00	0,00		1,00	134,00	0,00		
20.0	Horm. En vigas de amarre	1,00	0,25	134,00	0,30	33,50	10,05		0,25	33,50	10,05		
21.0	Placas de anclaje	16,00	0,40	0,30	0,01	0,12	0,00		6,40	1,92	0,02		
22.0	Armadura hierro / Colum en mamposteria	6,00	0,35	0,35	8,50	0,12	1,04		2,10	0,74	6,25		
23.0	Hormigon en Columnas	1,00	0,35	0,35		0,12	0,00		0,35	0,12	0,00		
24.0	Mamposteria de Bloque laterales	14,00	5,80	4,50	0,15	26,10	3,92		81,20	365,40	54,81		Zona de Entrada
25.0	Mamposteria de Bloque (Frontal - Poster.)	2,00	25,00	8,50	0,15	212,50	31,88		50,00	425,00	63,75	790,40	
26.0	ACERO EN ARMADURA TOTAL	1,00	0,00	0,00		0,00	0,00	21124,00	0,00	0,00	0,00	21124,00	
27.0	Cubierta general	2,00	42,00	12,85		539,70	0,00		84,00	1079,40	0,00		
28.0	Fachadas Laterales	2,00	42,00	1,60		67,20	0,00		84,00	134,40	0,00		
29.0	Fachadas (Fron - Poster)	2,00	12,50	4,55		56,88	0,00		25,00	113,75	0,00		
						0,00	0,00		0,00	0,00	0,00		

ANALISIS PRESUPUESTARIO

TIPO CERCHA

Cantidades de rubro y costos					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PRECIO TOTAL
1,00	OBRAS PRELIMINARES				
1,01	Limpieza manual de terreno	m2	1.050,00	0,87	913,50
1,02	Replanteo y nivelación	m2	1.050,00	1,08	1.134,00
2,00	EXCAVACION, REPLANTILLO Y OTROS				
2,01	Excavacion manual Zapatas - Cimientos	m3	84,34	18,87	1.591,50
2,02	Replantillo de zapatas 5 cm F'c 180	m2	35,62	10,23	364,39
3,00	ESTRUCTURA				
3,01	Armado de hierro p / Zapatas	kg	943,13	3,71	3.499,01
3,02	Armado de Hierro p / Columna - Zapata	kg	579,00	3,71	2.148,09
3,03	Hormigon en Zapatas - Columna (N = 0,0)	cm3	12,09	193,86	2.343,77
3,04	Arm. Hierro en Vigas de Amarre (N=0,00)	kg	2.138,29	3,71	7.933,06
3,05	Hormigon en Vigas de Amarre + encofrado	m3	10,05	193,86	1.948,29
3,06	Placas de Anclaje p / estructura de metal	un.	16,00	1,93	30,88
3,07	ARMADURA ESTRUCTURAL	kg	21.124,00	1,93	40.769,32
3,08	Arm. Hierro en Vigas de Amarre (N=4,50)	kg	2.138,29	3,71	7.933,06
3,09	Hormigon en Vigas de Amarre + encofrado	cm3	10,05	203,56	2.045,78
				0,00	
4,00	ENTREPISOS				
4,01	Relleno granular compactado (15cm)	m3	157,50	25,59	4.030,43
4,02	Malla de contrapiso (R196) + colocado	m2	1.050,00	15,09	15.844,50
4,03	Hormigon en Contrapiso 10cm f'c 210	m3	105,00	193,86	20.355,30
4,04	Alisado de Contrapiso	m2	1.050,00	2,08	2.184,00
5,00	MAMPOSTERIA				
5,01	Mamposteria de bloque visto (40x15x20)	m2	790,40	18,65	14.740,96
6,00	CUBIERTA Y FACHADAS				
6,01	Placas de galvalume en cubierta	m2	1.079,40	11,62	12.542,63
6,02	Placas de galvalume en Fachadas	m2	248,15	12,16	3.017,50
7,00	INSTALACIONES HIDROSANITARIAS				
7,01	Bajantes agua lluvia pvc 110	u	14,00	30,37	425,18
7,02	Canalizacion de aguas lluvias	ml	123,00	17,63	2.168,49
7,03	Canalizacion aguas servidas	ml	60,00	17,63	1.057,80
7,04	Instalaciones Hidraulicas	ptos	13,00	10,81	140,53
8,00	INSTALACIONES ELECTRICAS				
8,01	Instalaciones Electricas total	ptos	56,00	26,60	1.489,60
8,02	Tablero General	un.	1,00	108,52	108,52
9,00	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
9,01	Limpieza general	m2	1.050,00	2,77	2.908,50
			SUMA TOTAL		153668,58
			IVA	12%	18.440,23
			TOTAL		172.108,81

PRESUPUESTO GENERAL

TOTAL

172.108,81

Dolares



ANALISIS PRESUPUESTARIO

TIPO IPN

Cantidades de rubro y costos					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PRECIO TOTAL
1,00	OBRAS PRELIMINARES				
1,01	Limpieza manual de terreno	m2	1.050,00	0,87	913,50
1,02	Replanteo y nivelación	m2	1.050,00	1,08	1.134,00
2,00	EXCAVACION, REPLANTILLO Y OTROS				
2,01	Excavacion manual Zapatas - Cimientos	m3	84,34	18,87	1.591,50
2,02	Replantillo de zapatas 5 cm F'c 180	m2	35,62	10,23	364,39
3,00	ESTRUCTURA				
3,01	Armado de hierro p / Zapatas	kg	943,13	3,71	3.499,01
3,02	Armado de Hierro p / Columna - Zapata	kg	579,00	3,71	2.148,09
3,03	Hormigon en Zapatas - Columna (N = 0,0)	cm3	12,09	193,86	2.343,77
3,04	Arm. Hierro en Vigas de Amarre (N=0,00)	kg	2.138,29	3,71	7.933,06
3,05	Hormigon en Vigas de Amarre + encofrado	m3	10,05	193,86	1.948,29
3,06	Placas de Anclaje p / estructura de metal	Kg	203,47	1,93	392,70
3,07	ARMADURA ESTRUCTURAL	kg	32.111,50	1,93	61.975,20
3,08	Arm. Hierro en Vigas de Amarre (N=4,50)	kg	2.138,29	3,71	7.933,06
3,09	Hormigon en Vigas de Amarre + encofrado	cm3	10,05	203,56	2.045,78
4,00	ENTREPISOS				
4,01	Relleno granular compactado (15cm)	m3	157,50	25,59	4.030,43
4,02	Malla de contrapiso (R196) + colocado	m2	1.050,00	15,09	15.844,50
4,03	Hormigon en Contrapiso 10cm f'c 210	m3	105,00	193,86	20.355,30
4,04	Alisado de Contrapiso	m2	1.050,00	2,08	2.184,00
5,00	MAMPOSTERIA				
5,01	Mamposteria de bloque visto (40x15x20)	m2	790,40	18,65	14.740,96
6,00	CUBIERTA Y FACHADAS				
6,01	Placas de galvalume en cubierta	m2	1.079,40	11,62	12.542,63
6,02	Placas de galvalume en Fachadas	m2	248,15	12,16	3.017,50
7,00	INSTALACIONES HIDROSANITARIAS				
7,01	Bajantes agua lluvia pvc 110	u	14,00	30,37	425,18
7,02	Canalizacion de aguas lluvias	ml	123,00	17,63	2.168,49
7,03	Canalizacion aguas servidas	ml	60,00	17,63	1.057,80
7,04	Instalaciones Hidraulicas	ptos	13,00	10,81	140,53
8,00	INSTALACIONES ELECTRICAS				
8,01	Instalaciones Electricas total	ptos	56,00	26,60	1.489,60
8,02	Tablero General	un.	1,00	108,52	108,52
9,00	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
9,01	Limpieza general	m2	1.050,00	2,77	2.908,50
			SUMA TOTAL		175236,27
			IVA	12%	21.028,35
			TOTAL		196.264,62

PRESUPUESTO GENERAL

TOTAL

196.264,62

Dolares

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Limpieza manual de terreno
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Limpieza y desmante en sitio

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Jornalero	1	3,26	1,000	3,26
Albanil	1	3,30	1,000	3,30
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Machete Bellota grande	1	5,60	0,006	0,01
Pico Bellota con cabo	1	13,43	0,013	0,01
Pala Bellota	1	8,91	0,009	0,01
5% de M de Obra	1			0,33
				0,33

C. RENDIMIENTO:	10,5 m ² /h	D. (A+B)/C	0,66
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
				0,00

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	0,66
Costos administrativos: (12%)	0,08
Imprevistos (5%)	0,03
Utilidades (15%)	0,10
TOTAL	0,87
TOTAL OFERTADO	0,87

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Replanteo**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Trazado de ejes en terreno plano

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Jornalero	2	3,26	1,000	6,52
Albañil	1	3,30	1,000	3,30
				9,82

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
5% de Mano de Obra	1	0,05	0,491	
				0,00

C. RENDIMIENTO:	30 m ² /h	D. (A+B)/C	0,33
------------------------	----------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Tiras 0,4x0,5cmx3m	u	0,53	0,800	0,43
Clavos 2 1/2 "	lb	0,03	1,060	0,04
Albalux	lb	0,38	0,070	0,03
				0,49

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	0,82
Costos administrativos: (12%)	0,10
Imprevistos (5%)	0,04
Utilidades (15%)	0,12
TOTAL	1,08
TOTAL OFERTADO	1,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Excavación de Cimientos a Mano**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: cimientos ancho 40cm; profundidad 80cm (a mano)

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	2	3,26	1,000	6,52
				6,52

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Pico Bellota con cabo	1	13,43	0,013	0,01
Pala Bellota	1	8,50	0,008	0,01
Barreta Bellota	1	17,98	0,018	0,02
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,33
				0,33

C. RENDIMIENTO:	0,48 m ³ /h	D. (A+B)/C	14,29
------------------------	------------------------	-------------------	-------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
				0,00

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	14,29
Costos administrativos: (12%)	1,72
Imprevistos (5%)	0,71
Utilidades (15%)	2,14
TOTAL	18,87
TOTAL OFERTADO	18,87

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Replanto de Hormigon pobre**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Espesos e = 5 cm

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Ayud. Albañil	1	3,26	1,000	3,26
Albañil	1	3,30	1,000	3,30
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Pala Bellota	1	8,50	0,008	0,01
Carretilla	1	33,99	0,034	0,03
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,00
				0,33

C. RENDIMIENTO:	4 m ² /h	D. (A+B)/C	1,72
------------------------	---------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Arena	m ³	0,10	22,000	2,20
grava	m ³	0,09	22,000	1,95
Cemento	saco	0,22	8,560	1,88
				6,03

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	7,75
Costos administrativos: (12%)	0,93
Imprevistos (5%)	0,39
Utilidades (15%)	1,16
TOTAL	10,23
TOTAL OFERTADO	10,23

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Hierro de Refuerzo
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Hierro de Refuerzo, fy= 4200kg/cm²

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Albañil	1	3,26	1,000	3,26
peon	1	3,30	1,000	3,30
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Banco de doblar	1	6,00	0,006	0,01
sierra	1	10,00	0,010	0,01
5% de la M de obra	1	0,05	1,000	
				0,33

C. RENDIMIENTO:	3,74 kg/h	D. (A+B)/C	1,84
------------------------	-----------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Varillas Ø8, Ø12, Ø14	kg	1,00	0,930	0,93
Alambre / amarre N°18	lb	0,02	1,760	0,04
				0,97

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	2,81
Costos administrativos: (12%)	0,34
Imprevistos (5%)	0,14
Utilidades (15%)	0,42
TOTAL	3,71
TOTAL OFERTADO	3,71

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Hormigon Simple f_c=240**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Dosificación 1:2:2 con máxima dimensión del agrgado grueso de 39mm

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	1	3,30	1,000	3,30
Ayud. Albañil	1	3,26	1,000	3,26
Albañil	1	3,26	1,000	3,26
				9,82

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Concretera	1	3785,00	0,375	0,38
Carretilla	1	42,00	0,042	0,04
Parighuela	1	53,50	0,053	0,05
Pala Bellota	1	12,70	0,013	0,01
Vibrador	1	780,00	0,077	0,08
balde	1	4,25	0,000	0,00
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,49
				0,49

C. RENDIMIENTO:	0,21 m ³ /h	D. (A+B)/C	49,41
------------------------	------------------------	-------------------	-------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Cemento	sacos	8,50	8,650	73,53
Arena	m ³	0,54	22,000	11,97
Grava	m ³	0,54	22,000	11,97
				97,46

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	146,87
Costos administrativos: (12%)	17,62
Imprevistos (5%)	7,34
Utilidades (15%)	22,03
TOTAL	193,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Armadura Estructural.
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Armadura estructural hasta 10mm espesor

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Soldador	1	3,30	1,000	3,30
Ayudante de Soldador	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Soldadora	1	425,00	0,422	0,42
Amoladora	1	193,00	0,191	0,19
5% de la M de obra	1	0,12	1,000	
				0,79

C. RENDIMIENTO:	13,4 kg/h	D. (A+B)/C	0,55
------------------------	-----------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Plancha tool e = 12mm	kg	1,00	0,870	0,87
Suelda 6011	lb	0,02	2,250	0,05
				0,92

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	1,46
Costos administrativos: (12%)	0,18
Imprevistos (5%)	0,07
Utilidades (15%)	0,22
TOTAL	1,93
TOTAL OFERTADO	1,93

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Hormigon Simple f_c=240**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Dosificación 1:2:2 con máxima dimensión del agrgado grueso de 39mm

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	1	3,30	1,000	3,30
Ayud. Albañil	1	3,26	1,000	3,26
Albañil	1	3,26	1,000	3,26
				9,82

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Concretera	1	3785,00	0,375	0,38
Carretilla	1	42,00	0,042	0,04
Parighuela	1	53,50	0,053	0,05
Pala Bellota	1	12,70	0,013	0,01
Vibrador	1	780,00	0,077	0,08
balde	1	4,25	0,000	0,00
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,49
				0,49

C. RENDIMIENTO:	0,18 m ³ /h	D. (A+B)/C	56,75
------------------------	------------------------	-------------------	-------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Cemento	sacos	8,50	8,650	73,53
Arena	m ³	0,54	22,000	11,97
Grava	m ³	0,54	22,000	11,97
				97,46

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	154,21
Costos administrativos: (12%)	18,51
Imprevistos (5%)	7,71
Utilidades (15%)	23,13
TOTAL	203,56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Relleno granular compactado**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Relleno Granular compactado con sapito max 25cm

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	1	3,30	1,000	3,30
Albañil	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Carretilla	1	42,00	0,042	0,04
Pala Bellota	1	12,70	0,013	0,01
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,33
				0,33

C. RENDIMIENTO:	0,75 m ³ /h	D. (A+B)/C	9,18
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Relleno Gran.	m ³	0,85	12,000	10,20
				10,20

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	19,38
Costos administrativos: (12%)	2,33
Imprevistos (5%)	0,97
Utilidades (15%)	2,91
TOTAL	25,59

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Malla de Contrapiso**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Malla mas instalacion en contrapiso (R196)

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	1	3,30	1,000	3,30
Albañil	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Cizalla	1	25,00	0,025	0,02
Amoladora	1	185,00	0,184	0,18
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,33
				0,33

C. RENDIMIENTO:	3,60 m ² /h	D. (A+B)/C	1,91
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Malla R196	m ²	4,00	2,380	9,52
				9,52

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	11,43
Costos administrativos: (12%)	1,37
Imprevistos (5%)	0,57
Utilidades (15%)	1,72
TOTAL	15,09

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Alizado Contrapiso
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Alizado con helicoptero

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Operario	1	3,30	1,000	3,30
				3,30

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Helicoptero	1	2560,00	2,540	2,54
Llana	1	18,00	0,018	0,02
5% de M de Obra	1	0,05	1,000	0,17
				0,17

C. RENDIMIENTO:	2,20 m ² /h	D. (A+B)/C	1,58
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
				0,00

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	1,58
Costos administrativos: (12%)	0,19
Imprevistos (5%)	0,08
Utilidades (15%)	0,24
TOTAL	2,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Mamposteria de Bloque**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Pared de Bloque 40x20x15 cm ; pegado con mortero 3:1 junta 1cm

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
peon	1	3,26	1,000	3,26
Albañil	1	3,30	1,000	3,30
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Pala Bellota	1	8,50	0,008	0,01
Carretilla	1	33,99	0,034	0,03
5% de la M de Obra	1	0,05	1,000	0,33

C. RENDIMIENTO:	1,53 m ² /h	D. (A+B)/C	4,50
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Bloque 40x20x15 cm	u	12,50	0,480	6,00
Cemento	sacos	0,28	8,650	2,42
Arena	m ³	0,05	22,000	1,21
				9,63

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
Ladrillos 28x14x7cm	31,00	2,30		
Cemento	0,4421	2,30		
Arena	0,0548	4,90		

Costos Directos (D+E+F)	14,13
Costos administrativos: (12%)	1,70
Imprevistos (5%)	0,71
Utilidades (15%)	2,12
TOTAL	18,65
TOTAL OFERTADO	18,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Recubrimiento con galvalumeCubierta
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Planchas de Galvalume de Kubiec Long = Variable; Espes = 0,40

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Techador	1	3,30	1,000	3,30
Ayudante	2	3,26	1,000	6,52
				9,82

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Taladro Bosch	1	83,36	0,008	0,01
5% de la M de Obra	1	0,08	1,000	
				0,79

C. RENDIMIENTO:	3,65 m ² /h	D. (A+B)/C	2,91
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Eternit	u	0,48	11,460	5,50
Autoperforante 1"	u	4,00	0,100	0,40
				5,90

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	8,81
Costos administrativos: (12%)	1,06
Imprevistos (5%)	0,44
Utilidades (15%)	1,32
TOTAL	11,62
TOTAL OFERTADO	11,62

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Recubrimiento con galvalume Fachada**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Planchas de Galvalume de Kubiec Long = Variable; Espes = 0,40

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Techador	1	3,30	1,000	3,30
Ayudante	2	3,26	1,000	6,52
				9,82

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Taladro Bosch	1	83,36	0,008	0,01
5% de la M de Obra	1	0,08	1,000	
				0,79

C. RENDIMIENTO:	3,20 m ² /h	D. (A+B)/C	3,31
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Eternit	u	0,48	11,460	5,50
Autoperforante 1"	u	4,00	0,100	0,40
				5,90

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	9,22
Costos administrativos: (12%)	1,11
Imprevistos (5%)	0,46
Utilidades (15%)	1,38
TOTAL	12,16
TOTAL OFERTADO	12,16

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Bajante de tubo Plastigam
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Bajante de Agua lluvia con tubo PVC 110mm plastigama

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Albañil	1	3,30	1,000	3,30
Jornalero	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
5% de la M de Obra	1	0,05	5,000	
				0,33

C. RENDIMIENTO:	3,00 ml/h	D. (A+B)/C	2,30
------------------------	-----------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Tubo	ml	1,00	4,850	4,85
Kalipega	Lt	0,05	4,000	0,20
Accesorios	u.	2,00	7,830	15,66
				20,71

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	23,01
Costos administrativos: (12%)	2,76
Imprevistos (5%)	1,15
Utilidades (15%)	3,45
TOTAL	30,37
TOTAL OFERTADO	30,37

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Canalizacion Hidrosanitaria**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Canalizacion de Aguas lluvias - Servidas Con PVC 160 Plastigama

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Albanil	1	3,30	1,000	3,30
Peon	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Pico y Pala	1	24,50	0,010	0,01
5% de la M>Obra	1	0,05	0,328	0,33
				0,33

C. RENDIMIENTO:	2,5 ml/h	D. (A+B)/C	2,76
------------------------	----------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Tubo PVC 160	ml	1,00	6,820	6,82
Halipega	lt	0,05	4,000	0,20
Accesorios Varios	u.	0,40	8,950	3,58
				10,60

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	13,36
Costos administrativos: (12%)	1,60
Imprevistos (5%)	0,67
Utilidades (15%)	2,00
TOTAL	17,63
TOTAL OFERTADO	17,63

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Agua Potable
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Agua caliente: tubería pvc de 1/2"; Agua fría: tubería galvanizada de 1/2".

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Albañil	1	3,30	1,000	3,30
Jornalero	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
entenalla	1	22,00	0,022	0,02
tarraja	1	20,47	0,020	0,02
5% de la M de Obra	1	0,05	5,000	
				0,33

C. RENDIMIENTO:	2,60 punto/h	D. (A+B)/C	2,65
------------------------	--------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
tubo de presión AF	u	0,36	5,290	1,89
Tubería PVC hidro 3 de (6m)	u	0,29	7,300	2,09
Codos 1/2" Galv. AF	u	0,60	0,160	0,10
Uniones en T Galv. AF	u	0,17	0,220	0,04
Uniones en T AC	u	0,15	0,540	0,08
uniones de 1/2" Galv. AF	u	0,03	0,150	0,00
uniones de 1/2" AC	u	0,13	0,340	0,04
cinta de teflon	u	0,02	0,600	0,01
llave de paso f.v.	u	0,13	5,410	0,70
llave de chorro f.v.	u	0,14	4,370	0,59
				5,54

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	8,19
Costos administrativos: (12%)	0,98
Imprevistos (5%)	0,41
Utilidades (15%)	1,23
TOTAL	10,81

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Instalaciones Eléctricas**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Puntos de Instalaciones Eléctricas

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/H	F. MAY. REAL	TOTAL
ing.Electricista	1	3,68	1,000	3,68
Electricista	1	3,30	1,000	3,30
Ayudante de electricista	1	3,26	1,000	3,26
				10,24

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
				0,00

C. RENDIMIENTO: 0,90 pto/h	D. (A+B)/C 11,38
-----------------------------------	-------------------------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	P UNITARIO	TOTAL
Politubo semirigido de 3/4"	Roll	0,04	34,200	1,38
Politubo semirigido de 1/2"	Roll	0,03	40,680	1,31
Conductor CU Tipo TW	mt	3,23	0,140	0,45
Conductor CU 14 AWG	mt	3,23	0,160	0,52
Conductor CU 12 AWG	mt	3,23	0,180	0,58
Conductor CU 10 AWG	mr	3,23	0,330	1,06
Cajetin pequeño octogonal con	u	0,81	0,450	0,36
Cajetin rectangular	u	1,08	0,300	0,32
Lámpara fluorescente 40W	u	0,06	22,781	1,47
Alambre Galvanizado N° 16	lb	0,05	1,110	0,05
Boquilla café c/rosca	u	0,27	0,350	0,10
Pieza de interruptor simple	u	0,19	1,600	0,31
Pieza de interruptor doble	u	0,02	2,750	0,04
Pieza de Tomacorriente doble	u	0,26	1,540	0,40
Pieza de Int/Conmutador simp	u	0,08	1,355	0,11
Pieza de Int/Conmutador doble	u	0,02	1,680	0,03
Placa plástica 2hueco	u	0,77	0,360	0,28
				8,78

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	20,15
Costos administrativos: (12%)	2,42
Imprevistos (5%)	1,01
Utilidades (15%)	3,02
TOTAL	26,60
TOTAL OFERTADO	26,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Tablero de Distribución**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Tablero de Distribución

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Electricista	1	3,30	1,000	3,30
				3,30

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Taladro TL-4000K 12	1	83,36	0,008	0,01
55 de la M de Obra	1	0,05	5,000	5,00
				0,17

C. RENDIMIENTO:	0,100 u/h	D. (A+B)/C	34,65
------------------------	-----------	-------------------	-------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Tablero de Distribución	u	1,00	27,600	27,60
Braquer SQUARED de 20 Ar	u	1,65	6,450	10,64
Braquer SQUARED de 15 Ar	u	1,65	5,650	9,32
				47,57

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	82,22
Costos administrativos: (12%)	9,87
Imprevistos (5%)	4,11
Utilidades (15%)	12,33
TOTAL	108,52
TOTAL OFERTADO	108,52

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Pintura interior Pintuko Korasa (blanco)**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Pintura interior PINTUCO Korasa (blanco)

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Pintor	1	3,30	1,000	3,30
Ayu de Pintor	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Brocha 5"	1	2,95	0,003	0,00
Rodillo Felpa SM	1	1,29	0,001	0,00
Balde	1	1,60	0,002	0,00
				0,01

C. RENDIMIENTO: 8,50 m ² /h	D. (A+B)/C 0,77
---	------------------------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Pintura Latex	gl	0,07	16,450	1,17
Cola	gl	0,02	4,200	0,08
Albalux	saco	0,02	3,800	0,08
				1,33

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL

Costos Directos (D+E+F)	2,10
Costos administrativos: (12%)	0,25
Imprevistos (5%)	0,11
Utilidades (15%)	0,32
TOTAL	2,77
TOTAL OFERTADO	2,77

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: **Pintura exterior Pintuko Korasa (blanco)**
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Pintura interior PINTUCO Korasa (blanco)

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Pintor	1	3,30	1,000	3,30
Ayu de Pintor	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Brocha 5"	1	2,95	0,003	0,00
Rodillo Felpa SM	1	1,29	0,001	0,00
Balde	1	1,60	0,002	0,00
				0,01

C. RENDIMIENTO:	7,00 m ² /h	D. (A+B)/C	0,94
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNITARIO	TOTAL
Pintura Latex	gl	0,07	21,000	1,49
Cola	gl	0,02	4,200	0,08
Albalux	saco	0,02	3,800	0,08
				1,65

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	2,59
Costos administrativos: (12%)	0,31
Imprevistos (5%)	0,13
Utilidades (15%)	0,39
TOTAL	3,42
TOTAL OFERTADO	3,42

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Nave estructural aporticada
RUBRO: Limpieza General
FECHA: viernes, 20 de Mayo de 2016
ESPECIFICACIONES: Limpieza total y general de la obra

A. MANO DE OBRA:

CLASE	CANTIDAD	JORNAL/HORA	F. MAY. REAL	TOTAL
Jornalero	1	3,30	1,000	3,30
Peon	1	3,26	1,000	3,26
				6,56

B. EQUIPO Y HERRAMIENTAS

CLASE	CANTIDAD	VALOR	COSTO/HORA	TOTAL
Carretilla	1	350,00	0,035	0,03
Escoba	1	159,50	0,016	0,02
3% de la M de Obra	1	0,08	8,000	0,52

C. RENDIMIENTO:	3,80 m ² /h	D. (A+B)/C	1,86
------------------------	------------------------	-------------------	------

E. MATERIALES:

CLASE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
				0,00

F. TRANSPORTE:

CLASE	CANTIDAD	DISTANCIA	C/UN/KM	TOTAL
				0,00

Costos Directos (D+E+F)	1,86
Costos administrativos: (12%)	0,22
Imprevistos (5%)	0,09
Utilidades (15%)	0,28
TOTAL	2,46
TOTAL OFERTADO	2,46



INFORME GEOTÉCNICO

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE.

**PROYECTO: NAVE INDUSTRIAL APORTICADA CON
CELOSIA METALICA Y PERFIL IPN**

**UBICACION: VIA PUNTA CORRAL –SECTOR LA Y
CUENCA – PROVINCIA DEL AZUAY.**

SOLICITADO POR: MARCO QUINDE D.

Cuenca, Enero 29 del 2016

CAPITULO 1

1. INTRODUCCION

1.1.PROPOSITO Y ALCANCE:

El objetivo del presente informe, que corresponde al Estudio Geotécnico realizado en el lugar de emplazamiento de la obra denominada " NAVE INDUSTRIAL APORTICADA CON CELOSIA METALICA Y PERFIL IPN", ubicado en Y de la via a corazón de Jesús y la vía a San Agustín de Punta Corra en la parroquia Turi de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay, planificación a cargo del Tesista Marco Quinde, en calidad de Director Técnico del Proyecto. Se requiere conocer la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que servirán de soporte a la infraestructura proyectada, de manera que se constituyan en el antecedente requerido para la selección del tipo de infraestructura de cimentación que mejor se adapte a las condiciones del lugar y proporcione los parámetros necesarios para los correspondientes diseños de cimentación.

1.2. INFRAESTRUCTURA PROYECTADA.-

Área de implantación del proyecto 2270.12 m². La consultoría engloba la planificación de una Nave industrial estructurado mediante pórticos de Acero con una luz de 25.0 y 6.0 metros respectivamente, y cubierta de placas de Galvalume, como también veredas, bordillos y las correspondientes obras hidro-sanitarias. Por lo que se requiere conocer la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que servirán de soporte a la infraestructura proyectada, de manera que se constituyan en el antecedente requerido para la selección del tipo de infraestructura de cimentación que mejor se adapte a las condiciones del lugar y proporcione los parámetros necesarios para los correspondientes diseños de cimentación.

La información obtenida mediante la investigación geotécnica efectuada, fue complementada con datos topográficos, estructurales, etc., que se detallan más adelante y que fueron proporcionados por el Tesista Marco Quinde, en calidad de Director Técnico del Proyecto.

1.3.DESCRIPCION DEL SITIO.-

Morfológicamente al terreno se lo puede definir como plano, ubicado en la Y de la vía a corazonada Jesús y la vía a San Agustín de Punta Corral de la parroquia Turi en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay, sitio en el que se construirán las estructuras en Estudio.

En el sector el clima dominante es el templado frio, típico de los valles de la zona andina. La isoyeta de la zona es de alrededor de los 1000 mm/año, y la temperatura media anual oscila alrededor de los 12.0 grados centígrados.

1.4.INFORMACION PROPORCIONADA.-

Para la elaboración del presente informe, el Tesista Marco Quinde, en calidad de Director Técnico del Proyecto, proporciono la siguiente información:

- 1.- Planos del proyecto, tipo y uso del mismo.
- 2.- Antecedentes estructurales: cargas, luces y tipos de materiales.
- 3.- Inspección directa del terreno.

Adicionalmente se contó con datos proporcionados por estudios Geotécnicos realizados en el sector e información general sobre clima y lluvias de la región.

1.5.METODOLOGIA DE LOS TRABAJOS.

La investigación Geotécnica del área de implantación del Proyecto, se la efectuará de acuerdo a los siguientes sub-puntos:

- a) Reconocimiento del terreno.
- b) Prospección Geotécnica mediante la inspección del sitio de implantación del proyecto y la obtención de muestras alteradas, que posteriormente serán evaluadas en Laboratorio.
- c) Trabajos de laboratorio.
- d) Informe Geotécnico.

CAPÍTULO 2.

2. EXPLORACION SUBTERRANEA.

2.1.PLANIFICACION PREVIA:

En función de la configuración del terreno y de los requerimientos constructivos que han motivado la presente consultoría, se ubicó un (1) punto de muestreo, el mismo que se observa en la figura siguiente, denominada "Ubicación de la Perforación". La perforación fue efectuada en los ejes de mayor concentración de carga del proyecto, estableciéndose como profundidad promedio de la exploración 3.60 m.

No obstante, los criterios para incrementar o disminuir la profundidad de exploración establecida, de conformidad a la práctica profesional común para este tipo de labores, se basarán en los siguientes criterios:

1.- Se debe alcanzar un espesor suficiente de material adecuado para apoyar la cimentación, lo cual se controlará en el campo mediante los resultados de los ensayos ejecutados.

2.- La profundidad de exploración deberá alcanzar un valor de por lo menos dos veces el ancho previsto de la cimentación, a partir de la cota de desplante de la misma.

3.- Lo indicado en el numeral 2 se incrementará si se encontraren suelos blandos o compresibles.

4.- Las excavaciones podrán suspenderse a cotas más altas que las indicadas si se encontrare roca u otro material impenetrable, en cuyo caso se continuará usando otros sistemas de exploración subterránea.

Los ensayos de laboratorio fueron establecidos en una cantidad de 1 en cuanto, se refiere a ensayos de clasificación.

UBICACION DE LA PERFORACION

CALICATAS A CIELO ABIERTO = 1

PROYECTO:

SECTOR LA "Y"
PARROQUIA TURI
CANTON CUENCA

PROVINCIA DEL AZUAY



2.2.INVESTIGACION DE CAMPO.

La investigación de las condiciones del subsuelo en el sitio del proyecto se la efectuó a través de la excavación de un (1) Pozo a Cielo Abierto P.C.A. y la obtención de muestras "alteradas" representativas de la estratigrafía de la subrasante, siendo la profundidad promedio de la prospección 3.60 m.

Se complementó esta investigación mediante ensayos In Situ: Penetrómetro de bolsillo.

Las muestras extraídas corresponden a variaciones estratigráficas observadas; en general los procedimientos empleados para la prospección se ajustan a lo recomendado para estos casos y teniendo en cuenta las solicitaciones a las que el terreno de fundación está expuesto, por lo cual se tomaron muestras a diferentes profundidades, conforme lo indica el proyecto vertical.

Los perfiles estratigráficos se incluyen al presente informe en el Capítulo 3.

En el cuadro siguiente se indican las cantidades de ensayos realizados y las profundidades alcanzadas en cada Pozo a Cielo Abierto.

CUADRO No. 1

P.C.A	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRAS (Nro.)
1.00	3.60	Pozo 1 = 1

2.3.NIVEL FREATICO (N.A.F.)

Los estudios realizados para el presente informe, se los efectuaron en el mes de enero del 2016, lo que en el presente año correspondió a una época de verano medio y en estas condiciones no se detectó la presencia de aguas freáticas, a la profundidad promedio de 3.60 m. de exploración, por lo que se concluye geotécnicamente, que dicho nivel no influye en el diseño, ni en la construcción de los cimientos del proyecto.

2.4.INVESTIGACION DE LABORATORIO:

A las muestras extraídas se les realizaron los ensayos normados, a fin de determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos de las cimentaciones.

El programa de laboratorio efectuado a las muestras "alteradas", básicamente consiste de los siguientes ensayos:

TIPOS DE ENSAYOS	NORMA	
CONTENIDO DE AGUA	INEN:	Co 09.02-312
	MOP:	E-122
	AASHTO:	T-93
	ASTM:	D-2216
GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO	INEN:	No existe
	MOP:	E-115
	AASHTO:	T-88
	ASTM:	D-422
LÍMITE LÍQUIDO	INEN:	Co 09.02-312
	MOP:	E-116
	AASHTO:	T-89
	ASTM:	D-423
LÍMITE PLÁSTICO	INEN:	Co.09.02-312
	MOP:	E-117
	AASHTO:	T-90
	ASTM:	D-424
PENETROMETRO	INEN:	No existe
	MOP:	No existe
	AASHTO:	No existe
	ASTM:	No existe

Mediante este plan de ensayos de laboratorio sobre muestras "alteradas" se obtuvo la clasificación de suelos por los métodos S.U.C.S. y A.A.S.H.T.O., cuyos formatos de laboratorio se reportan en los Anexos y un resumen se presenta en el cuadro que a continuación se indica:

CUADRO No. 2

(Detalle de la Estratigrafía)

P.C.A.	MUESTRA (Nro)	PROFUND. D(m)	SUCS	AASHTO
1	1	0.6 A 3.6	MH	A7 - 5 (20)

Los resultados obtenidos de los ensayos se presentan en los Anexos y se describen con detalle en el capítulo que sigue.

CAPÍTULO 3.

3. RESULTADOS OBTENIDOS.

3.1. ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE.

Con los resultados de las propiedades físicas de los suelos se clasificaron los mismos de acuerdo a los dos sistemas universalmente conocidos, tanto para el diseño de cimentaciones, como para las aplicaciones viales: el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS" y el "AASHTO" (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Básicamente el subsuelo del proyecto en el área estudiada se distingue claramente un estrato único, suelo fino de carácter limoso, tanto en el estrato más superficial como en profundidad.

La subrasante del proyecto está constituida por suelos finos de carácter limoso, y en el presente Informe se determinara la capacidad admisible y asentamientos para este tipo de material, constituyendo una subrasante de buenas características como material de cimentación.

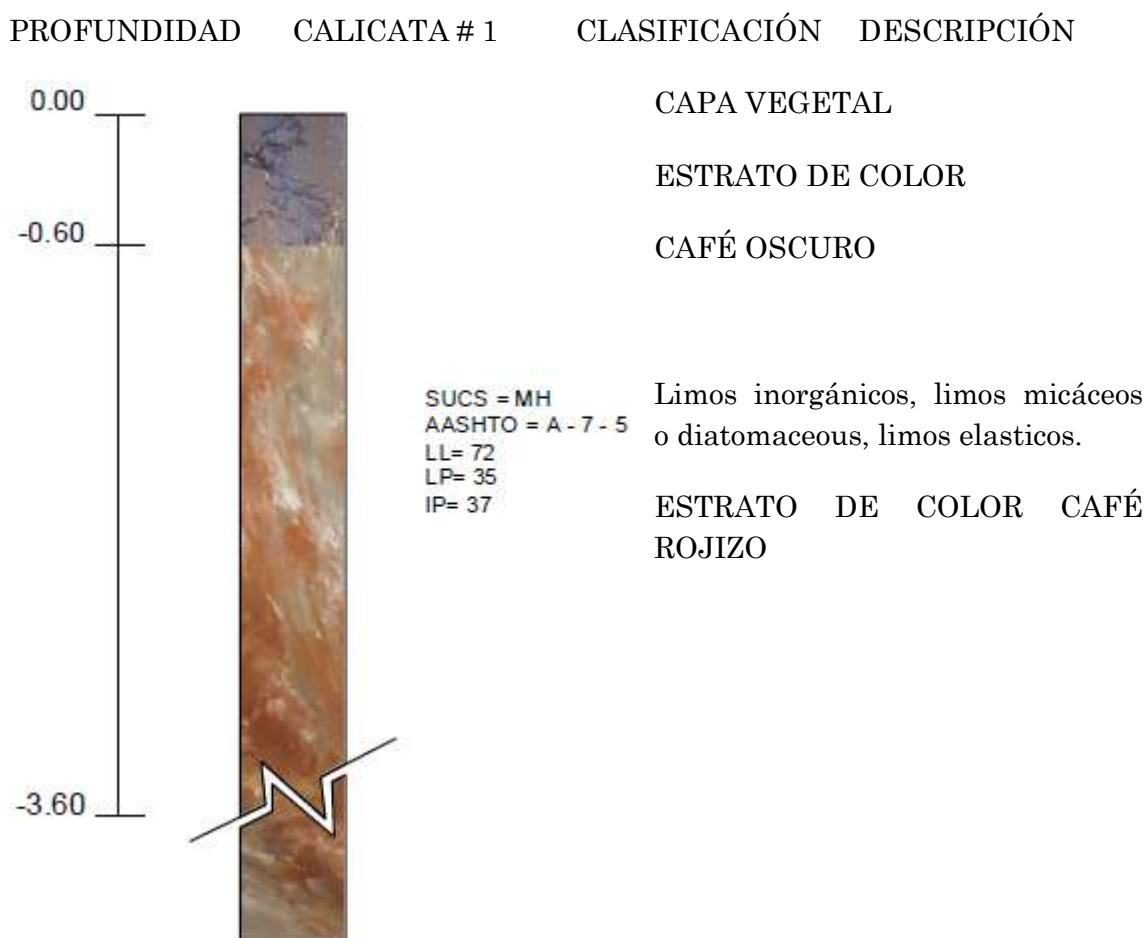
A continuación se describen los pozos a cielo abierto excavados y estudiados en laboratorio:

P.C.A. No. 1.-

Desde el punto de vista Geotécnico, se identifica un estrato único el mismo que se encuentra a una profundidad de (0.60 a 3.60 m.), dicho estrato, está constituido por un suelo fino de carácter limoso que según el SUCS se lo identifica como MH limos inorgánicos de alta compresibilidad medianamente compactos y de acuerdo al sistema AASHTO como A-7-5 con índice de grupo 20, y será este estrato por composición geológica, planificación arquitectónica y profundidad de cimentación el que reciba la carga del proyecto.

PROYECTO NAVE INDUSTRIAL

CALICATA 1



CAPÍTULO 4.

4. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

4.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

El suelo de cimentación caracterizado por el Pozo a Cielo Abierto estudiado, en la zona del proyecto, está constituido por una estrato de suelo fino de carácter limoso, compacto, su resistencia al corte lo obtiene de sus características cohesivas, estrato que será evaluado para el diseño estructural del proyecto, las cargas de la estructura que llegan a la cimentación serán transmitidas al estrato identificado y deberán ser soportados por este, razón por la cual en la presente investigación Geotécnica se estudiará y se dará como recomendación, el tipo de cimentación, la profundidad de cimentación, D_f , y la capacidad de carga admisible a dicha profundidad, según el criterio de estabilidad por fallo de la base, utilizando un factor de seguridad global de 3.

La capacidad de carga admisible q_{adm} , para cualquier tipo de suelo de cimentación se obtiene, aplicando el método del factor de seguridad global, según:

$$q_{adm} = \frac{q_u - q'}{F.S}$$

Donde:

q_u = Capacidad de Carga ultima del suelo

q' = Sobrecarga circundante ($q' = \gamma_1 \cdot D_f$)

γ_1 = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad de desplante

F.S. = Factor de Seguridad global.

La capacidad de carga última q_u , según Meyerhof, para cualquier tipo de cimiento superficial, viene dada por la expresión general siguiente:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

q_u = Capacidad de carga última del suelo (resistente).

C = Cohesión del suelo, existente por debajo del nivel de solera.

\emptyset = Angulo de fricción interna del suelo, existente por debajo del nivel de solera.

q' = Sobrecarga circundante ($q' = \gamma_1 \cdot D_f$).

γ_2 = Peso específico del suelo por debajo del nivel de solera.

B = Lado menor del cimiento (diámetro para un cimiento circular).

D_f = Profundidad de desplante.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga.

Nota: no se tendrá en cuenta en la capacidad de carga admisible recomendada, los factores de inclinación de la carga. Se asume pues, carga vertical centrada.

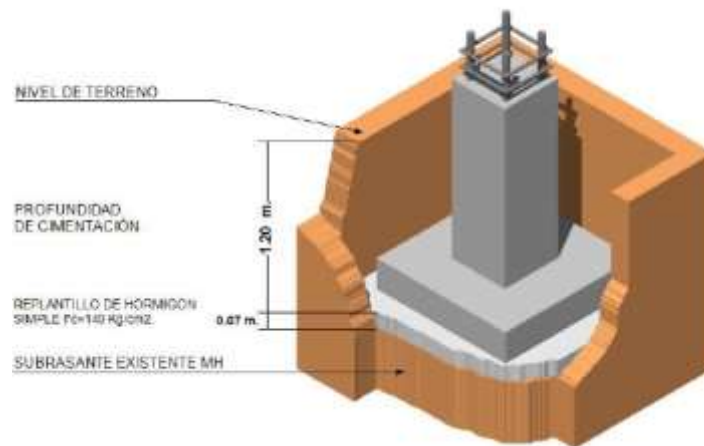
Los valores de los factores de capacidad de carga, forma y profundidad, son tomados del libro: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", de Braja M. Das, de la editora Thomson and Learning (2001), tablas 3.4 y 3.5, páginas 168 y 169.

4.2. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

El subsuelo del proyecto está constituido fundamentalmente por un estrato de suelo limoso, medianamente compacto, su resistencia al corte lo obtiene de sus características cohesivas, razón por la cual en el presente diseño se recomienda cimentar la estructura mediante plintos de cimentación, aislados de sección cuadrada o ligeramente alargada, a una profundidad $D_f = 1.20$ m. La profundidad de desplante D_f , será medida desde el nivel de vereda (superficie natural del terreno).

Las estructuras de cimentación se desplantarán directamente en la subrasante natural del terreno, previo la construcción de un replantillo de $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$, de un espesor $e = 7$ cm. (Ver Esquema de Cimentación)

ESQUEMA DE CIMENTACIÓN



La capacidad de carga admisible, q_{adm} , para los siguientes datos:

c	=	0.55	Kg/cm^2
\emptyset	=	0	grados
γ_1	=	1128	Kg/m^3
γ_2	=	1128	Kg/m^3
B	=	Desde 1.00 hasta 2.10	m
D_f	=	1.20	m
F.S.	=	3	

Nota: la capacidad de carga admisible del suelo natural, se ha calculado para una profundidad de desplante $D_f = 1.20$ m., puesto que el replantillo constituye parte del cimiento y transmitirá la carga originada por la estructura a dicha profundidad.

Será de:

CUADRO DE CAPACIDAD ADMISIBLE EN kg/cm^2 .

Profundidad de Desplante Df = 1.20 m. a partir de nivel de rasante nat.	Qadm. = 11800 kg/m ²
--	---------------------------------

Nota: a mayor profundidad de desplante que la indicada en el cuadro anterior, la capacidad admisible del suelo será también mayor.

4.3. CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO ELÁSTICO EN EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN:

El asentamiento inmediato o elástico bajo una cimentación depende de la rigidez de ésta. El cálculo del mismo se basa en la aplicación de la teoría de la elasticidad, que considera que el medio sobre el cual se aplica el cimiento es elástico, isótropo y homogéneo.

Para la condición de un cimiento completamente flexible con profundidad de desplante Df = 0 m. y profundidad del estrato incompresible, H = infinito, Harr (1966) da la siguiente expresión del asentamiento elástico en el centro del cimiento flexible:

$$Sec = \left(\frac{B q_o}{E_s} \right) \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot (\alpha)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{\pi} \right) \cdot \left[\left(\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2} + m_1}{\sqrt{1+m_1^2} - m_1} \right) \right) + \left(m_1 \cdot \left(\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2} + 1}{\sqrt{1+m_1^2} - 1} \right) \right) \right) \right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

Dónde:

- ES = Módulo de elasticidad del suelo.
- Us = Relación de Poisson.
- Qo = Carga uniformemente distribuida, transmitida por el cimiento flexible.
- B = Lado menor del cimiento.
- L = Lado mayor del cimiento.
- qo = Asumiendo como carga uniformemente distribuida qo sobre cimiento flexible, la obtenida como qadm en el criterio de estabilidad por fallo de la base
- N = Carga vertical total que baja por la columna a nivel del terreno

Para el presente caso se asumieron los siguientes datos del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das), páginas 416 y 417, considerando que se está en presencia de suelos finos limosos y compactos:

$$ES = 500 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$us = 0.30$$

**CUADRO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS
EN EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN EN mm.**

ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN mm.												
B (m) Q _o (kg/cm ²)	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10
N (Ton)	16,60	19,48	22,61	26,03	29,40	33,30	37,38	41,62	46,01	50,54	55,60	60,86
D _f = 1.20 m. a partir de nivel de terreno natural.	3,39	3,62	3,85	4,09	4,29	4,53	4,77	5,00	5,22	5,43	5,68	5,92

Nota: Estos asentamientos elásticos calculados se reducen en la medida que se reduce el espesor del estrato compresible, considerado en los cálculos anteriores como de extensión infinita. Disminuyen también en la medida que D_f aumenta.

4.4.CONCLUSIONES FINALES:

La estratigrafía determinada en el sitio de proyecto, desde el punto de vista geotécnico, presenta de buenas características como material de cimentación.

El sitio de implantación del proyecto analizado, desde el punto de vista geológico se presenta estable y seguro, para las características del proyecto planteado (Nave industrial).

Se recomienda que la construcción del proyecto se lo realice previo a un estudio y diseño estructural que tenga en cuenta consideraciones sísmicas.

Ing. M.Sc.Henry Bermeo Moyano.

Reg. Senescyt: 1007-09-956125

CONSULTOR GEOTÉCNICO.

ANEXO FOTOGRAFICO

