

UTN- FRVT
Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N°37

**FABRICA DE VIGAS DE MADERA LAMINADA
ENCOLADA ESTRUCTURAL**



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO**

Alumna
Rabolini, Sabrina B.

Director Académico
Ing. Carlos Alberdi

Director Técnico
Ing. Alfredo Guillaumet

Asesores Técnicos
Ing. Daniel Dabove
Ing. Diego Perelli
Ing. Gerardo Urbina

AÑO 2010

Debido a que la construcción a crecido notablemente en los últimos años en la ciudad de Venado Tuerto y la zona, y con ella el empleo de la madera como elemento estructural para la construcción de los techos livianos resulta interesante la instalación de una fábrica de vigas de madera laminada encolada para satisfacer creciente demanda.

La obtención de piezas de grandes dimensiones y de buena calidad, proveniente de las especies nativas, es cada vez menos frecuente debido a los problemas sanitarios que éstas sufren. Si bien esta situación no se observa en los pinos, la presencia de defecto hace que muchas veces resulte difícil incorporar esta madera en estructuras de luces importantes.

Las vigas laminadas podrían alcanzar una demanda interesante en el futuro, ya que son capaces de competir con otro tipo de materiales de uso corriente en estructura, por ejemplo el acero. Por otro lado, este producto podría solucionar el problema de la obtención de piezas de grandes dimensiones, dado que permite la utilización de material corto y sano, unido por sus extremos.

El proyecto consiste en instalar una fábrica analizando todos los espacios necesarios para su correcta funcionabilidad: acopio de la madera en playa y bajo superficie semicubierta, el sector de aserrado, zona de encolado con humedad y temperatura controlada, sector de terminación del producto, almacenaje de las vigas terminadas, oficinas administrativas y de atención al público.

En el mismo se tendrá en cuenta la seguridad contra incendio y prevención con respecto a los ruidos y al medio ambiente.

6.1	Objetivo del trabajo experimental	45
6.2	Trabajo de campo	45
6.4	Trabajos de laboratorio	48
6.5	Análisis de la información obtenida	47
6.6	Conclusiones del trabajo experimental	47
7	Instalaciones	51
7.1	Instalaciones de agua	51
7.1.1	Instalación de agua fría	51
7.1.2	Instalación de agua caliente	52
7.2	Instalación cloacal	52
7.3	Instalación pluvial	52
7.4	Instalación eléctrica	52
7.5	Instalación contra incendio	59
7.5.1	Elementos de extinción	61
7.5.2	Elementos terminales de la instalación	63
7.6	Cambios y deficiencias necesarias	70
7.7	Trabajos menores	70
7.8	Diseño y cálculo estructural de oficinas, comedor y vestuario	72

INDICE

1	Objetivos	1
2	Introducción	2
3	Ubicación geográfica	9
4	Proceso de fabricación	14
4.1	Definición de la madera encolada	14
4.2	Proceso de fabricación	15
4.2.1	Secado	15
4.2.2	Clasificación de las tablas	17
4.2.3	Las uniones	23
4.2.4	Cepillado de las laminas	29
4.2.5	El encolado	30
4.2.6	El prensado	33
4.2.7	Terminación y trazado	36
4.2.8	Acarreos y Movimientos	37
4.2.9	Control de calidad	38
5	Plan de necesidades	40
5.1	Cantidad de materia prima almacenada	40
5.2	Espacio para realizar el proceso de fabricación	42
5.3	Espacio necesario para el almacenamiento del producto terminado	42
5.4	Cantidad de empleados en el proceso productivo	42
5.5	Cantidad de empleados administrativos	43
5.6	Diseño de los distintos sectores de la fábrica	43
6	Estudios de suelo	45
6.1	Introducción	45
6.2	Objetivo del trabajo experimental	45
6.3	Trabajo de campo	45
6.4	Trabajos de laboratorio	46
6.5	Análisis de la información obtenida	47
6.6	Conclusiones del trabajo experimental	47
7	Instalaciones	51
7.1	Instalaciones de agua	51
7.1.1	Instalación de agua fría	51
7.1.2	Instalación de agua caliente	52
7.2	Instalación cloacal	52
7.3	Instalación pluvial	52
7.4	Instalación eléctrica	52
7.5	Instalación contra incendio	59
7.5.1	Elementos de extinción	61
7.5.2	Elementos terminales de la instalación	63
8	Caminos y calles accesorias	70
8.1	Radios mínimos	70
9	Diseño y cálculo estructural de oficinas, comedor y vestuario	72
9.1	Cálculo de la garita de control	72

9.3	Cálculo L2	75
9.2	Cálculo de las oficinas, comedor y vestuarios.	78
9.3	Dimensionamientos de vigas.	86
10	Cálculo de viento	91
10.1	Datos según Reglamento CIRSOC 102	91
10.2	Clasificación del edificio	91
10.3	Exposición y clasificación del edificio	91
10.4	Velocidad básica del viento	92
10.5	Presión dinámica	92
10.6	Presiones de diseño	92
10.7	Presiones de Diseño de Componentes y Revestimientos	98
11	Cálculo de estructura del galpón principal	103
11.1	Dimensionamiento de los tirantes de cubierta	103
11.2	Esfuerzos del viento en el pórtico	114
11.3	Pórtico principal	120
11.4	Dimensionamiento de las columnas de hormigón	131
11.5	Bases aisladas con carga horizontal y momento para columnas 1.	135
12	Cálculo de la estructura metálica del depósito y tinglado	141
12.1	Dimensionamiento de las vigas de cubierta	141
12.2	Verificación del pandeo lateral	152
12.3	Cálculo de los arriostramientos	153
12.4	Dimensionamiento de las vigas de hormigón	155
12.5	Dimensionamiento de columnas de hormigón	167
12.6	Dimensionamientos de las bases	172
13	Presupuesto general de la obra	188
14	Análisis de rentabilidad	196
14.1	Valor actual neto (VAN)	196
14.2	Tasa interna de retorno (TIR)	197
15	Conclusión	199

1- OBJETIVOS DEL PROYECTO:

Los objetivos del presente proyecto son:

- > Diseñar una nave industrial apta para la fabricación de *Capítulo 1.*
- > Diseñar edificio administrativo y de recepción **OBJETIVOS.**
- > Realizar el diseño y cálculo de las estructuras e instalaciones complementarias de las naves.
- > Realizar presupuesto y presupuesto de la obra terminada.
- > Análisis de inversión.

1- OBJETIVOS DEL PROYECTO:

Los objetivos del presente proyecto son:

- Diseñar una nave industrial apta para la fabricación de vigas de madera laminada encolada.
- Diseñar edificio administrativo y de atención al público.
- Realizar el diseño y cálculo de las estructuras e instalaciones complementarias de los edificios.
- Realizar cómputo y presupuesto de la obra terminada.
- Análisis de inversión.

BRIEF HISTORIA HISTORICA DEL SISTEMA DE CONSTRUCCION CON MADERA LAMINADA ENCOLADA.

Capítulo 2.

INTRODUCCIÓN.

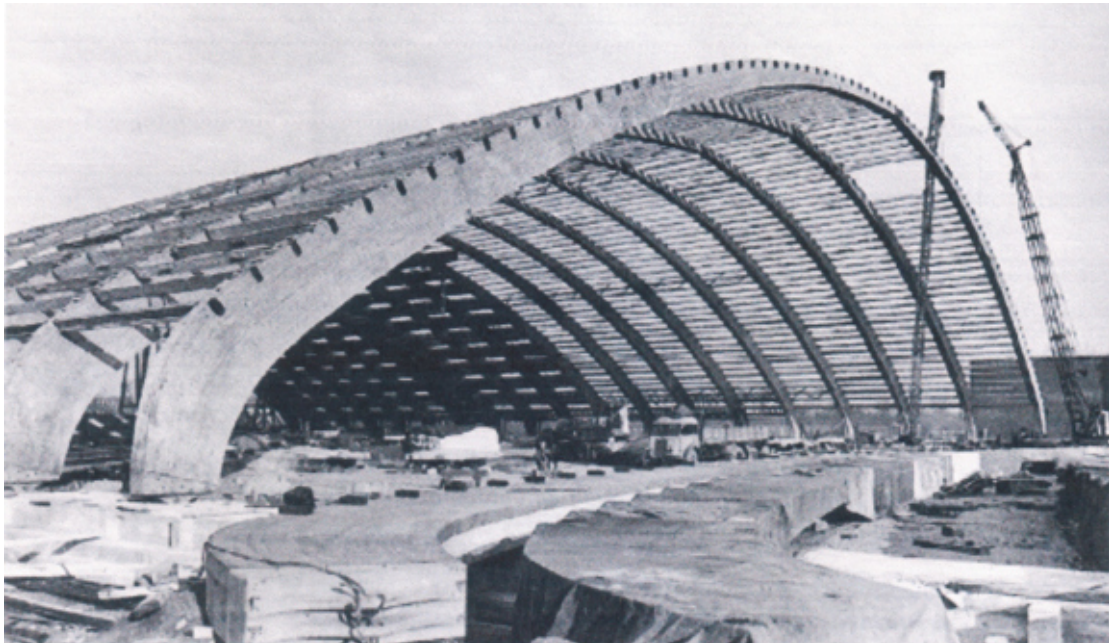
Entre las técnicas "nuevas" es uno de las innovaciones técnicas del siglo XX, la cual es utilizada casi por sus complejos de esta tecnología como en el caso de la madera se ha desarrollado la técnica de encolado, como un material nuevo, es susceptible, que dentro de un grupo de materiales se encuentran los materiales compuestos encolados. La madera laminada es un material que se obtiene a partir de la madera seleccionada y la cola misma de unión. Gracias a un continuo trabajo dentro del campo de la química para mejorar los rendimientos de las colas, ha permitido a la madera laminada en un material de construcción confiable en todo sentido. Aunque el procedimiento de producción es bastante antiguo, todavía no ha sido tomada la debida conciencia como una alternativa válida dentro del campo de la construcción, salvo en el caso de la Región Nordeste de Argentina (NEA) conformada por las Provincias de Misiones, Formosa y Irioy. Sin embargo, el procedimiento de unir diferentes piezas de madera por medio de algún elemento ligante ya era conocido en el antiguo Egipto, donde se han hallado sarcófagos construidos con tablas empujadas y unidas con un resina orgánica. Desde inicios del siglo XX se utiliza la madera laminada encolada en el campo de la construcción. Muchos historiadores de la arquitectura han encontrado en el siglo XIX que se han ejecutado estructuras encoladas, como el caso del King's College, en Southampton, Inglaterra, donde se construyó una sala completa con acero y madera laminada encolada en 1860. A quien se le debe la técnica de encolar madera es al alemán de la parte prusiana Otto Bietzer, quien el 22 de Julio de 1906 obtuvo la primera patente mundial de su invento: el encolado de laminas de madera de tablas para ejecutar vigas. El procedimiento de encolado lo realizaba con un producto líquido no disoluble por la madera. Las diferentes capas o niveles de tablas de madera fueron unidos instantáneamente entre sí por acción de presión. Con esta tecnología de producción de un nuevo material de construcción se realizaron construcciones de hasta 45mts de luz libre en el siglo XIX. Lo esencial de esta tecnología es que utiliza secciones mínimas de madera aserrada y hasta que se unen seleccionados, para estas secciones mínimas de espesor, encoladas entre sí, para desarrollar un mejoramiento de la estructura interna, lo que le confiere propiedades de resistencia no encontrables en la madera como material natural primario.

2- BREVE RESEÑA HISTORICA DEL SISTEMA DE CONSTRUCCION CON MADERA LAMINADA ENCOLADA.

La técnica de unión con “cola” es uno de las innovaciones técnicas del siglo XX, la cual es aplicada en campos tan complejos de alta tecnología como en simples construcciones. En el campo de la madera se ha desarrollado la técnica de encolado, como una revolución técnica. Actualmente, es impensable, que dentro del campo de la construcción no se aplique o utilice elementos constructivos encolados. La madera laminada no es posible sin dos elementos básicos: la madera aserrada seleccionada y la cola misma de unión. Gracias a un continuo desarrollo dentro del campo de la química para mejorar los rendimientos de las colas, ha transformado a la madera laminada en un material de construcción confiable en todo sentido. Aunque el procedimiento de producción es bastante antiguo, todavía no ha sido tomada la madera laminada como una alternativa válida dentro del campo de la construcción, salvo en casos aislados de la Región Noroeste de Argentina (NEA) conformada por las Provincias de Chaco, Corrientes, Formosa y Misiones. Sin embargo, el procedimiento de unir diferentes estratos de madera por medio de algún elemento ligante ya era conocido en el antiguo Egipto, pues se han hallado sarcófagos construidos con tablas entrecruzadas y unidas con un pegamento orgánico. Desde inicios del siglo XX se utiliza la madera laminada encolada dentro del campo de la construcción. Muchos historiadores de la arquitectura ha encontrado obras del siglo XIX que se han ejecutado estructuras encoladas, como el caso del King Edward College, en Southampton, Inglaterra, donde se construyo una sala completa con arcos de madera lamina encolada en 1860. A quien se le debe la técnica de encolar madera es al carpintero de la corte prusiana Otto Hetzer, quien el 22 de Junio de 1906 obtuvo la primera patente mundial de su invento: el encolado de láminas de madera de tablas para ejecutar vigas y arcos, el procedimiento de encolado lo realizaba con un producto ligante no disoluble por la humedad. Las diferentes capas o niveles de tablas de madera fueron unidos íntimamente entre sí por medio de presión. Con esta tecnología de producción de un nuevo material de construcción se realizaron construcciones de hasta 45mts de luz libre en el siglo XIX. Lo importante de esta tecnología es que utiliza secciones mínimas de madera aserrada y hasta residuos, ambos seleccionados, pues estas secciones mínimas de espesor, encoladas entre sí, permiten desarrollar un mejoramiento de la estructura interna, lo que le confiere propiedades física-mecánicas no encontrables en la madera como material natural primario.

Luego de las primeras experiencias exitosas a fines del siglo XIX se desarrolló esta tecnología por medio del mejoramiento de las sustancias de unión (colas), y de las técnicas de presión y de la combinación de los elementos componentes seleccionados. En 1913 ya se verificaron compras masivas de la patente de Otto Hetzer por parte de diferentes industriales de Suiza, Austria, Italia y Alemania, aunque la actividad productiva sufrió un largo retroceso y estancamiento hasta mediados del siglo XX debido a diferentes factores geopolítico-económicos: 1º y 2º Guerra Mundial, y la crisis económica internacional de 1930. Sin embargo, algunas industrias de la guerra fueron impulsores de la madera laminada encolada, como por ejemplo el desarrollo de un avión de grandes dimensiones, “Spruce-Goose”, totalmente de madera lamina encolada.

En 1959 la Universidad de San Pablo de Brasil publica un boletín donde difunde el resultado de diversas experiencias realizadas con estructuras fabricadas con madera de Pino Brasil y efectúa una serie de estudios comparativos con experiencias similares practicadas en EEUU con encolados de Douglas Fir, a fin establecer parámetros que permitan establecer analogías de comportamiento y pautar valores normativos.



Estadio cubierto INS – Vincennes (Paris) – 89 metros de luz (1964)

En Argentina la Empresa “Eurobra S.A.” produce a partir del comienzo de la década de los años 60’ estructuras de madera laminada encolada con marca registrada “Glu-Lams” fabricadas de acuerdo a normas europeas y americanas y realiza una gran cantidad de obras, sobre todo en el campo de la arquitectura para la recreación y turismo. Estas obras, muchas de

ellas en perfecto estado de conservación y uso, son un buen antecedente y una prueba a nuestro alcance para certificar la vigencia a través del tiempo de la bondad.

También las experiencias realizadas dentro del campo de la “madera terciada” sirvieron para la investigación en el campo de la “madera laminada encolada”. Debido a que la cola es el único medio de unión entre capa con total capacidad de fijación de toda la superficie de las mismas, se alcanza un grado de fijación tan bueno como entre las mismas fibras naturales de la madera. Los elementos constructivos de madera laminada encolada se caracteriza por su gran rigidez, su estabilidad formal es mayor que en la madera natural, como durante el proceso de producción se realiza una amplia selección de la madera a utilizar, se alcanza una calidad global del material, superior al de la madera utilizada originalmente, como por ejemplo, en grandes secciones, particularmente de madera maciza, se presentan torsiones y deformaciones con la consecuencia de rajaduras y fisuras. Además, los elementos constructivos de madera laminada encolada pueden ser moldeados a la forma que se desee. La producción de elementos constructivos de madera laminada encolada requiere hoy en día directivas precisas de ejecución, que están reguladas por una serie de normas técnicas internacionales, en particular exigencia se puede citar a la producción de elementos estructurales en este caso se puede citar al RITIM, que está desarrollando los estudios y ensayos requeridos para la nueva normativa argentina, que luego el IRAM las homologue como válidas. Desde 1957 se realiza una sistematización de las investigaciones realizadas internacionalmente dentro de este campo de la construcción, lo que ha llevado a desarrollar directivas técnicas sobre las exigencias estéticas a cumplimentar, y las exigencias técnico-estructurales de hasta la determinación de la cantidad y tamaño admitidos de fisuras y astillas en una pieza estructural ensayada mecánicamente.

Por esto, la madera como producto primario del bosque natural, es un material de construcción que presenta características particulares: estructura heterogénea y anisotropía, con los cuales se verifican una serie de limitaciones en relación a su uso: Dimensiones limitadas, pues el largo y el ancho dependen del diámetro del tronco y del alto del árbol. Anisotropía: las propiedades mecánicas y no mecánicas de la madera son diferentes en los sentidos tangencial, radial y longitudinal. Defectos naturales: la inclinación de los granos, porcentaje de leño juvenil y adulto, leños de reacción, etc.; interfieren en el comportamiento de la madera. El hombre puede mejorar esto con la transformación mecánica y química de la materia prima “madera” para obtener productos útiles a sus necesidades, que se organizan en tres grandes grupos:

_ Derivados en madera aserrada: tienen únicamente una transformación física.

_ Derivados en láminas: elementos superficiales, algunos de ellos con capacidad estructural y otras de simple cerramiento o terminación final.

_ Derivados de composición: elementos no superficiales con alta capacidad estructural, con una transformación física y química para su reconstrucción a partir de pequeños elementos y geometría variada por medio de la mezcla con adhesivos y el prensado posterior, se obtienen productos madereros con propiedades diferentes del material original, pues es de mayor calidad estructural-física-estética, y según el uso que se le dará tienen también mayor valor por su funcionalidad integral.

La producción de elementos constructivo-estructurales de madera laminada es un proceso simple, pues permite producir secciones con formas y dimensiones que superan lo límite impuesto a la madera por la naturaleza, pues consiste en producir elementos macizos de resistencia acrecentada debido a que están constituidos por tablas de espesor reducido que se encuentran encoladas sólidamente entre sí, de forma tal que no se pueda separarse o individualizarse el trabajo de cada lamina. Por esto, es imprescindible utilizar madera seca, adhesivos adecuados, aplicar la presión que corresponda y realizar la operación en taller con humedad y temperaturas reguladas. Estas condiciones son rigurosas cualquiera sea la dimensión del elemento encolado, por esto la importación de la normativa y su aplicación rigurosa en todos los procesos. Para eliminar problemas derivados de los límites naturales dimensionales se aplica la técnica de unión entre pieza laminada denominada “finger joint” (diente de perro) que permite producir largos de piezas superiores a los 6,00mts. Además permite la utilización integral de piezas cortas y homogeneizar secciones de madera valiosa, eliminando zonas defectuosas, para luego volver a unir las partes seleccionadas por su buena calidad.

A continuación se mostraran algunas fotos moderas de las distintas estructuras que se realizaron con vigas de madera laminadas encolada en nuestro país.



Cancha de tenis



Estación de servicio



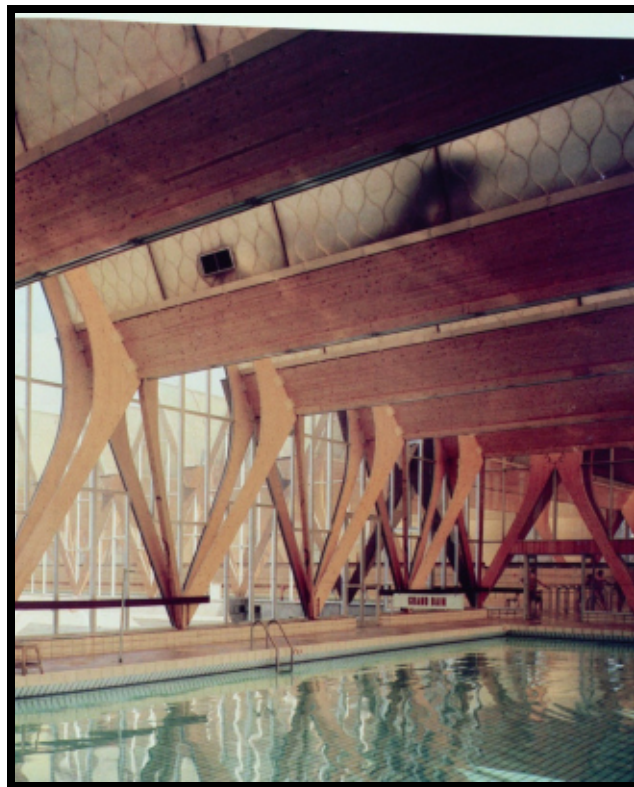
Cancha de Básquet



Cancha de Básquet



Gimnasio en Burzaco – Pcia. de Buenos Aires



Pileta cubierta

Capítulo 3.

UBICACIÓN GEOGRAFICA.

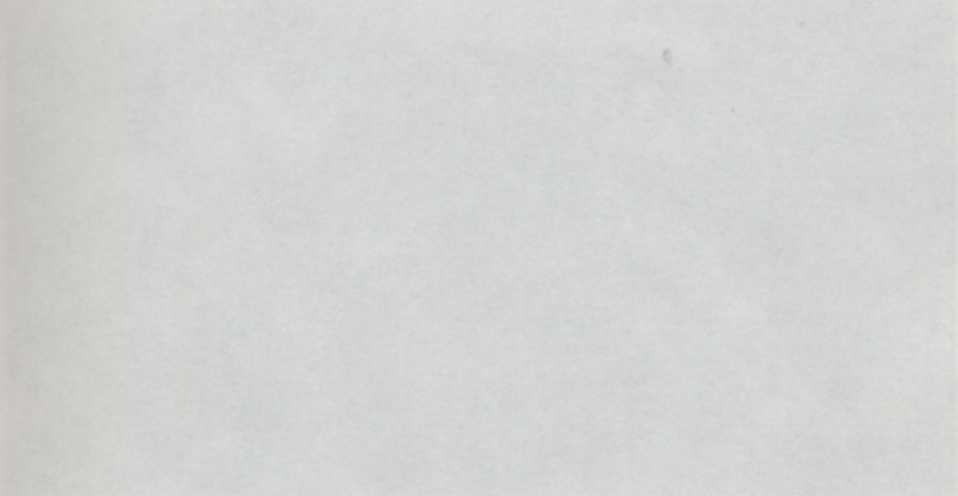


Foto 1

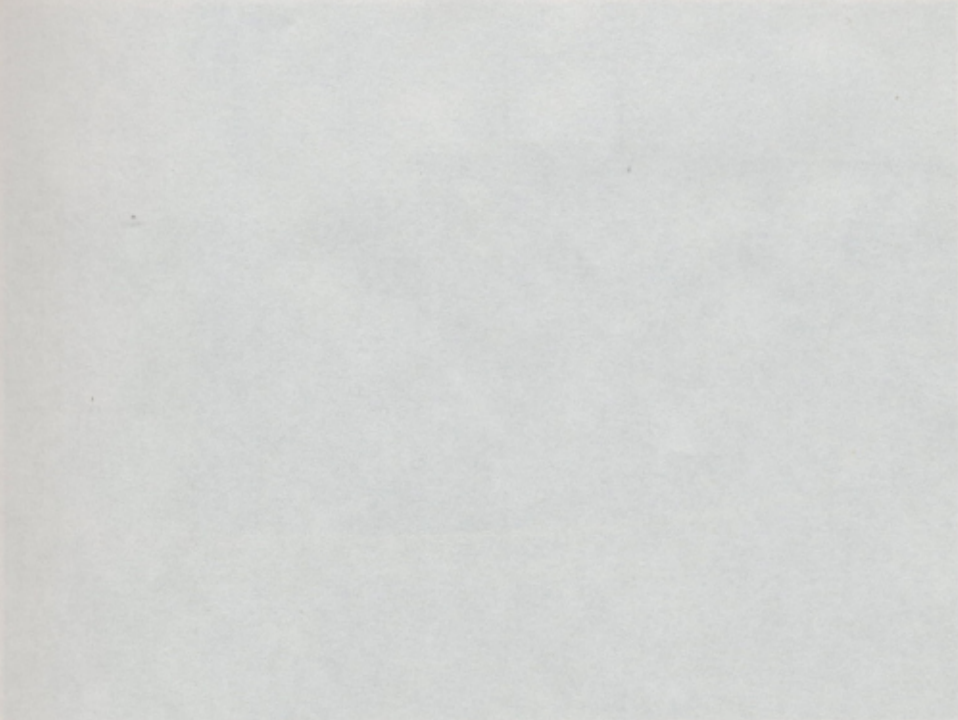


Foto 2

3- UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

La fábrica se encuentra ubicada en el Parque Industrial “LA VICTORIA” en la ciudad de Venado Tuerto provincia de Santa Fe (Foto 1 y 2).



Foto 1



Foto 2

El Parque Industrial está situado al sur de la ciudad entre las calles Ruta Nacional N° 8, Av. Alem y Fortin El Hinojo (Figura 1).

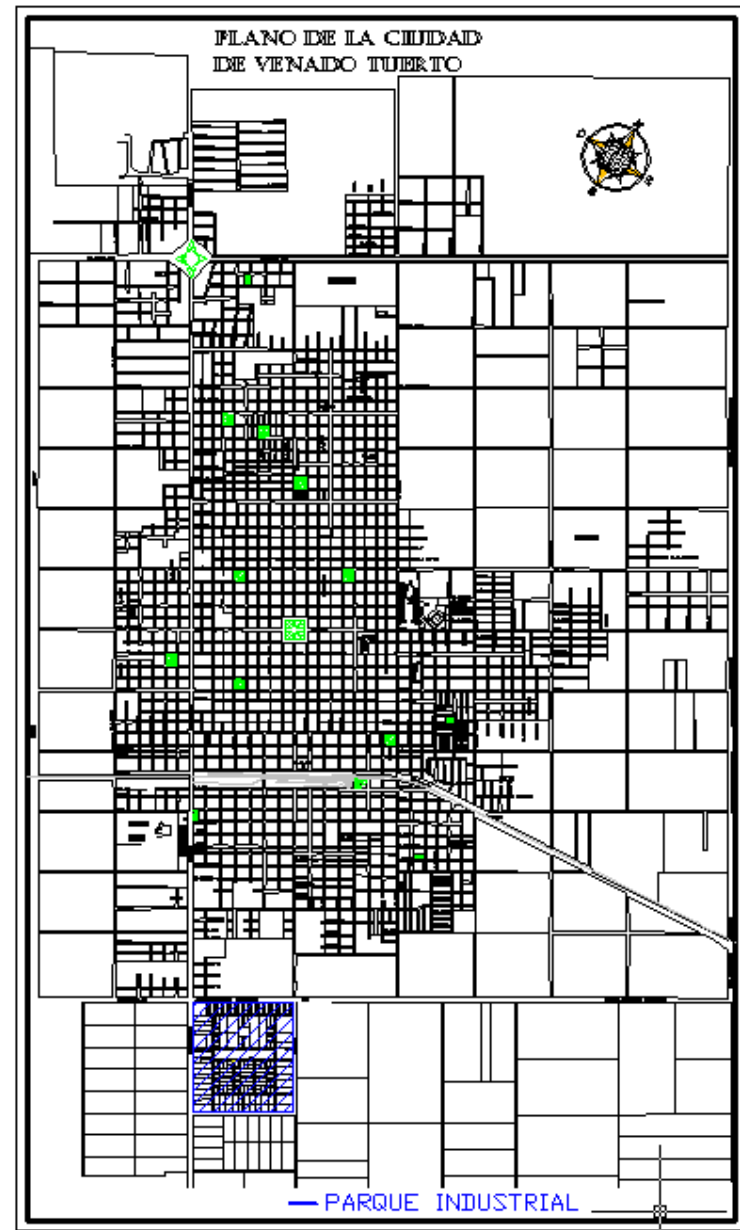
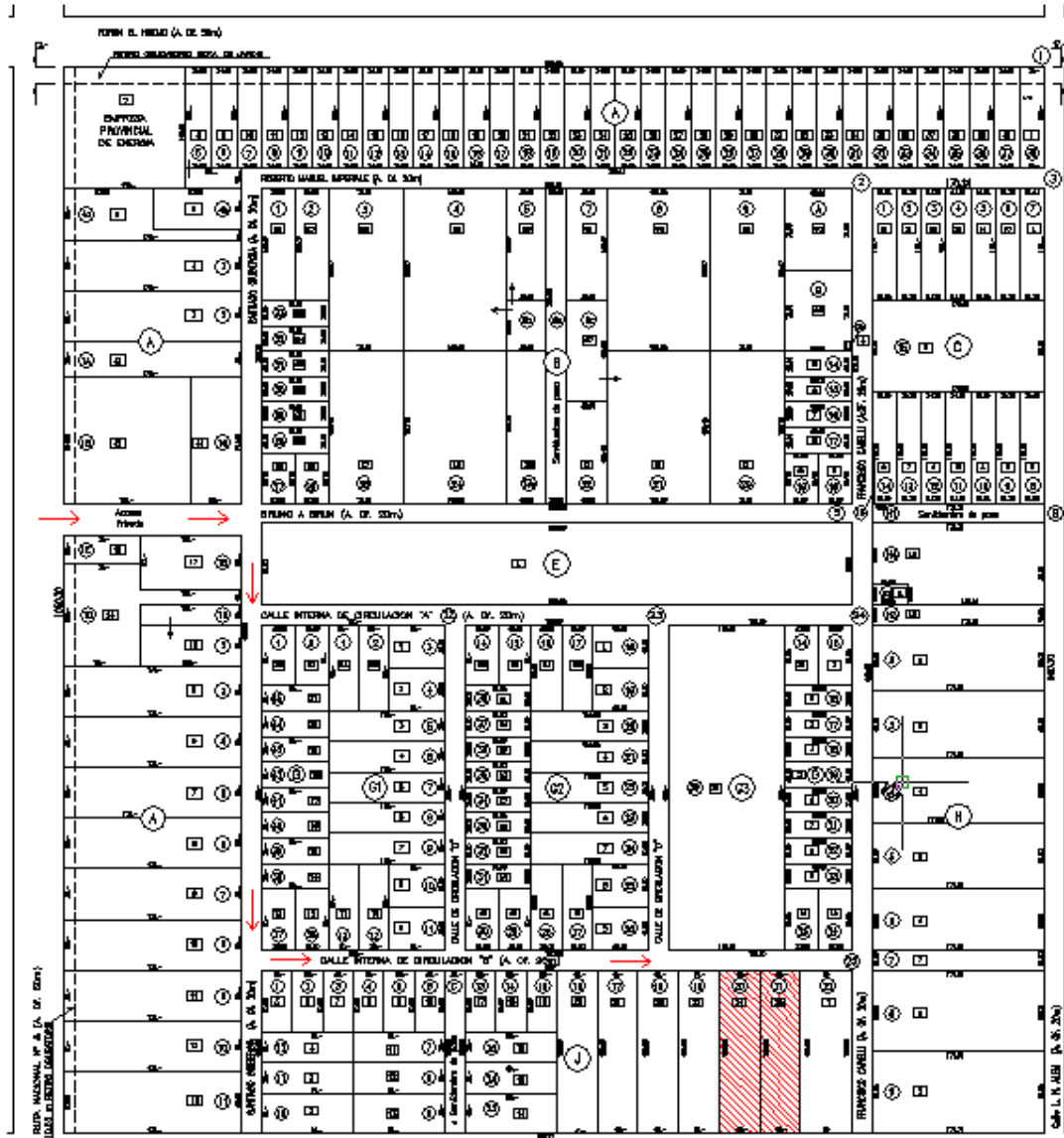


Figura 1

La fábrica se encontrará ubicada en los lotes 20 y 21 de la manzana J con un frente de 40,00 m y 160,95 de fondo cada uno, comprendiendo una superficie de 12.876 m² (Figura 2 y 3).



PARQUE INDUSTRIAL

Figura 2

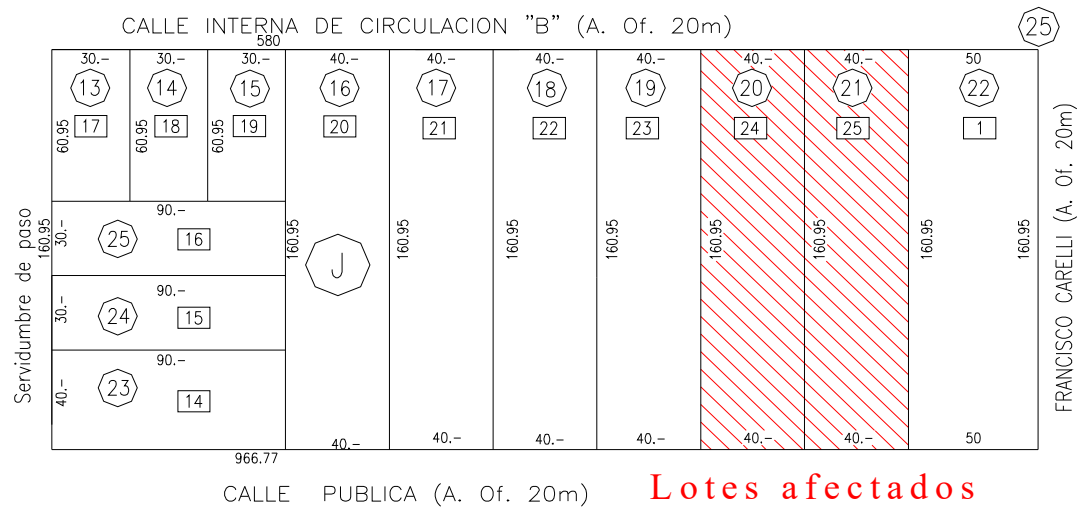


Figura 3

Es de destacar todos los beneficios con que cuenta la fábrica al estar ubicada en este Parque ya que cuenta con los siguientes:

1. Ubicado sobre la Ruta Nacional N° 8
2. Posee aduana
3. Seguridad privada
4. Pavimento
5. Agua potable
6. Red cloacal
7. Red de gas
8. Planta redistribuidora de la EPE (Empresa Provincial de la Energía)

Lo expuesto anteriormente más la ubicación geográfica en la Argentina; cruces de la Rutas Nacionales N° 8 y N° 33, lo que me brinda un amplia comunicación con varias partes del país permitiéndome el ingreso de la materia prima y el egreso del producto terminado de este Parque Industrial fue que lo que me llevo a proyectar la instalación de la fábrica en este lugar (Foto 3 y 4).



Foto 3



Foto 4

Capítulo 4.

PROCESO DE FABRICACIÓN.



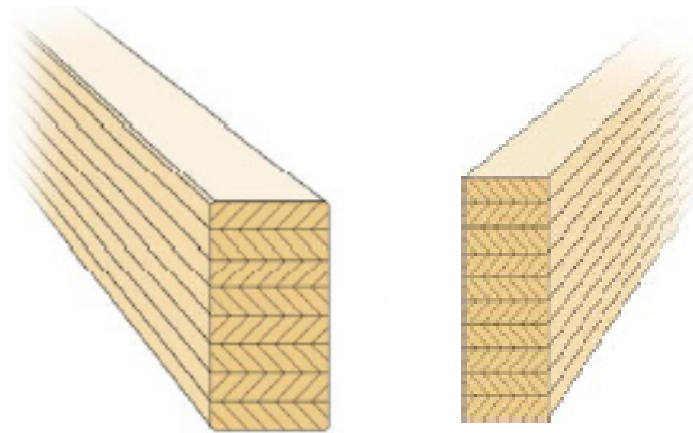
4.1- DEFINICION DE MADERA LAMINADA ESCOLADA.

Los elementos de madera laminada estructural son piezas de secciones transversales rectangular de ancho fijo y altura constante o variable y de eje recto o curvo, constituidos por láminas o tablas unidas en forma irreversible con un adhesivo específico formulado. El espesor normal de las láminas varía entre 20 y 45 mm

Los elementos de manera laminada encolada no deben contener, bajo ninguna circunstancia, clavos o grampas como elementos vinculantes de las tablas.

El encolado es la vinculación más efectiva, no acarrea disminución de sección y su efectividad aumenta en algunos casos la resistencia nominal de las secciones.

La altura de los elementos de vigas o arcos pueden ser constante o variable, y su dimensión en largo está limitada solo por la posibilidades de transporte.





4.2- PROCESO DE FABRICACIÓN.

La fabricación de madera laminada es un proceso conceptualmente simple. Que consiste en producir elementos macizos de resistencia incrementada, contruidos por tablas de espesor reducido encolada solidariamente de forma tal que no se pueda superar o individualizar el trabajo de cada lámina. Para ello hay utilizar madera seca, adhesivo adecuado, aplicar la presión correspondiente y realizar la operación en un taller con humedad y temperatura controlada. Estas condiciones son rigurosas e independientes de las dimensiones del elemento encolado.

Fabricar madera laminada encolada para uso estructural supera los conocimientos empíricos sobre el material. Involucra el manejo de la madera en el marco de la ingeniería estructural. Trabajar la madera a cualquier temperatura de la madera es indispensable, sino también porque los adhesivos especiales para uso estructural se deben aplicar dentro de condiciones estables muy estrictas y limitativas.

La fabricación de madera laminada encolada no es una oportunidad para recuperar desechos. Utilizar madera de mala calidad resulta en vigas o arcos de mala calidad.

4.2.1- Secado

La madera utilizada puede llegar ya seca (por otra empresa) o por el contrario sin secar. En el primer caso se recomienda almacenarla en un local climatizado para mantener su humedad. Si

es la fábrica la que realiza el secado se debe disponer de almacenes cerrados para evitar los ataques de xilófagos y la aparición de fenda debido a la lluvia y a la luz directa del sol antes de procedes a su secado.

El proceso de secado persigue alcanzar una humedad de la madera de entre 8 y el 15% en madera sin tratar o de entre 11 y el 18% si es tratada. El control de la humedad se debe realizar sobre todas las piezas para que no exista una variación higrométrica superior al 4%. Este control se realiza de manera automática mediante un xilohigrómetro a la entrada a la sanadora.

Humedad madera (%)	Temperatura (°C)	Humedad relativa (%)
>30	27	80
Acondicionado	45	100
30	35	75
25	45	70
20	55	60
2° Acondicionado	55	100
15	60	55
12	65	45
3° Acondicionado	70	100



4.2.2- Clasificación de las tablas

La primera operación es la clasificación de las tablas a la salida del secadero. Es indispensable hacerlo para asegurar que los elementos de madera laminada pueden trabajar con elevadas tensiones y contar con secciones económicamente competitivas.

La lenta y tediosa operación tradicional clasificación visual, no es recomendable, especialmente porque no se centra en la verificación cierta de la capacidad mecánica de las tablas.

Es necesario contar con un sistema de calificación mecánica o por ultra frecuencia que permite en forma continua y casi simultánea la verificación del tenor de humedad de las tablas y su resistencia. Es el primero de los controles de calidad.



4.2.2.1- Según Normas IRAM 9660-1 se clasifican:

- ✓ De acuerdo con su resistencia en dos grados
 - a) Grado 1
 - b) Grado 2
- ✓ De acuerdo con su aspecto
 - a) Clase arquitectónica: las vigas laminadas presentan buen aspecto.
 - b) Clase comercial: las vigas laminadas presentan un aspecto prolijo.
 - c) Clase industrial: las vigas laminadas no presentan ningún requisito en cuanto al aspecto.

- ✓ De acuerdo con el ambiente en que se utiliza
 - a) Para uso exterior: son vigas aptas para ambientes cuya condiciones ambientales provoquen una humedad de equilibrio de la madera mayor o igual al 18%.
 - b) Para uso interior: son vigas aptas para ambientes cuya condiciones ambientales provoquen una humedad de equilibrio de la madera menor o igual al 18%.

4.2.2.2- Clasificación visual de las tablas por resistencia (Normas IRAM 9662-2)

1) Clases de resistencias.

Las tablas se clasifican en dos clases de resistencia que se denominan Clase 1 y Clase 2, identificando a la madera de mayor resistencia con la Clase 1.

2) Requisitos.

2.1) Defectos para cada clase resistente

En la tabla 1 se indican los límites para los defectos correspondientes a cada clase resistente. Para efectuar la clasificación se analizan los parámetros de cada pieza, y la asignación a una clase está determinada por la situación más desfavorable.

Tabla 1 – Criterios para asignar las tablas a las clases resistentes

Defecto		Unidad	Clase 1	Clase 2	Determinación
Médula		–	No se admite		5.1
Nudosidad		cm/cm	Menor o igual a 1/3	Menor o igual a 2/3	5.2
Dirección de las fibras		cm/cm	Desviación menor que 1:12	Desviación menor que 1:9	5.3
Densidad		g/m ³	No se aceptan piezas con densidad excepcionalmente baja (Ver valor característico en Anexo B)		5.4
Fisuras	No pasantes	m	El largo de las fisuras no pasantes no debe ser mayor que 1,0 m ni que 1/4 de la longitud de la pieza.		5.5
	Pasantes	m	Sólo se permiten las fisuras pasantes en los extremos y su largo no debe ser mayor que el ancho de la tabla.		
Combado y encorvado		mm	Menor que 8		5.6.1
Revirado		mm/mm	Menor que 1 mm por cada 25 mm de ancho.		5.6.2
Abarquillado			Sin restricciones para el abarquillado		5.6.3

Defecto	Unidad	Clase 1	Clase 2	Determinación
Arista faltante	mm/mm	Transversalmente menor que 1/4 de la cara o canto donde aparece. Sin restricciones para el largo		5.7
Ataques biológicos	–	No se admiten zonas atacadas por hongos causantes de pudrición. Se admiten zonas atacadas por hongos cromógenos. Se admiten orificios causados por insectos con diámetro inferior a 2 mm		5.8
Madera de reacción	mm/mm	Menor o igual que 1/5		5.9
Otros	–	Daños mecánicos, depósitos de resina y otros defectos se limitan por analogía con alguna característica similar		5.10

2.2) Evaluación visual

Este método se basa en un análisis individual de cada tabla y la asignación a una clase de resistencia está determinada por la sección más débil de ella. Se aplica a madera con un contenido de humedad de 16%, como máximo (determinada de acuerdo con la IRAM 9532).

Cada tabla debe ser clasificada y marcada con su clase resistente antes de ser ensamblada. Cuando una pieza ya clasificada se corta longitudinalmente o se corta a longitudes menores, debe realizarse una nueva clasificación. Cuando las reducciones de secciones no superan 5 mm en longitudes transversales iguales o menores a 100 mm, o no superan 10 mm para medidas mayores a 100 mm, no es necesario efectuar una nueva clasificación. En caso contrario la pieza se debe clasificar nuevamente.

2.3) Tolerancias

- ✓ Se admite un lote de tablas clasificadas según esta norma cuando no se encuentren más de un 10% de piezas que no cumplan con los criterios establecidos para los parámetros en la clase correspondiente. A su vez, cuando los defectos tengan establecidos límites cuantitativos, en ningún caso se aceptará un exceso mayor que el 10% sobre el límite fijado.
- ✓ Las tolerancias de las medidas reales respecto de las nominales correspondientes se establecen en la tabla 2

Tabla 2 – Tolerancias de las medidas

Longitud del ancho o del espesor, l (mm)	Tolerancia (mm)
$l \leq 100$	+ 3 – 1

$100 < l$	+ 4 - 2
-----------	------------

3) Determinaciones

Los parámetros contemplados en el presente método se corresponden con características o defectos cuya existencia o magnitud se debe evaluar visualmente en cada tabla.

3.1) Médula

La presencia de médula se registra tanto en el interior de la pieza como en sus superficies. Se expresa en forma cualitativa su existencia o su ausencia.

3.2) Nudosidad

Para los nudos individuales, la nudosidad se calcula como el cociente entre la medida del nudo mayor y el ancho de la superficie en la cual se manifiesta. La medida del nudo se expresa como la distancia entre las tangentes al mismo que sean paralelas al eje de la pieza. (fig. 1)

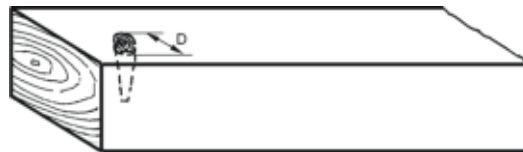


Figura 1 – Medición de un nudo

Si un mismo nudo se manifiesta en distintas superficies de la pieza, la nudosidad se calcula en forma independiente en cada una de ellas.

En los nudos de arista la nudosidad se expresa como el menor valor de los correspondientes a las dos superficies donde se manifiesta.

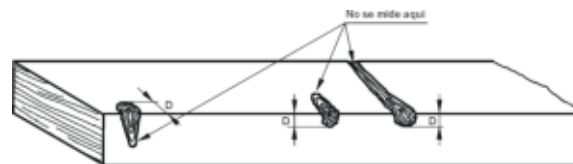


Figura 2 - Medición de nudo de arista

Los nudos que se manifiesten sobre una cara o sobre un canto en la misma sección transversal o en una longitud de la tabla igual a su ancho, se consideran como un agrupamiento de nudos. Si ellos no se solapan al proyectarlos sobre la sección transversal, la nudosidad se expresará

como el cociente entre la suma de las medidas individuales de los nudos que conforman el agrupamiento y el ancho de la cara o del canto donde se manifiestan. En el caso de que existan solapamientos, las medidas solapadas se consideran una sola vez.

3.3) Inclinación del grano (Dirección de las fibras)

La dirección de las fibras se mide con relación al eje longitudinal de la pieza. Su desviación se expresa como cociente entre la dimensión que se aparta del eje y la longitud de la pieza sobre la cual se efectúa la medida. (fig. 3)

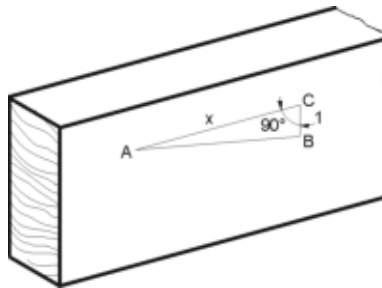


Figura 3 – Inclinación del grano

Se considera solamente la dirección general de las fibras. Desviaciones locales, como las que ocurren alrededor de los nudos, no se tienen en cuenta.

3.4) Densidad

La densidad aparente se determina con referencia al contenido de humedad de la pieza, de acuerdo con la IRAM 9544.

3.5) Fisuras

Se registra la longitud de las fisuras en la dirección del eje longitudinal de la pieza. Se debe distinguir entre fisuras pasantes (rajadura), o sea que se manifiestan sobre dos superficies opuestas de la pieza, y las no pasantes (grieta). (figs. 4 y 5)

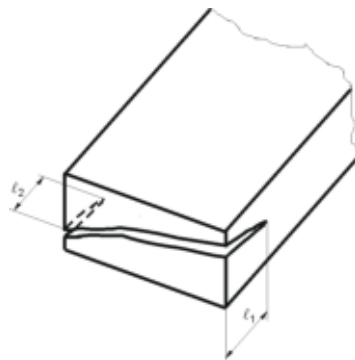


Figura 4 – Grieta (Fisura no pasante)

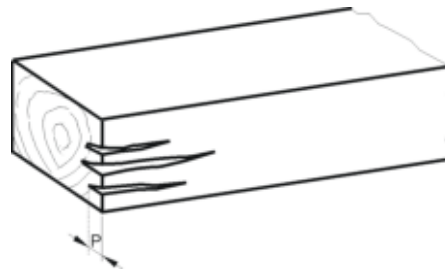


Figura 5 – Rajadura (Fisura pasante)

Las fisuras no pasantes que no penetran más que la mitad del espesor pueden ser ignoradas. En el caso de fisuras del mismo tipo, se debe considerar la suma de sus longitudes.

3.6) Alabeos

En todos los casos los alabeos se expresan en milímetros. Se distinguen los alabeos siguientes.

3.6.1) Combado y encorvado. Para las flechas de cara y de canto se registra la deformación mayor (d) que exista en un largo (L) de 2,0 m con respecto al eje longitudinal. Para piezas con longitud menor a 2,0 m se registra la deformación existente en todo el largo de las mismas.

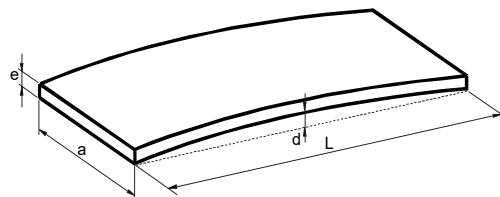


Figura 6 – Combado

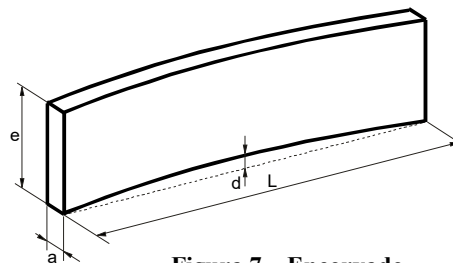


Figura 7 – Encorvado

3.6.2) Revirado. Se mide como la deformación máxima (d) de la superficie sobre un largo (L) de 2,0 m de la pieza. (fig. 8)

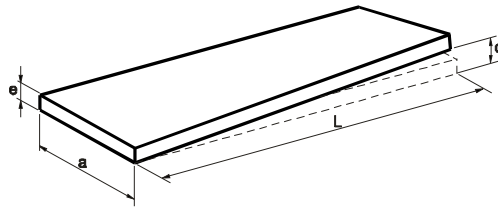


Figura 8 – Revirado

3.6.3) Abarquillado. Se mide como la deformación máxima (c) sobre el ancho (a) de la pieza. (fig. 9)

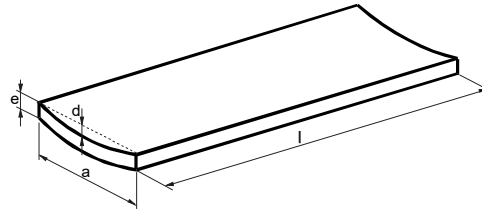


Figura 9 - Abarquillado

3.7) Arista faltante. Se registra el mayor ancho de arista faltante transversal y perpendicularmente al eje de la pieza y se expresa como una fracción decimal del ancho de la cara y el canto donde aparece. (fig. 10)

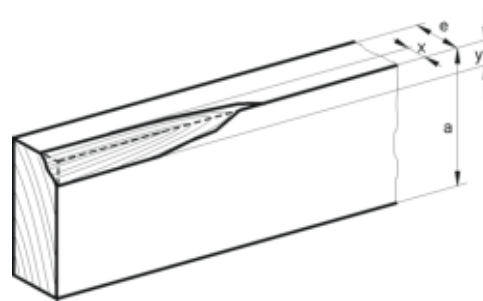


Figura 10 – Arista faltante

3.8) Ataques biológicos

Se registra cualitativamente la presencia de zonas atacadas por hongos destructores de la madera, causantes de pudrición, y por hongos cromógenos, causantes de azulado y enmohecimiento.

Se registra la presencia de orificios originados por ataques de insectos. El ataque se expresa por la medida del diámetro mayor, expresado en milímetros.

3.9) Madera de reacción (Ver IRAM 9560)

La madera de reacción se registra en su zona de mayor longitud transversal sobre las caras de la pieza donde se manifiesta y perpendicularmente al eje de la pieza. Se expresa como una

fracción decimal del ancho de la cara y del canto donde aparece.

4.2.3- Las uniones

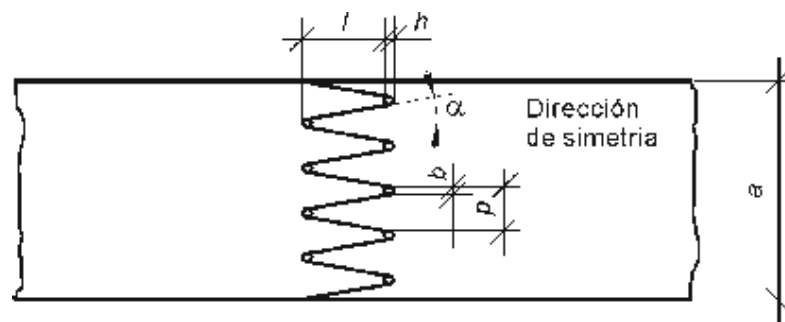
Las tablas se empalman mediante uniones “Finger-Joint”, que permiten recuperar piezas relativamente cortas y homogeneizar secciones de madera valiosa.

La temperatura de la madera en esta etapa debe ser igual o mayor que 15° C. El largo de los dientes de empalme efectivo es de 15 mm, ejerciendo sobre la unión una presión mínima del orden de los 20 bar.

No hay diferencia entre los dientes tipo finger-Joint, para paneles y para madera laminada estructural. La mayor diferencia está en el equipamiento. La tendencia actual es trabajar con dientes de un largo cercano a los 12 a 15 mm. Operativamente los dientes para madera laminada estructural debe ser autoblocantes y tener en el extremo un “escape” para el adhesivo. Este pequeño “vacío” en el extremo del diente, necesario para trabajar con presiones altas, a veces se ve como un inconveniente en los paneles, obligando a masillar el hueco. La mayor diferencia del proceso, es el prensado. En las fábricas de paneles, los listones se prensan contra un tope. En una fábrica de madera laminada encolada se utilizan prensas rítmicas, que permiten hacer tablas de largo ilimitado.

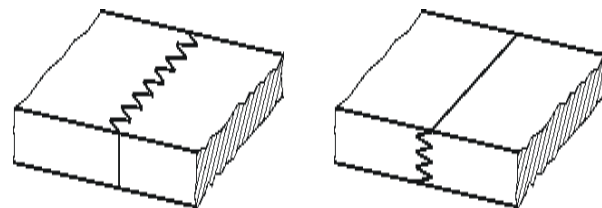
Se acoplan con la cepilladora de las tablas que pasan inmediatamente a una zona de reposo para el curado de las uniones y la nivelación higroscópica y térmica.

El control en esta etapa consiste en la verificación en el laboratorio de la planta, de la correcta ejecución y resistencia de acuerdo a normas de las juntas empalmadas.



Referencias:

l	largo de la unión
a	ancho total
p	paso del diente
b	ancho del fondo del diente
h	holgura de la unión



α ángulos de los flancos
 $v = b/p$ grado de debilitación
 $\beta = h/l$ juego de unión relativo



Tallado del Fringer-Joint



4.2.3.1- Uniones de extremos entre las láminas (normas IRAM 9660-1)

1) Elaboración

1.1) Para conformar láminas de largo mayor que el largo de piezas de madera aserrada clasificada, éstas se deben empalmar por uniones dentadas, de acuerdo con los requisitos de esta norma y de la IRAM 9661.

1.2) El tipo de adhesivo debe ser el indicado en el capítulo 5; el proceso de encolado de las uniones de extremos debe cumplir los requisitos indicados en el capítulo 6 y en la IRAM 9661.

2) Unión de extremo dentada

2.1) La orientación del ensamble puede ser cualquiera de los dos tipos siguientes:

- a) orientación perpendicular: el perfil de los dientes aparece sobre la cara de la pieza;
- b) orientación paralela: el perfil de los dientes aparece sobre el canto de la pieza.

2.2) La unión dentada debe tener las características indicadas en la IRAM 9661.

3) Distancia de las uniones dentadas

3.1) Elementos laminados encolados formados por láminas fabricadas con una pieza en su ancho.

- ✓ **Medición de la distancia entre uniones.** En elementos laminados encolados formados por láminas fabricadas con una pieza en su ancho, la distancia entre uniones dentadas se determina midiendo la distancia entre sectores similares de uniones de láminas adyacentes, según una dirección paralela a los ejes longitudinales de las láminas individuales (ver figura 1).
- ✓ **Distancia de las uniones.** Se deben evitar las concentraciones de uniones dentadas. A continuación se describen las distancias entre uniones de extremos, de acuerdo con el uso del elemento laminado:
 - a) uniones dentadas de elementos traccionados: la distancia entre uniones de extremos ubicadas en una misma lámina o en láminas adyacentes, debe ser igual o mayor que 120 mm.
 - b) uniones dentadas de elementos comprimidos: no se restringe la distancia entre uniones de extremos existentes en una misma lámina o en láminas adyacentes.
 - c) uniones dentadas de elementos flexionados: para láminas ubicadas en la zona comprendida dentro de 1/4 de la altura desde el borde traccionado y que en todo caso comprende como

mínimo 2 tablas, se aplica el requisito establecido en a). Para aquellas de zonas comprimidas y del resto de la zona traccionada, más cercana al eje neutro, se aplica el requisito establecido

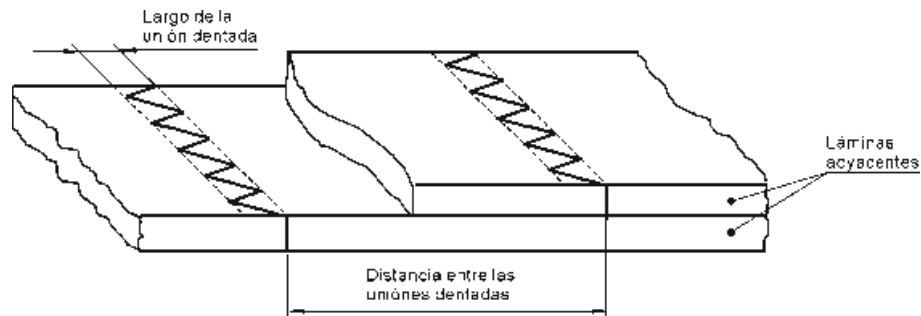


Figura 1 - Distancia entre uniones de extremos en un elemento con una pieza en el ancho

3.2) Elementos laminados encolados formados por láminas constituidas por dos o más piezas unidas por su canto

En elementos laminados formados con láminas constituidas por dos o más piezas unidas por sus cantos (ver figura 2), las distancias entre las uniones dentadas que aparecen en una misma lámina y en láminas adyacentes, deben ser mayores que 120 mm.

4) Requisitos de las propiedades mecánicas de las uniones dentadas

Las uniones dentadas deben cumplir los requisitos de resistencia a flexión indicados en la norma IRAM 9661 (ver también el anexo A de esta norma).

5) Uniones de canto

5.1) General. Las uniones de canto no requieren de encolado, excepto cuando corresponden a piezas que se diseñan específicamente considerando solicitaciones paralelas a las caras de las láminas (laminación vertical) y en aquellas en las cuales, a juicio del proyectista, las tensiones efectivas lo justifiquen.

5.2) Uniones de canto encoladas. Para este caso no existe restricción respecto a la distancia entre uniones de canto encoladas del mismo tipo, ubicadas en láminas adyacentes.

5.3) Uniones de canto sin adhesivo. Cada unión de canto de elementos laminados horizontalmente, que no es encolada antes del proceso general de unión de láminas, debe distanciarse lateralmente de aquellas ubicadas en láminas adyacentes. Esta distancia, d , debe ser igual o mayor que el espesor neto común de las láminas (ver figura 3).

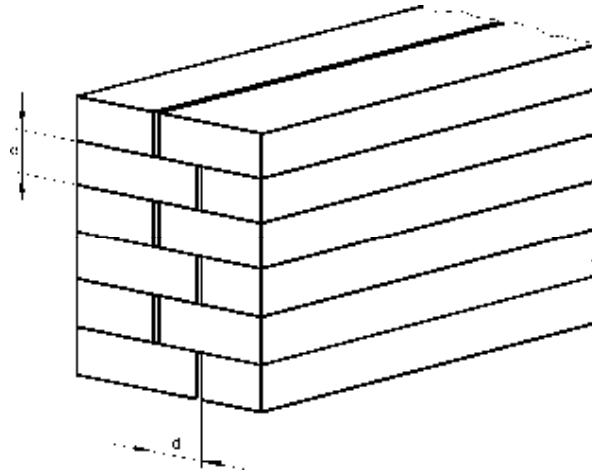


Figura 3 – Distancia entre uniones de canto sin adhesivo

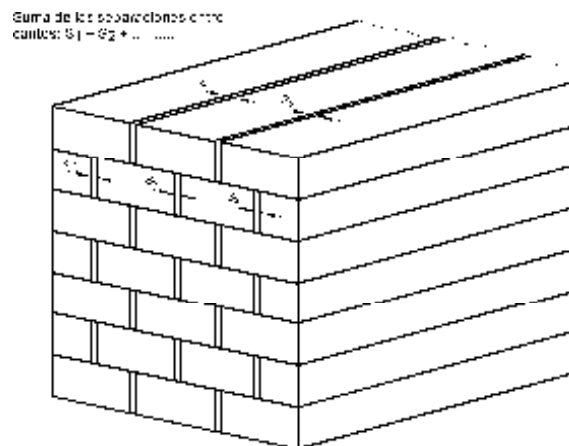


Figura 4 – Separaciones entre cantos (situación en la que no se utiliza adhesivo en la unión entre cantos)

Cuando las láminas se conforman con dos o más piezas de madera aserrada sin encolar sus cantos, se exige que la suma de las separaciones entre los cantos no exceda de los valores señalados en la tabla 1.

Tabla 1 - Separaciones máximas admisibles entre cantos de elementos laminados horizontalmente (ver figura 4)

Ancho del elemento laminado, a (mm)	Suma de las separaciones entre canto para láminas (mm)	
	Zona externa	Zona interna
$a \leq 250$	6	10
$250 < a \leq 300$	6	12
$300 < a \leq 380$	6	19
$a > 380$	6	Extrapolar linealmente

Si el elemento laminado, fabricado con láminas conformadas por varias piezas no unidas por sus cantos, se debe usar en la intemperie, será necesario rellenar la separación de los cantos de las dos láminas exteriores desde cada borde, mediante un sellador o parche de madera.

4.2.4- Cepillado de las láminas

Este proceso busca eliminar las irregularidades y preparar las caras de las láminas para su encolado. La maquina que se utiliza en este proceso es la perfiladora. Durante el proceso de madera deberá estar a una temperatura superior a los 15° C. Según el tipo de perfil a conseguir el cepillado tendrá unas características u otras que vienen definidas en la normativa.



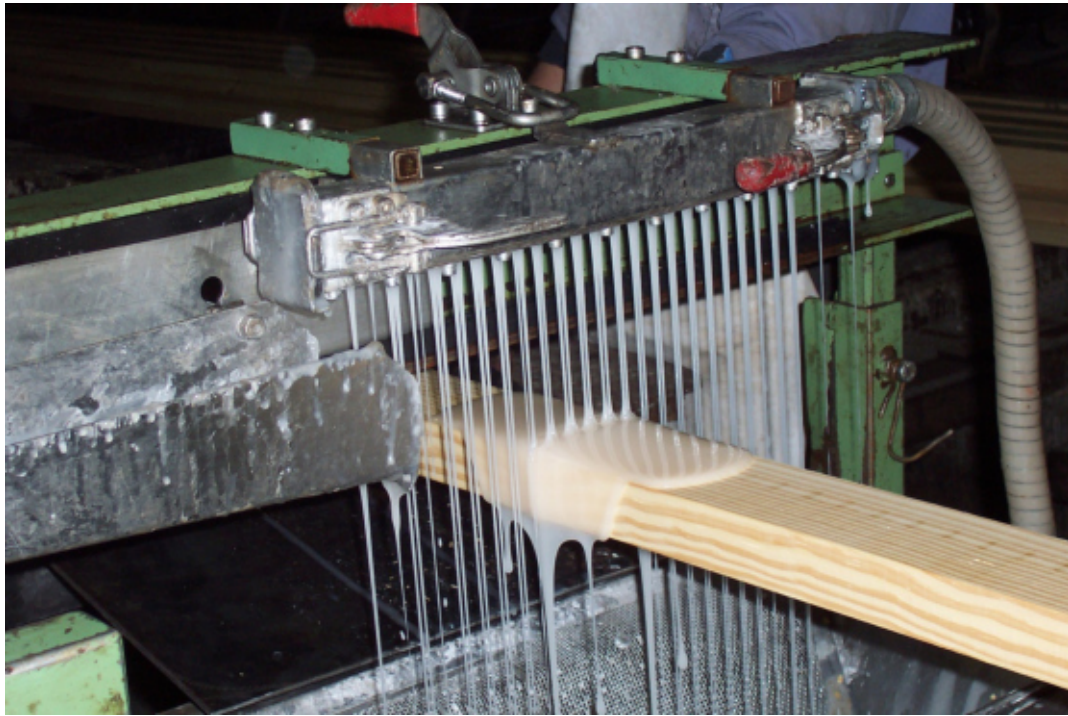
Cepilladora de 4 caras.



4.2.5- El encolado

El encolado se realizara siguiendo las recomendaciones del fabricante pudiéndose utilizar dos métodos de aplicación: por rodillos o por extrusión. El encolado por rodillos aplica el adhesivo por las dos caras de una pesada. El encolado por extrusión, solo aplica cola en una cara dejando a la aplicación de la presión en reparto de cola entre las láminas. Este último sistema es el más utilizado por ser más rápido.

Para la aplicación de la cola la superficie de los dientes debe quedar cubierta de cola en su totalidad, lo que se puede comprobar cuando tras su puesta en presión la cola rebose por sus cuatro caras. Para la aplicación de la cola es necesario conocer la humedad de la madera para que sea compatible con la cola y para que sea homogénea en las distintas piezas; esta diferencia de humedad entre las piezas no puede superar el 5%. El ensamblado se debe realizar antes de 24 horas después del cepillado, ya que los cambios superficiales de las láminas pueden provocar una adherencia deficiente. Es recomendable utilizar colas de polimerización rápida con el fin de lograr un manejo rápido de las piezas en los procesos posteriores.



Encolado

4.2.5.1- Aplicación del adhesivo (norma IRAM 9660-1)

- *La mezcla de adhesivo se debe aplicar uniformemente sobre las superficies de las láminas en una cantidad adecuada. La cantidad y el esparcido del adhesivo en el proceso se deben evaluar de acuerdo con lo indicado en el anexo A de esta norma y al ensayo descrito en la IRAM 9660-2. En todos los casos se deben respetar las recomendaciones del fabricante del adhesivo.*
 - *No se deben usar adhesivos para los cuales haya expirado la vida útil de almacenamiento o la vida útil de la mezcla, períodos éstos especificados por el fabricante del adhesivo.*
 - *La temperatura de la mezcla debe determinarse con la suficiente frecuencia a fin de asegurarse que la vida útil de la mezcla del adhesivo no ha sido sobrepasada.*
 - *La temperatura de la madera en el momento de aplicar el adhesivo, debe ser igual o mayor a 15 °C o la que especifique como mínima el fabricante del adhesivo usado.*
 - *En función de la temperatura de la madera y del ambiente deben aplicarse ajustes en el tiempo de ensamblado, esparcido y condiciones de fraguado.*
- La eficacia de estos ajustes quedará demostrada en los ensayos requeridos en el apartado 9.4.
- *No se permite el encolado de dos paquetes madurados para conformar un elemento homogéneo (ver también 9.5.3.6).*

4.2.5.2- Eficacia del encolado

El encolado debe cumplir con lo indicado a continuación.

- **Uniones con adhesivos de uso exterior.** Para evaluar la eficacia del encolado con adhesivos de uso exterior en el control diario de la producción por parte del fabricante, se debe realizar ó el ensayo de delaminación conforme al procedimiento 1, ó el ensayo de cizallamiento en las líneas de encolado, de acuerdo con el anexo A de esta norma y con la IRAM 9660-2.

En el control por parte de una entidad externa se debe realizar el ensayo de delaminación conforme al procedimiento 1, de acuerdo al anexo A de esta norma y con la IRAM 9660-2.

Para que los resultados sean aceptables en el ensayo de delaminación, la longitud total de juntas delaminadas en ambas secciones transversales de la probeta debe ser menor o igual al 4% del largo total de juntas encoladas en las mismas secciones.

En el caso que el porcentaje esté comprendido entre el 4% y el 8%, se debe hacer otro ciclo de inmersión y secado completo, como se indica en la IRAM 9660-2 y el resultado final, considerando los dos ciclos, no debe exceder el 8%.

El porcentaje de delaminación de una junta individual en ningún caso debe sobrepasar el 40%.

Para que los resultados sean aceptables en el ensayo de cizallamiento en las líneas de encolado, se deben cumplir con los valores mínimos de rotura por madera en función de la resistencia al cizallamiento (f_v) que se indican en la tabla 2. Para una línea de encolado sólo se aceptan valores de resistencia al cizallamiento (f_v) menores que 6 N/mm² si el porcentaje de rotura por madera es del 100%.

Tabla 2 – Valores mínimos de rotura por madera en función de la resistencia al cizallamiento (f_v)

	Para el promedio de la probeta			Para cada línea de encolado		
	6	8	≥ 11	Hasta 6	8	≥ 10
f_v (N/mm ²)	6	8	≥ 11	Hasta 6	8	≥ 10
Rotura por madera (%)	90	72	45	100	74	20

- **Uniones con adhesivos de uso interior.** Para evaluar la eficacia del encolado con adhesivos de uso interior, tanto en el control diario de la producción por parte del fabricante como en el control por parte de una entidad externa, se debe realizar el ensayo de delaminación de acuerdo con el procedimiento 2, ó el ensayo de cizallamiento en las líneas de encolado, de acuerdo con el Anexo A de esta norma y con la IRAM 9660-2.

Para que los resultados sean aceptables en el ensayo de delaminación, el largo total de juntas

delaminadas en ambas secciones transversales de la probeta debe ser menor o igual al 10% del largo total de juntas encoladas en las mismas secciones.

El porcentaje de delaminación de una junta individual en ningún caso sobrepasará el 40%.

Para que los resultados sean aceptables en el ensayo de cizallamiento en las líneas de encolado, se deben cumplir los valores mínimos de rotura por madera en función de la resistencia al cizallamiento (f_v) que se indican en la tabla 2. Para una línea de encolado solo se aceptarán valores menores a 6 N/mm^2 para la resistencia al cizallamiento (f_v) si el porcentaje de rotura por madera es del 100%.

- Los ensayos deben realizarse en probetas fabricadas con las temperaturas máximas y mínimas habituales en la fábrica, durante el proceso de fabricación.

4.2.6- El prensado

El prensado debe efectuarse en un local cerrado con control y registro continuo de las condiciones ambientales. Es necesario que se mantenga la presión requerida hasta que termine completamente la polimerización del adhesivo. El tiempo de prensa varía según el tipo adhesivo, temperatura y la hidrometría ambiental.

Es muy importante que la presión sea constante sobre todo el elemento a fabricar, verificando la repetición homogénea de la presión en la superficie de las tablas. La temperatura normal del talle debe ser de 15° C .

La presión se debe realizar en la dirección paralela a la fibra; para longitudes de dientes mayores a 25mm será de entre 2 y 5 N/mm^2 y para longitudes inferiores será de entre 5 y 10 N/mm^2 . Si se sobrepasan estos valores pueden aparecer fisuras en las zonas mecanizadas que inutilizan la pieza, según las especificaciones de la normativa.

El tiempo de presión mínimo a la presión máxima será de dos segundos. Los empalmes conseguidos deberán conseguir resistencias equivalentes a las de la madera para poder ser admitidos.

Un error frecuente es separar demasiado las prensas, lo que se traduce en una menor capacidad para ejercer presión global, y acarrea una segunda consecuencia muy negativa que se traduce en presiones localizadas en forma intermitente. El resultado final es una baja resistencia general de las vigas curvas, la separación excesiva entre prensas dificulta el ajuste del paquete de tablas al perfil de los moldes resultando en piezas con perfiles abollados.

Las piezas encoladas deben ser tratadas con cuidado a la salida de las prensas, evitando los golpes y esfuerzos de flexión o torsión depositarlas por un lapso de 6 a 6 días, en sitio con

temperatura similar al de la zona de encolado donde se pueden curar las líneas de cola y eliminar lentamente las tensiones internas y la humedad agregada por el solvente del adhesivo.



Prensas

4.2.6.1- Prensado (norma IRAM 9660-1)

1) **Presión.** Se deben considerar las especificaciones del fabricante del adhesivo, pero la presión aplicada en las líneas de encolado debe ser de 0,6 MPa, como mínimo, para láminas de espesores menores o iguales a 35mm, y de 1,0 MPa para espesores mayores. En el caso de láminas de *Eucalyptus grandis*, los valores anteriores deben incrementarse en un 30%. En ningún caso la presión aplicada debe superar la tensión límite en compresión normal a las fibras para la madera usada

2) **Aplicación de la presión.** La presión se debe aplicar mediante prensas diseñadas de modo que aseguren una presión uniforme sobre las caras de las láminas (ver anexo C). Se debe mantener la presión aplicada durante un período de tiempo que asegure un estrecho contacto entre las láminas y una película continua de adhesivo. Este período depende de las condiciones ambientales que existan durante el prensado.

Para alcanzar una presión uniforme en el prensado, se debe tener en cuenta que se debe aplicar la fuerza en el punto medio del ancho de la viga, como se observa en el corte A-A de la figura 5.

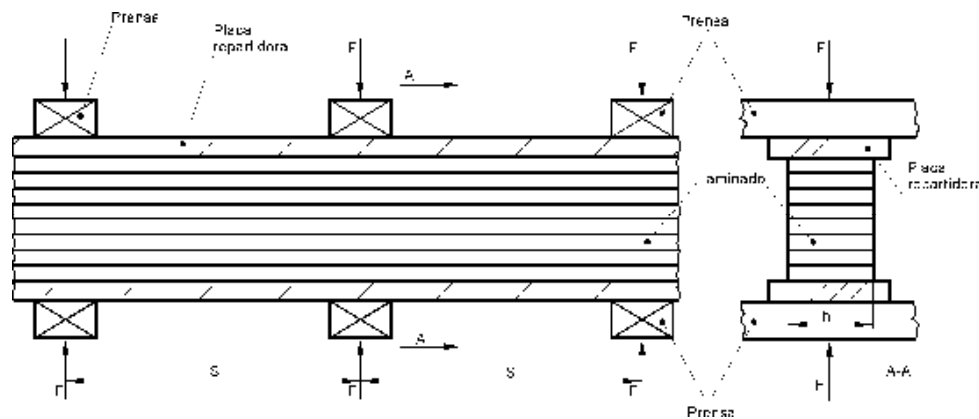


Figura 5 – Distancia entre prensas

3) Prensas.

3.1) Para elementos rectos, las superficies de las prensas deben diseñarse de modo que ellas tengan, como mínimo, igual ancho que las láminas a prensar. La distancia S de las prensas debe ser igual al doble de la suma del espesor de la prensa, más el espesor de la placa de repartición, más el espesor de la primera lámina del elemento laminado (ver figura 5). Se recomienda en general que la distancia entre prensas no exceda 0,40 m, salvo que se pueda demostrar que la distribución de las tensiones de prensado es uniforme.

3.2) Las placas de distribución de presión deben ir a cada lado del elemento de prensa. Si esta placa es de madera, el espesor de ellas debe ser al menos $1/7$ de la distancia definida entre prensas.

3.3) No se acepta la colocación de clavos en la zona estructural del elemento, como reemplazo de las prensas.

3.4) Después de extraer el elemento de las prensas y cepillar sus caras, todas las líneas de encolado deben aparecer esencialmente continuas.

3.5) Para elementos curvos, la distancia entre prensas debe ser menor que para elementos rectos. Las prensas se deben disponer con un radio de curvatura R_1 menor que el radio R de la estructura que se lamina, tal que:

$$R_1 = k \cdot R \quad \text{con } k = 1 - \frac{1}{n^2} \text{ en donde } n \text{ corresponde al número de láminas.}$$

En este caso también se deben usar placas de distribución de presión, una a cada lado del elemento en prensa, en lo posible continuas.

3.6) Cuando la altura del elemento a laminar exceda el ancho de la cepilladora de la planta, se debe laminar un paquete con la medida máxima compatible con la maquinaria, el que una vez madurado se cepilla. Posteriormente se le adicionan las láminas necesarias para completar la altura, las que se cepillarán con una herramienta portátil.

4.2.7- Terminaciones y trazado

A posteriori deben eliminarse de las piezas los cordones y chorreadura de cola, cepillarlas y también corlarlas al largo adecuado, trozarlas en secciones más pequeñas, conformarlas y preformarlas, en un área de la planta dispuesta especialmente para estas tareas. En general este sector es el que ocupa mayor superficie, y cuenta con la mayor luz libre entre apoyos. Es también el que cuenta con el personal de mayor habilidad y con el mejor conocimiento de las operaciones de obra. Este sector está equipado con máquinas fijas pensadas para el cepillado y trozado, y una gran cantidad de equipamiento portátil tal como cierras circulares a cadena, garlopas y perforadoras.

La máquina más importantes de este sector, y probablemente de toda la planta, es la cepilladora de vigas. Es habitualmente una máquina que combina la acción de un cepillo y una garlopa y permite maquinar dos caras en una sola pasada. El ancho de la boca varía entre 1.40 y 2.40 mts. Está habitualmente montada sobre un plato rotatorio para evitar barrer amplias zonas laterales durante la pasada de piezas curvas.

Las máquinas portátiles específicas para terminaciones de vigas y arcos de madera laminada encolada son en general bastantes caras y es común encontrar en la mayoría de las plantas un cierto grado de inteligente adaptación de herramientas comunes.

Es este el sitio de la planta donde se ajustan los herrajes, los conectores y donde se arreglan algunas imperfecciones superficiales, se matan los canitos y las aristas, y eventualmente se aplican producción de preservación superficial.

4.2.7.1- Marcado, rotulado y embalaje (Norma IRAM 9660-1)

La madera laminada encolada estructural se debe marcar con las indicaciones siguientes:

- a) De acuerdo con el ambiente en que se utiliza
- b) la identificación del material;
- c) el nombre, marca comercial u otro tipo de identificación de la fábrica;
- d) la mención de esta norma (IRAM 9660-1);
- e) la especie de madera con que se elaboró.
- f) el grado de resistencia del elemento estructural y si es homogéneo o combinado;
- g) la aclaración que es apto para uso interior o exterior, según corresponda;
- h) la clase según su aspecto;
- i) uso estructural del elemento (viga, columna, elemento traccionado, etc.) e indicación del borde comprimido en aquellos destinados a la flexión;
- j) el número de lote o de partida de fabricación.
- k) Lo que indiquen las reglamentaciones vigentes.

El marcado debe ser indeleble o resistente a la humedad. La ubicación de la marca debe ser tal que no afecte el aspecto del elemento.

Se recomienda la colocación de una leyenda adicional a la marca o un rotulado, a fin de que a través de él se pueda incluir: acabado superficial o tratamiento superficial, número de orden, o cualquier otra información relevante.

4.2.8- Acarreos y Movimientos.

Es habitual contar con autoelevadores de carga frontal o lateral para las operaciones de acarreo entre el secadero y el sector de preparación de tablas, y de un puente grúa en los sectores de encolado y la terminación y despacho. Eventualmente pero con ciertas limitaciones es posible arreglarse con autoelevador de carga lateral de mediano porte y caballetes de rodillos junto con caballetes rodantes.

La dimensión final sobre la dimensión de la planta depende fundamentalmente de la mayor dimensión de las piezas que se desee fabricar. Las condiciones del tipo de transporte utilizado para llegar a obra es uno de los factores que acotan esta medida.

Habitualmente se trata por camión por la facilidad de llegar a casi todos los lados.



4.2.9- Control de calidad.

Los controles a realizar son muchos, tanto durante la fabricación como después de esta.

El fabricante deberá realizar control de las láminas (especie de madera, dimensiones de la sección, contenido de humedad, clasificación, ensamblado, calidad de la superficie de las láminas cepilladas y temperatura durante el encolado), control del encolado (Condiciones higrotérmicas del aire del local, características de la cola y calidad del encolado) y control del producto terminado (se suelen realizar una o varias piezas de las mismas características que las puestas en servicio para su ensayo hasta la rotura). El control de fabricación requiere dos ensayos mecánicos, control de uniones dentadas y esfuerzo cortante, para comprobar la integridad de las líneas de adhesivos, a los que se suma el ensayo de delaminación.

El ensayo de uniones dentadas consiste en someter a flexión las láminas empalmadas hasta rotura.

El ensayo de esfuerzo cortante busca conocer la resistencia al esfuerzo cortante de las líneas de cola en dirección paralela a las fibras.

El ensayo de delaminación consiste en someter las probetas obtenidas de la pieza a unas condiciones de vacío y presión que generen unas tensiones capaces de dar lugar atracciones perpendiculares a las fibras, lo suficientemente elevadas como para provocar la delaminación en zonas inadecuadamente encoladas.



Producto terminado



Vigas terminadas

3. PLAN DE NECESIDADES.

En el presente capítulo se desarrollará el plan de necesidades de la fábrica, el mismo consiste en determinar los espacios necesarios para poder realizar los trabajos en forma adecuada y así que las personas que trabajen en la misma lo hagan en buenas condiciones de seguridad y salud, los puntos en tener en cuenta para el correcto diseño de

Capítulo 5.

PLAN DE NECESIDADES.

- 1. Cantidad de materia prima a almacenar.
- 2. Espacio para el almacenamiento.
- 3. Espacio necesario para el proceso productivo.
- 4. Cantidad de empleados en el proceso productivo.
- 5. Cantidad de empleados administrativos.

La cantidad de materia prima almacenada.

La madera utilizada llega ya secada (por otra empresa) por lo que se recomienda almacenarla en un local climatizado para mantener su humedad entre el 8 y el 13%, en nuestra zona la humedad es aproximadamente del 13%, la madera viene en paquetes de aproximadamente 1,5 m x 0,5 m x 3 m de largo, en cada paquete viene alrededor de 361 unidades de 1" x 2", 247 unidades de 1" x 3" y 190 unidades de 1" x 4".

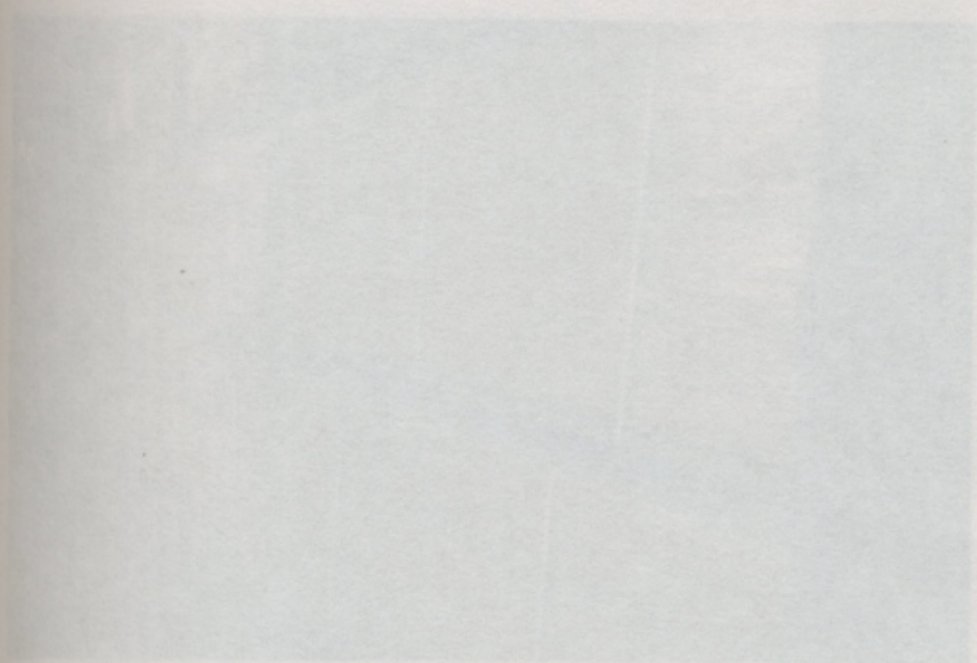


Figura prima

5- PLAN DE NECESIDADES.

En el presente capítulo se desarrollara el plan de necesidades de la fábrica, el mismo consiste en determinar los espacios necesarios para poder realizar los trabajos en forma adecuada y para que las personas que trabajen en la misma lo hagan en buenas condiciones de seguridad y confort, los puntos en tener en cuenta para el correcto diseño de la fábrica son:

- 1- Cantidad de materia prima a almacenar.
- 2- Espacio para realizar el proceso de fabricación.
- 3- Espacio necesario para el almacenamiento de productos terminados.
- 4- Cantidad de empleados en el proceso productivo.
- 5- Cantidad de empleados administrativos.

5.1- Cantidad de materia prima almacenada.

La madera utilizada llega ya secada (por otra empresa) por lo que se recomienda almacenarla en un local climatizado para mantener su humedad entre el 8 y el 15%, en nuestra zona la humedad es aproximadamente del 13%, la madera vienen en paquetes de aproximadamente 1m x 0.5 m x 3m de largo, en cada paquete viene alrededor de 361 unidades de 1''x2'', 247 unidades de 1''x3'' y 190 unidades de 1'' x 4''.



Materia prima

Tenemos que disponer de un local con una capacidad tal que podamos almacenar materia prima para 2 meses de trabajo (50 días), la producción es de 36 vigas de 12 m de largos por día, de distintas escuadría.

Las escuadrías de las vigas más usadas en el mercado y el porcentaje de producción de cada uno de ellas es de.

- ✓ 25% de vigas de 2'' x 6''
- ✓ 60% de vigas de 3'' x 6''
- ✓ 8% de vigas de 3'' x 8''
- ✓ 7% de vigas de 4'' x 10''

También se hacen vigas de otras dimensiones pero las mismas se fabrican solo a pedido.

Existe una tabla que nos permite determinar el volumen de madera necesario para cada escuadría.

Equivalencia de un metro lineal en pie cuadrados

(Ejemplo: 1m de 1''x 12''=3.28 pie²)

De	1''	1 ½''	2''	3''	4''	5''	6''	7''	8''	9''	10''	11''	12''
½''	0.137	0.205	0.273	0.41	0.547	0.683	0.82	0.957	1.083	1.23	1.367	1.50	1.64
¾''	0.205	0.307	0.41	0.615	0.82	1.025	1.23	1.435	1.64	1.846	2.05	2.256	2.46
1''	0.273	0.41	0.547	0.82	1.083	1.367	1.64	1.91	2.187	2.46	2.733	3.01	3.28
1 ½''	0.41	0.615	0.82	1.23	1.64	2.05	2.46	2.87	3.28	3.69	4.10	4.51	4.92
2''	0.547	0.82	1.093	1.64	2.187	2.733	3.28	3.827	4.373	4.92	5.467	6.013	6.56
3''	0.82	1.23	1.64	2.46	3.28	4.10	4.92	5.74	6.56	7.38	8.20	9.02	9.84
4''	1.093	1.64	2.187	3.28	4.373	5.467	6.56	7.653	8.747	9.84	10.93	12.03	13.1
5''	1.367	2.05	2.73	4.1	5.467	6.883	8.2	9.567	10.93	12.3	13.67	15.03	16.4
6''	1.64	2.46	3.28	4.92	6.56	8.20	9.84	11.48	13.12	14.76	16.40	18.04	19.7

Tabla 1

El número de vigas de madera terminadas de cada una de las escuadrías para un día de trabajo (36 vigas) será (esta cantidad es un promedio porque lo normal es manejar escuadrías similares en las prensas):

- ✓ 9 vigas de 12 m de largo de 2 x 6''
- ✓ 22 vigas de 12 m de largo de 3 x 6''
- ✓ 3 vigas de 12 m de largo de 3 x 8''
- ✓ 2 vigas de 12 m de largo de 4 x 10''

Con la tabla 1 podemos obtener los pie² necesario de madera para cada una de las vigas, en nuestro caso para un día de trabajo necesitamos 2151.6 pie² de madera para las 36 vigas de 12 m de largo.

Para los 2 meses de trabajo obtengo un cantidad igual a 96822 pie² de madera a este valor le tenemos que agregas un 15 % por madera de mala calidad y otro 15 % por desperdicios, esto nos da un valor de 125868.6 pie² de madera. El volumen total de madera que tengo que almacenar es de 297 m³.

Por lo tanto necesitamos un total de 51209.80 tablas de maderas esto quiere decir 208 paquetes, para poder almacenar esa cantidad de materia prima necesito un espacio de **10 m x 25 m**.

5.2- Espacio para realizar el proceso de fabricación.

El proceso de fabricación fue desarrollado en el capítulo 5, el mismo explica las distintas etapas que sigue la madera hasta terminar siendo una viga de madera laminada encolada, teniendo en cuenta lo anterior, determinamos los espacio necesario para realizar dichas tareas, la misma se puede realizar en un espacio de 25 m x 50 m, en este mismo espacio se encuentra el almacenamiento de las vigas de maderas terminadas.

5.3- Espacio necesario para el almacenamiento del producto terminado.

El espacio necesario para almacenar 8 días de producción es decir 288 vigas de madera x 12 de largo, con un volumen de madera de 40.8 m³ es de 20 m x 20 m, el mismo se encuentra dentro de la fábrica propiamente dicha.

5.4- Cantidad de empleados en el proceso productivo.

En este punto determinaremos la cantidad de empleados necesario para realizar la producción de las vigas, este dato nos sirve para ver las dimensiones que tendrán los estacionamiento, los baños, el comedor, etc.

La cantidad de empleados para cada tarea serán:

- ✓ Una persona para la recepción de materia prima, el marcado, rotulado y embalaje.
- ✓ Dos personas para la clasificación de las tablas
- ✓ Una persona para la realización de las uniones
- ✓ Una personas para el cepillado de las láminas
- ✓ Una persona para el encolado de las tablas
- ✓ Dos personas para el prensado de las vigas
- ✓ Dos personas para el cepillado final de las vigas
- ✓ Dos personas para el corte final de las vigas
- ✓ Una persona para el acarreo y movimiento de las vigas terminadas

Necesito un total de 13 personas para la realización de las 36 vigas por día, este valor voy a tener en cuenta para el dimensionado de los puntos antes citados.

5.5- Cantidad de empleados administrativos.

La cantidad de personas que trabajaran en la sección administrativa para el correcto funcionamiento de la fábrica serán:

- ✓ Una persona encargada de la compra y control de la materia prima y además de las ventas del producto terminado que entra y salen del predio.
- ✓ Administrativo del personal
- ✓ Una persona para atención al público
- ✓ Un gerente general

Se necesita un total de 4 (cuatro) personas para la administración de la misma, con este valor se dimensionará las oficinas necesarias para que los mismos trabajen en buenas condiciones.

5.6- Diseño de los distintos sectores de la fábrica.

Una vez calculada la cantidad de personas que estarán trabajando en la fábrica se procedió con el diseño de la misma, la fábrica consta de 6 sectores (Ver plano N° 1).

El primer sector es el de acopio de materia prima, que es un galpón de 12.10 m x 25 m, el mismo es de mampostería de ladrillo cerámico de 20 cm de espesor hasta la altura del techo y el techo es de chapa tipo Panel Plac sobre estructura metálica, el mismo cuenta con ventilación natural mediante ventanas y posee instalaciones contra incendio e iluminación.

El segundo sector es el galpón donde se realiza el proceso de fabricación y almacenamiento de las vigas de madera, el mismo es de 25 m x 50 m es construido con paredes de ladrillo cerámico de 20 cm de espesor hasta los 3 m de altura luego el cerramiento lateral es de chapa, cada dos paños de chapa tipo Panel Plac va un paño de chapa translúcida, el techo es de chapa tipo Panel Plac sobre estructura de vigas laminadas encoladas, fue utilizado ese material como elemento estructural con el fin de usarlo como publicidad del producto que se estará fabricando en la misma.

El tercer sector son las oficinas las mismas cuentan con los distintos espacios:

- Hall de entrada
- Oficinas
- Sala de reuniones
- Gerencia
- Archivo

- Baño
- Cocina

Las mismas cuenta con todas las instalaciones necesarias tales como instalaciones cloacales, eléctrica, de agua y contra incendio.

El cuarto sector es el comedor, cocina, baño de mujer, baño de hombres, vestuario, los mismos son destinados para el uso de los empleados de la fábrica.

La cantidad de baños es acorde a la cantidad de empleados, según reglamento de edificación exige un baño cada 10 personas, en nuestro caso habrá trabajando 13 personas por lo que con dos baños estaría bien, pero teniendo en cuenta el crecimiento futuro de la misma se deja previsto un tercer baño, es decir que cuando la fábrica crezca el doble la cantidad de baños estarán cumpliendo con lo exigido por el reglamento de edificación.

La cocina y el comedor cuenta con una mesa para 12 personas, una heladera, una cocina, un microonda y una mesada con una pileta de cocina, la misma es pequeña porque no se utiliza para cocinar debido a que se cuenta con un servicio de vianda para los empleados.

Este sector es de mampostería con techo de viguetas y cuenta con todas las instalaciones necesarias.

El quinto sector son las cocheras las mismas son para uso exclusivo del personal, las dimensiones del mismo es de 6 m x 26 m, es un tinglado con techo de chapa sobre estructura metálica.

El sexto sector es la garita de seguridad, la misma es de 4 m x 4.5 m, con un alero de 1 m x 4.50 m cuenta con un baño y todas las instalaciones necesarias.

ENSAYOS DE SUELO

En este capítulo tratamos las características físicas y geomorfológicas del terreno recogido en el establecimiento de la fábrica. Se describen las tareas realizadas para conocer el comportamiento natural del suelo y las posibilidades que nos brinda su composición y distribución, como también su topografía.

Conociendo estos datos y calculados se puede establecer antes que nada la factibilidad de realizar la obra en su conjunto y en sus partes.

Según el proyecto y habria que escoger el tipo de suelo que se va a utilizar, el tamaño del predio y el diseño ya definido, calcular los movimientos de suelo y, de ser necesario, los préstamos a efectuar.

Capítulo 6.

ESTUDIO DE SUELO.

1.- Introducción

La naturaleza del suelo en la región, especialmente en los casos que tienen por origen la alimentación eólica, implica la existencia de suelos continuos, es decir interstratificados entre sí. De igual manera, este proceso no ha producido suelos de una densidad elevada. Sobre este elemento incide, cobra especial importancia el hecho de estar sujeto a la acción de cargas variables, generalmente producidas por las obras de edificación, las cuales para asegurar su estabilidad deben garantizar uniformidad en los asentamientos inevitables que todo movimiento de cargas genera sobre un terreno virgen y además una adecuada tensión de diseño para no superar las capacidades resistentes del mismo.

1.- Objetivo del trabajo experimental

El trabajo realizado tuvo por finalidad obtener toda la información de campo y luego su respectivo proceso en laboratorio, destinado a identificar el tipo de suelo de las capas superficiales, evaluar el grado de capacidad del suelo, determinar sus parámetros de resistencia al momento de aplicar las cargas relativas y proponer como conclusión las capacidades resistentes admisibles para proyectar el sistema de fundación de la obra.

1.- Trabajo de campo

En la realización del trabajo experimental se hicieron tres perforaciones en el terreno, con una profundidad de hasta 3.00 metros, destinada a permitir la ejecución del ensayo estándar penetración, auscultación en la estratigrafía del terreno y logrando de esta manera obtener probetas testigos intactas que luego se ensayarían en el laboratorio.

6 - ENSAYOS DE SUELO

En este capítulo trataremos las características físicas y geomorfológicas del terreno escogido para el establecimiento de la fábrica. Se describirán las tareas realizadas para conocer el comportamiento natural del suelo y las posibilidades que nos brinda su composición y distribución, como también su topografía.

Teniendo estos datos ya calculados se puede establecer antes que nada la factibilidad de ejecutar la obra en su conjunto y cada estructura en particular, ya que de no serlo sería inútil el proyecto y habría que escoger otra ubicación o modificar el mismo. Por último con la altimetría del predio y el diseño ya definido, calcular los movimientos de suelo y, de ser necesario, los préstamos a efectuar.

6.1 - Introducción

La naturaleza del suelo en la región, especialmente en los casos que tienen por origen la sedimentación eólica, implica la existencia de vacíos continuos, es decir intercomunicados entre si. De igual manera, este proceso no ha producido suelos de una densidad elevada. Sobre este elemento inerte, cobra especial importancia el hecho de estar sujeto a la acción de cargas gravitatorias, generalmente producidas por las obras de edificación, las cuales para asegurar su estabilidad deben garantizar uniformidad en los asentamientos inevitables que todo incremento de cargas genera sobre un terreno virgen y además una adecuada tensión de contacto para no superar las capacidades resistentes del mismo.

6.2 - Objetivo del trabajo experimental

El trabajo realizado tuvo por finalidad obtener toda la información de campo y luego su correspondiente proceso en laboratorio, destinado a identificar el tipo de suelo de las capas sub-superficiales, evaluar el grado de compacidad del suelo, determinar sus parámetros de corte, su valor soporte relativo y proponer como conclusión las capacidades resistentes admisibles para proyectar el sistema de fundación de la obra.

6.3 - Trabajo de campo

Para la realización del trabajo experimental se hicieron tres perforaciones en el terreno, con una profundidad de hasta 3.00 metros, destinada a permitir la ejecución del ensayo estándar de penetración, auscultación en la estratigrafía del terreno y logrando de esta manera obtener las probetas testigos inalteradas que luego se ensayarían en el laboratorio.

Su distribución en planta corresponde a un perímetro de la estructura existente, siendo ésta de forma regular, y con edificaciones linderas existentes.

De la información obtenida en el terreno se puede concluir que el mismo presenta una capa de alrededor de 0.50 metros de suelo vegetal inalterado identificado como OL. Debajo del mismo comienza un homogéneo manto de loes pampeano, identificado como ML, suelo inorgánico que en la zona se utiliza como material de relleno en compactaciones como también superficie de apoyo de cimentaciones superficiales.

El valor del índice de penetración para las muestras obtenidas a una profundidad de alrededor de 1.00 metro, en promedio oscila entre los 3 y 3.5 golpes, esto revela la presencia de un manto homogéneo de baja densidad, compatible con las obtenidas en laboratorio, que arrojaron una densidad húmeda promedio, reveladora de la estructura del suelo, de entre 1.24 t/m³. La humedad promedio obtenida en el terreno se situó en un 12%, valor éste que varía dentro de las capas del suelo pero que nos revela que en la situación actual, este suelo tiene compacidad de aproximadamente el 75 al 80% de la densidad PROCTOR normal. Se observa que es un suelo con un elevado valor de compresibilidad.

El valor del índice de penetración para las muestras obtenidas a una profundidad de alrededor de 2.00 y 3.00 metros, en promedio oscilaron entre 3 y 5 golpes, esto revela la presencia de un manto homogéneo de mayor resistencia a la penetración que el superior, las densidades obtenidas en laboratorio arrojaron una densidad seca promedio de 1.35 t/m³. La humedad promedio obtenida en el terreno se situó en una banda del 20% al 30%, creciente con la profundidad.

El valor del índice de penetración para las muestras obtenidas a una profundidad de alrededor de 3.00 metros es de 13 golpes, esto revela la presencia de un manto de mayor densidad que los anteriores. Las densidades obtenidas en laboratorio arrojaron una densidad húmeda promedio de 1.80 t/m³. La humedad promedio obtenida en el terreno se situó de un 19% a un 22%. No se ha detectado la presencia cercana del nivel freático.

6.4 - Trabajos de laboratorio

A los efectos de realizar los ensayos, todas las probetas que extrajimos in situ fueron identificadas secuencialmente. En el laboratorio determinamos la densidad húmeda γ_h y luego el porcentaje de humedad ω . Posteriormente se determinaron en la cámara triaxial los correspondientes valores de cohesión y fricción. Estos valores fueron compatibles con los resultados de identificación de la naturaleza del suelo, específicamente la ausencia de cohesión y un apreciable ángulo de fricción, que en el promedio se ubico en 13° para el manto

de profundidad -1.00 metro. El manto ubicado a una profundidad de -2.00 metros presenta iguales características de cohesión, pero el ángulo de fricción promedio es de 20° , bastante mayor al de la capa más superficial. Por último el manto ubicado a una profundidad de -3.00 metros el ángulo de fricción interna se reduce a 5° , y la cohesión alcanza un valor de 1.8 t/m^2 .

6.5 - Análisis de la información obtenida

Los resultados de los ensayos realizados, que se adjuntan a continuación, y la información relevante de los mismos, permiten proponer como valores de la Capacidad Portante a una profundidad de -1.00 metro del terreno natural para zapatas continuas una tensión de contacto de 0.248 Kg/cm^2 y para bases aisladas una tensión de contacto de 0.252 Kg/cm^2 . Estos valores sufren una apreciable diferencia, en este caso para profundidades de hasta -2.00 metros del terreno natural, para zapatas continuas una tensión de contacto de 0.622 Kg/cm^2 y para bases aisladas una tensión de contacto de 0.970 Kg/cm^2 valores estos superiores a los anteriores. Se recomienda ejecutar cimentaciones superficiales con una profundidad no mayor a los 2.00 metros.

6.6 - Conclusiones del trabajo experimental

De los datos que se han obtenido, que están incluidos en las planillas anexas, se observa que la capacidad resistente de los mantos sub-superficiales alcanza valores acordes a los normales en toda la región.

Teniendo en cuenta este resultado podemos afirmar que no tendremos inconvenientes en ninguna de las fundaciones requeridas por el proyecto, ya que no poseen cargas exorbitantes que puedan necesitar fundaciones especiales, debido a la inexistencia de grandes estructuras.

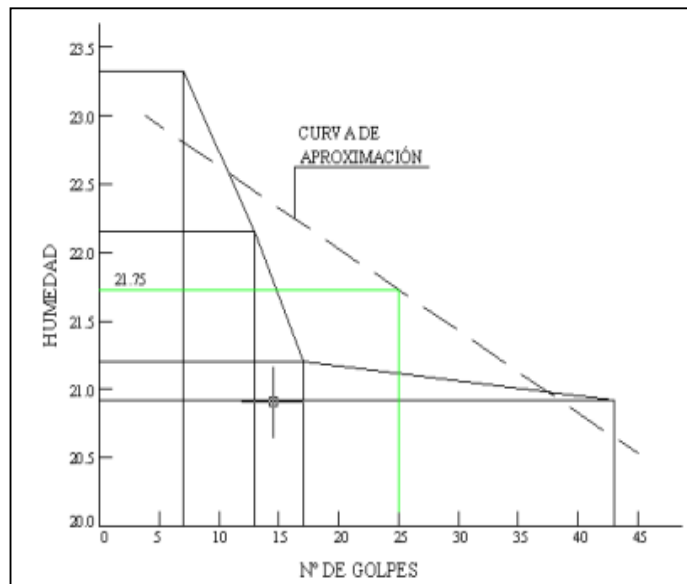
Para el cálculo estructural se tomará un coeficiente de seguridad de 3, asegurando que no se superará la capacidad portante del suelo, a la vez que no existirán asentamientos diferenciales que atenten contra la estabilidad de las estructuras.

Se incorporan todos los cálculos realizados en laboratorio en el Anexo B: Ensayos de suelo.

LIMITES DE ATTERBERG

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

Recipiente N°	1	2	3	4
Peso del Suelo Húmedo + Peso Recipiente	60,20	59,70	59,50	74,70
Peso del Suelo Seco + Peso Recipiente	50,00	50,00	50,60	63,30
Peso Recipiente	6,20	6,20	8,60	8,80
Peso del Agua	10,20	9,70	8,90	11,40
Contenido de Humedad	23,29	22,15	21,19	20,92
Peso del Suelo Seco	43,80	43,80	42,00	54,50
N° de Golpes	7,00	13,00	27,00	43,00



DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

Cotas (cm)	-300
Peso del Suelo Húmedo + Peso Recipiente	40,60
Peso del Suelo Seco + Peso Recipiente	38,50
Peso Recipiente	28,60
Peso del Agua	2,10
Contenido de Humedad	21,21
Peso del Suelo Seco	9,90

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Humedad Límite Líquido (H_{LL})	22,82
Humedad Límite Plástico (H_{LP})	21,21
Índice de Plasticidad = $H_{LL} - H_{LP}$	1,61

ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR (S.P.T.)**N° DE POZO 1**

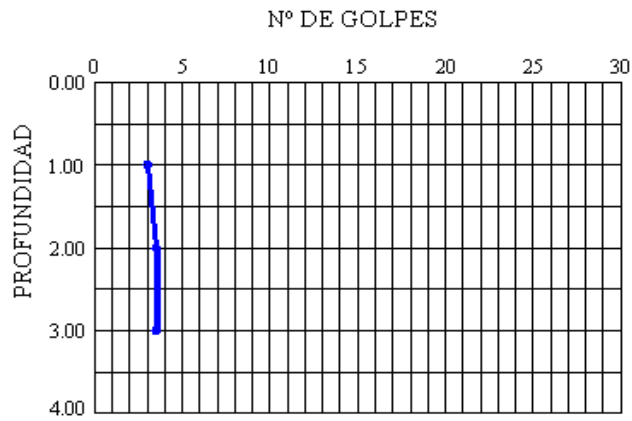
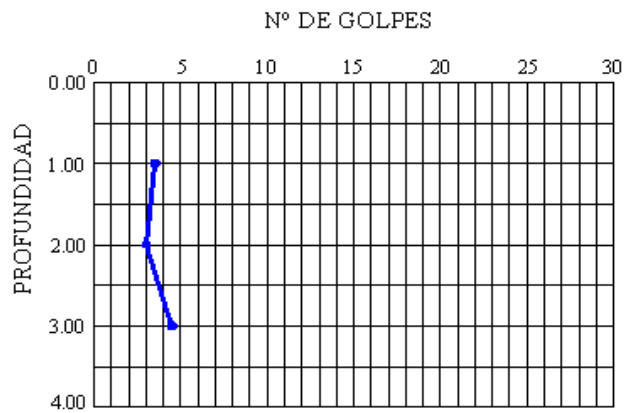
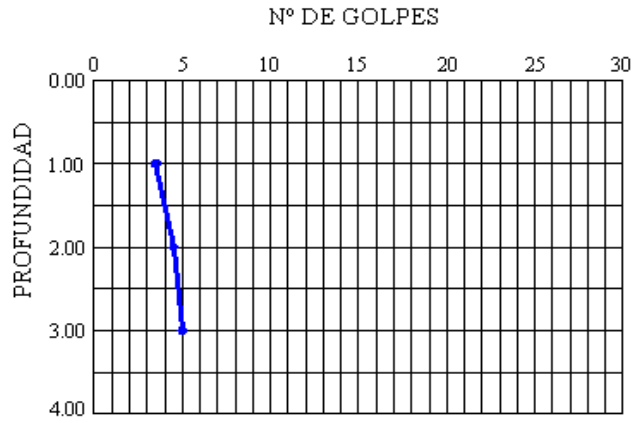
	A	B	C	B+C
Profundidad (m)	N° Golpez 1° 15 cm	N° Golpez 2° 15 cm	N° Golpez 3° 15 cm	N° de Golpes
1,00	2	2	1,5	3,5
2,00	1,5	2,5	2	4,5
3,00	2	2	3	5

N° DE POZO 2

	A	B	C	B+C
Profundidad (m)	N° Golpez 1° 15 cm	N° Golpez 2° 15 cm	N° Golpez 3° 15 cm	N° de Golpes
1,00	2	1,5	2	3,5
2,00	1,5	1,5	1,5	3
3,00	3	3	1,5	4,5

N° DE POZO 3

	A	B	C	B+C
Profundidad (m)	N° Golpez 1° 15 cm	N° Golpez 2° 15 cm	N° Golpez 3° 15 cm	N° de Golpes
1,00	1	1	2	3
2,00	1	1,5	2	3,5
3,00	1,2	1,5	2	3,5



INSTALACIONES

podrá realizar las instalaciones en el predio en el que se encuentra instalada la fábrica de Industrial y se tuvo en cuenta que el mismo posee todos los servicios tales como red de gas y provisión de agua. En los siguientes párrafos se explicará cada una de las instalaciones.

Capítulo 7.

INSTALACIONES DE AGUA

Instalación de agua fría:

La provisión de agua se realizó a través de un tanque vertical de 500 litros, fabricado en hierro virgen de densidad media con un diámetro de 1.15m de alto.

De modo que los de grupos sanitarios se encuentran situados todos en una misma zona no se presentó ningún problema a la hora del diseño de las cañerías; se buscó la alternativa que conlleva a una economía para la provisión de agua de los locales.

1 - Cálculo del consumo de agua

Inodoro con depósito	0,10	1,00	0,10
Lavabo	0,10	5,00	0,50
Bidét	0,10	2,00	0,20
Ducha	0,15	4,00	0,60
Mingitorios	0,10	3,00	0,30
Pileta de cocina	0,15	2,00	0,30
GASTO TOTAL (seg.)*			1,40

Coefficiente de simultaneidad K = 0,72

OPCIÓN 0,30

Consumo verdadero = GT x K (seg) = 1,20

2.- Cálculo de la bomba sumergible a utilizar

Consumo adoptado (l/seg) = 1,20

Capacidad de llenado adoptada (mm) = 10

Consumo de la bomba = (l/seg) = 1,20

7 – INSTALACIONES.

Para poder realizar las instalaciones en el predio en el que se encuentra instalada la fábrica (Parque Industrial) se tuvo en cuenta que el mismo posee todos los servicios tales como red cloacal, gas y provisión de agua. En los siguientes párrafos se explicara cada una de las instalaciones.

7.1 - INSTALACIONES DE AGUA

7.1.1 - Instalación de agua fría:

La provisión de agua se realizo a través de un único tanque vertical de 850 litros, fabricado en polietileno virgen de densidad media con protección U.V. las medidas del mismo son 1.18 m de diámetro y 1.15m de alto.

Debido a que los de grupos sanitarios se encuentran situados todos en una misma zona no se tuvo ningún problema a la hora del diseño de las cañerías, se busco la alternativa que conceda mayor economía para la provisión de agua de los mismos.

7.1.1.1 – Cálculo del consumo de agua

ARTEFACTO	GASTO l/seg	CANTIDAD	TOTAL l/seg
Inodoro con depósito	0,10	5,00	0,50
Lavabo	0,10	5,00	0,50
Bidet	0,10	2,00	0,20
Duchas	0,15	4,00	0,60
Mingitorio	0,10	3,00	0,30
Pileta de cocina	0,15	2,00	0,30
GASTO TOTAL l/seg =			2,40

Coefficiente de simultaneidad $K = 0.22$

ADOPTO 0.50

Gasto verdadero = $GT \times K$ (l/seg) = 1,20

7.1.1.2 – Cálculo de la bomba sumergible a utilizar

Gasto adoptado (l/seg) = 1,20

Tiempo de llenado adoptado (min) = 10

Volumen de tanques adoptados (l) = 850 litros

El tanque mantendrá una reserva constante de 1/4 de su capacidad. Entonces:

Volumen a bombear (l) = 637.50

Capacidad de la bomba (l/min) = 90

Se adopta una bomba = GAMMA
 Modelo CP 80
 Motor 3/4 HP
 Caudal 90 l/min
 Columna de 17 m

De esta manera se logra resolver el problema de abastecimiento de agua con un buen grado de economía y facilidad de ejecución (Ver Plano N° 07).

7.1.2 - Instalación de agua caliente.

Para generar agua caliente se utilizaron dos termo tanques uno de 53 litros en el sector de las oficinas que alimenta al baño y a la cocina y otro de 160 litros que se encuentra en los vestuario y los baños.

7.2 - INATALACION CLOACAL.

El predio que se consideró cuenta con la red colectora de cloacas que corre frente del mismo. Para realizar el proyecto de cloacas se tuvo que tener cuidado con las grandes distancias y las pendientes de los caños (Ver Plano N° 08)

Es muy importante mantener las condiciones de eficiencia de los desagües cloacales, los aspectos del mantenimiento de sus partes deberán tenerse presente durante el diseño de modo que esté garantizado el acceso para la reparación y limpieza de manera sencilla.

7.3 – INSTALACIÓN PLUVIAL.

Para los galpones repartidos en el superficie del terreno, se busca básicamente economizar y lograr aprovechar la capacidad de infiltración del suelo, por lo tanto, se opta por el libre escurrimiento de sus techos. El mismo criterio se adopta para la cochera; se recurre al libre escurrimiento por la superficie del suelo.

Debido de que las oficinas tiene un superficie de desagote de 134.40 m² y al sector de baños, vestuario y comedor una superficie de 90 m², se opta por enviar el agua pluvial mediante cañería a una boca de desagüe cercana para luego ser conducida mediante conductos a una rejilla (Ver Plano N° 07).

7.4 – INSTALACIÓN ELÉCTRICA.

Ante todo, para poder abastecer de energía eléctrica a las instalaciones, se coloca un transformador a la entrada del lote, debido a que la electricidad es conducida hasta el predio por líneas de media tensión, 13,2 kw.

Una vez realizada esta transformación de voltaje se conduce a un tablero de corte general ubicado en la cabina de vigilancia, y desde el cual se maneja la alimentación de electricidad de la misma cabina y a los tableros secundario del sector oficina y servicio como así también el de fuerza motriz iluminación de la planta propiamente dicha.

La instalación posee cuatro diferentes (A, B, C y D), cada circuito alimenta los distintos locales de la fábrica.

Circuito A: Cabina de vigilancia.

Circuito B: Sector de oficinas, de servicio y aires acondicionados.

Circuito C: Galpones.

Circuito D: Bombas para la instalación contra incendio.

Dicha instalación será realizada siguiendo las normas recomendables, como por ejemplo las alturas de las cajas metálicas, diámetro de cañerías, etc.

Las cañerías en el sector de oficinas, vestuarios, baño, comedor, cocheras y cabina de vigilancia serán empotradas a las paredes a una cierta profundidad y distancia del techo y piso, como según lo indica la siguiente tabla. Estas distancias máximas de seguridad tienen como finalidad que los tubos no interfieran con otras canalizaciones. También se evita así posibles inconvenientes a la hora de realizar perforaciones en las paredes.

El cableado en el galpón principal y en el de acopio de materia prima irán por bandejas metálicas.

La altura de colocación de las cajas metálicas para tomas y llaves de punto, difieren según el local y la finalidad de los mismos, a continuación se detallará las alturas máximas respecto del nivel del piso.

Mecanismo	Cocina (en cm)	Resto de locales (en cm)
Interruptores	120	120
Enchufes	120	20 - 30
Enchufes horno	30 - 40	-
Enchufe extractor	160 - 180	-
Tomas tv y teléfonos	-	20 - 30

En esta instalación se utilizarán dos tipos octogonales y rectangulares, su ubicación dependerá de su función, si se trata de una boca de techo, donde podrá fijarse una luminaria se colocaran octogonales, en el caso de los toma corriente o las llaves de punto se utilizará una caja rectangular.

Los distintos circuitos partirán de un tablero principal que se encuentra en la cabina de vigilancia a los distintos tableros secundarios que estarán, uno en la oficina y otro en el galpón principal.

La alimentación de los diferentes sectores se realiza mediante el tendido de cables subterráneos, dejando la visual libre de obstáculos y logrando de este modo una mayor seguridad para los que transitan la zona.

El sector de oficinas y servicio, poseen un tablero seccional de corte provistos de un disyuntor diferencial de 2x40 A, dos llaves termomagnéticas bipolares de 32 A de corte general y 2x16 A para circuito de iluminación y toma. La planta propiamente dicha (galpones) está integrado por una llave general termomagnética tetrapolar con las correspondiente protección diferencial y las termomagnéticas tripolar para alimentar las distintas carga trifásicas más las termomagnética bipolar que alimenta cada línea de iluminación.

En cuanto a los galpones, lo que se busca es asegurar la provisión de energía a todos, evitando que cualquier falla en algún lado dejase sin electricidad al resto de ellos.

En el sector de oficinas y servicio se instalarán luminaria tipo:

- **Fluorescentes Philips 'TL'D** color Super /80, la iluminación fluorescente es eficiente y económica. La eficiencia (lumen/watt) de todas las lámparas fluorescentes es alta, comparada a otras fuentes de luz.

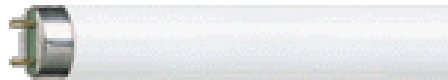
Diferentes luminarias están disponibles para varias aplicaciones. Las lámparas 'TL' D son lámparas de descarga de mercurio de baja presión con un tubo claro de 26mm. La pared del tubo es recubierta internamente con polvos fluorescentes.

Las lámparas fluorescentes 'TL'D color Super /80 son producidas con un polvo fluorescente especial (color/80), que proporciona un buen índice de reproducción de colores (IRC>80) mejorando la apariencia de los objetos expuestos y el confort visual en la ejecución de tareas, y una alta eficiencia, con flujo luminoso que es hasta 20% mayor que los de la 'TL'D Standard. Las lámparas 'TL'D color Super/80 son utilizadas en aplicaciones como escuelas, oficinas, almacenes, recepciones de fábricas, entre otras. El uso de fósforo color /80 también resulta en un alto flujo luminoso inicial y un excelente mantenimiento de este flujo.

La eficiencia inicial y la eficiencia durante su vida son relativamente altas. Ellas pueden ser utilizadas con balastos especiales de alta frecuencia (HF). La eficiencia de un sistema HF es mayor que el sistema que utiliza balasto convencional.

La designación de color de las lámparas 'TL'D crea una cierta atmósfera. Ella varía de blanco cálido a luz día frío. La designación de color es determinada por la temperatura de color de la lámpara. Las lámparas 'TL'D Super /80 Nueva Generación son una brecha en la iluminación con 'TL'.

Una tecnología avanzada de recubrimiento reduce la absorción de mercurio por la pared del vidrio y por los polvos fluorescentes. El resultado es un mantenimiento del flujo luminoso constante durante su vida.



-Lámparas de bajo consumo



Tiene el mismo aspecto que las lámparas tradicionales

Emisiones de dióxido de carbono

Tamaño compacto y alto rendimiento

Bajo consumo

Vida útil larga

Las bombillas fluorescentes compactas contienen unas cantidades de mercurio muy pequeñas y seguras (al igual que los tubos fluorescentes tradicionales que se utilizan hoy en día). El uso del mercurio es necesario para que las bombillas fluorescentes irradien luz. Sin embargo, no emiten mercurio, por lo que es totalmente seguro utilizarlas. Estas lámparas están diseñadas para tener el mismo aspecto que las bombillas incandescentes o focos tradicionales. El aspecto es parecido pero con un 30 % de ahorro de energía.

En el sector de oficina si instalaran cajas de suelo CYMEM tipo TM-10 GC que proporcionan una solución óptima para cualquier tipo de instalación en edificios de oficinas gracias a su robustez, fiabilidad y sencillez de montaje.

Los modelos TM-10 GC se pueden equipar con hasta diez módulos de 2 UC para facilitar los recursos necesarios para cualquier tipo de actualización o modificación de los edificios y superar la complejidad de estas instalaciones.

La misma poseen una estructura metálica que dota de gran resistencia. La tapa está equipada con unos anclajes que permiten mantenerla abierta para trabajar cómodamente con ambas manos y, además, cambiar el sentido de apertura.

Las nuevas cajas de suelo están especialmente diseñadas para facilitar al instalador y al operario de mantenimiento la manipulación o sustitución de placas averiadas, mediante un ingenioso dispositivo de extracción, sin necesidad de desmontar completamente la caja, ahorrando así tiempo y esfuerzo.

Adaptables a suelo técnico y pavimento, también se caracterizan por una salida de cables basculante, cerramiento completo de la tapa y fijación para cualquier ancho de suelo técnico mediante pestaña autorregulable.

Las cajas TM-10 GC, que se presentan en color gris oscuro RAL 7015, están fabricadas con chapa galvanizada y plásticos libres de halógenos, muy resistentes a cambios de temperatura, corrosión y sobrecargas.

Estas nuevas cajas de suelo permiten la incorporación de elementos de protección, disyuntores y placa PTM 481650. Además, se encuentran disponibles moldes con separador entre las zonas de fuerza y voz + datos.



Y en el sector de galpones se instalarán luminarias tipo **HPL-N Lámparas a vapor de mercurio** de alta presión con bulbo de vidrio conteniendo un gas para mantener una temperatura constante y un tubo de descarga de cuarzo con vapor de mercurio.

Las lámparas son equipadas con una base común E27 o E40 y uno o dos electrodos para asegurar el encendido y el reencendido rápido. Aparte del balasto, ningún control especial es necesario.

La HPL-N tiene un tubo ovoide recubierto internamente, proporcionando una luz fría, blanca azulada, con calidad de color razonable.

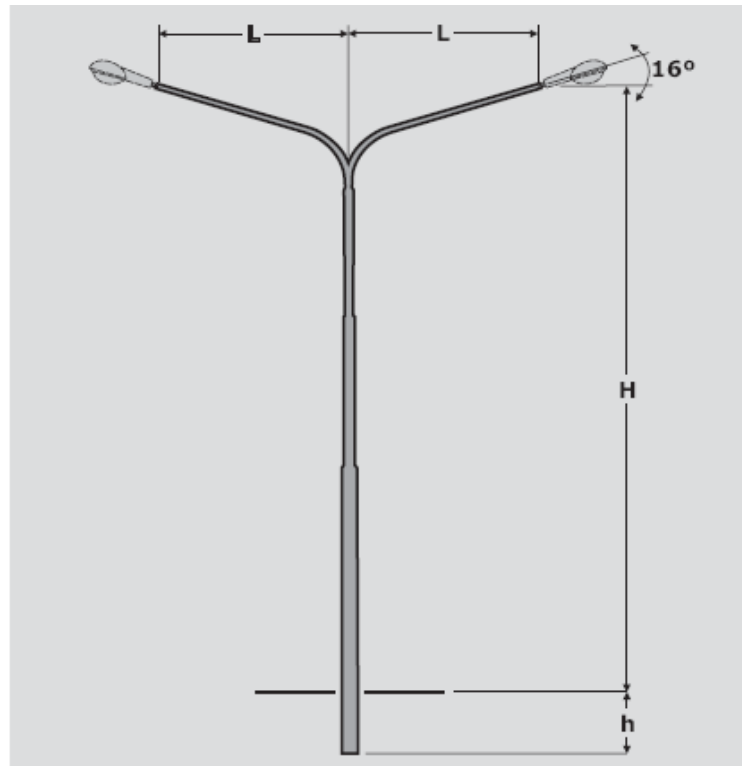
La HPL Confort tiene un recubrimiento interno especial, proporcionando una luz blanca agradable con incremento de calidad de color y eficiencia luminosa.

Aplicaciones: áreas de peatones y residencias, edificios comerciales y residenciales, fábricas, estaciones de tren, escuelas, tiendas y puestos de combustible.



Habiendo concluido ya la descripción de los distintos sectores, faltaría hablar sobre la iluminación del predio. Al respecto cabe decir que las instalaciones están planeadas para ser utilizadas durante la noche, debido a que durante el día utilizamos la luz solar, motivo por el cual se decidió colocar luminarias alrededor del predio. En estos sectores se distribuyen las luminarias de acuerdo al plano N° 11 y su alimentación será subterránea.

Las columnas de alumbrado a colocar son del tipo que se describe a continuación:

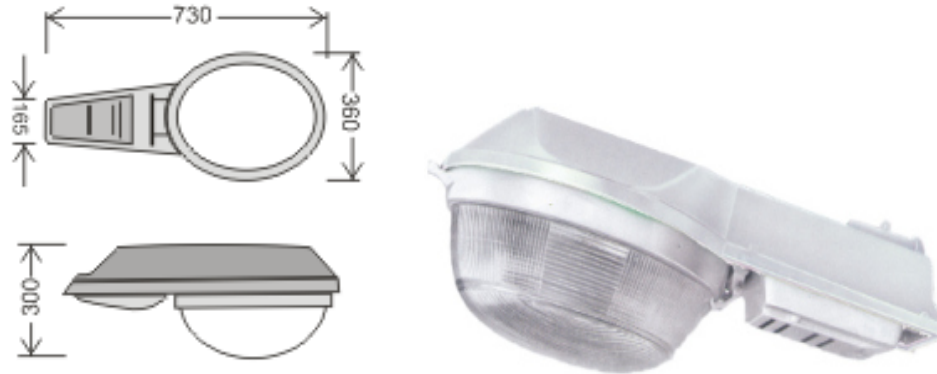


Donde: L = largo del brazo ; H = altura libre ; h = longitud de empotramiento

Altura Libre	Longitud empotram.	Diámetro Base	Diámetro Extremo	Peso aprox.	Peso Máx. Artefacto
Mts.	Mts.	mm.	mm.	Kg.	Kg.
7	0,8	114	60	109	25
7	0,8	140	60	130	25
8	0,8	114	60	117	25
8	0,8	140	60	154	25
8	0,8	168	76	172	30
9	0,9	114	60	126	25
9	0,9	140	60	167	25
9	0,9	168	76	186	30
9	0,9	168	76	196	30
10	1	140	76	178	30
10	1	168	76	202	30
10	1	168	90	213	35
11	1,1	168	76	222	30
11	1,1	168	90	233	35
12	1,2	168	76	233	30
12	1,2	168	90	244	35
13	1,3	168	90	264	35

Se instalan luminarias tipo semi cutt-off (para funcionar con lámparas de vapor de sodio de alta presión de 100 W) colocadas en columnas de 10 metros de altura libre como se muestra en el primer renglón de esa medida en la tabla anterior. Poseen un sistema de fijación firme y seguro, que debe disponer de un prisionero de acero inoxidable con punta cóncava que muerda la columna a fin de evitar el giro de la misma.

El artefacto es de equipo auxiliar incorporado y posee una cámara porta equipos con acceso independiente al de la óptica. Lo anterior puede observarse en las siguientes imágenes:



Con la colocación de estas luminarias se asegura dar luz al predio.

7.5 - INSTALACIÓN CONTRA INCENDIO.

La instalación contra incendio comprende el conjunto de condiciones de construcción, instalación y equipamiento que se deben observar tanto para los ambientes como para los edificios, aún para trabajos fuera de estos y en la medida que las tareas lo requieran. Los objetivos para cumplimentar son:

- a) Dificultar la iniciación de incendios.
- b) Evitar la propagación del fuego, y de los efectos del humo y los gases tóxicos.
- c) Asegurar la evacuación de las personas.
- d) Facilitar el acceso y las tareas de extinción del personal de bomberos.
- e) Proveer las instalaciones de detección y extinción.

Para determinar las condiciones a aplicar, debimos considerar la actividad predominante y la probabilidad de gestación y desarrollo del fuego en la fábrica.

En nuestro caso como el material predominante es la madera y la misma es un MATERIAL MUY COMBUSTIBLE es decir que expuesta al aire, pueden ser encendidas y continuar ardiendo una vez retirada la fuente de ignición.

Las condiciones de incendio que deberán cumplirse en el proyecto y construcción del edificio, están determinadas en el “Cuadro de Protección Contra Incendio”.

	CLASIFICACION DE LOS MATERIALES SEGÚN SU COMBUSTION						
Actividad Predominante	Riesgo 1	Riesgo 2	Riesgo 3	Riesgo 4	Riesgo 5	Riesgo 6	Riesgo 7
	Explo.	Infla.	Muy Comb.	Comb.	Poco Comb.	Incomb.	Refrac.
Residencial Administrativo	NP	NP	R3	R4	-	-	-
Comercio Industrial Depósito	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
Espectáculos Cultura	NP	NP	R3	R4	-	-	-

La “Resistencia al Fuego”, que deben poseer los distintos riesgos, conforme a la carga de fuego máxima que representan, se ajustará a lo establecido en los cuadros que siguen, en los que se introducen el concepto de “Resistencia al Fuego” (F), por lo que se fija “la cualidad de índole funcional hasta la cual un elemento constructivo resiste el fuego (tiempo de ensayo de la curva característica)

Para poder entrar a esta tabla necesitamos conocer la Carga de Fuego, que está representada por el peso de la madera por unidad de superficie (kg/m^2) capaz de desarrollar una cantidad de calor equivalente a la de los materiales contenidos a en dicho sector de incendio.

Como patrón de referencia se considerará a la madera con poder calorífico de 18,41 MJ/Kg o lo que es lo mismo 4400 kcal/Kg.

De esta manera se desprende la siguiente ecuación que nos ayudará a realizar el cálculo correspondiente.

$$Cf = \frac{\sum P \times Pc}{4400 \text{ Kcal/Kg} \times A}$$

Donde:

Cf: Carga de fuego

P: Cantidad de material contenido en el sector de incendio (Kg)

Pc: Poder calorífico del material (Kcal/Kg)

A: Área del sector de incendio (m²)

4400: Poder calorífico de la madera, es un valor constante (Kcal/Kg)

En la fábrica tuve que determinar la carga de fuego en el galpón principal y en el de acopio de materia prima, la cantidad de material contenido en cada sector de incendio es, en el galpón principal de 40,80 m³ y en el galpón de acopio de madera hay un volumen de 331,50 m³ de madera entonces:

La densidad de la madera es de 430 Kg/m³ con este valor determine la cantidad de material contenido en el sector de incendio.

$$Cf \text{ galpón principal} = \frac{27544 \text{ Kg} \times 4400 \text{ Kcal/Kg}}{4400 \text{ Kcal/Kg} \times 1275 \text{ m}^2} = 21,60 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cf \text{ acopio de materiales} = \frac{142545 \text{ Kg} \times 4400 \text{ Kcal/Kg}}{4400 \text{ Kcal/Kg} \times 300 \text{ m}^2} = 475,15 \text{ Kg/m}^2$$

Una vez determinados estos valores observamos en la siguiente tabla la resistencia al fuego que vamos a tener, en el galpón principal F60 y en el de acopio de materia prima F180, el número indica el tiempo en minutos durante el cual el elemento estructural o constructivo resiste al fuego y conserva sus cualidades.

RESISTENCIA AL FUEGO (ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONSTRUCTIVOS) EN LOCALES VENTILADOS NATURALMENTE.

Carga de Fuego	RIESGO				
	Riesgo 1	Riesgo 2	Riesgo 3	Riesgo 4	Riesgo 5
Menor o igual a 15 Kg/m ²	NP	F 60	F30	F30	-
15 a 30 kg/m ²	NP	F 90	F 60	F 30	F 30
30 a 60 kg/m ²	NP	F 120	F 90	F 60	F 30
60 a 100 kg/m ²	NP	F 180	F 120	F 90	F 60
Mayor a 100 kg/m ²	NP	F 180	F 180	F 120	F 90

7.5.1- Elementos de extinción

Se utilizarán distintos elementos de extinción el propósito es proveer un grado razonable de protección a la vida y la propiedad.

Las instalaciones contra incendio utilizadas en la fábrica serán:

- 1) Todo el edificio contará con matafuegos de 5 kg tipo ABC en cada una de sus secciones, en lugares accesibles y prácticos, que se indicarán en plano N° 12, matafuegos distribuidos a razón de uno por cada 200 m², en nuestro caso habrá 2 en la parte de oficina y vestuarios, 7 en el galpón principal, 2 en el galpón de acopio de materia prima y 1 en la cabina de vigilancia.
- 2) Habrá un servicio de agua contra incendio, el número de bocas en cada piso será el cociente de la longitud de los muros perimetrales de cada cuerpo de edificio expresado en metros divididos por 45, se consideran enteras las fracciones mayores que 0,5. En ningún caso la distancia entre bocas excederá los 30 m.

En nuestro caso tendremos 4 bocas en el galpón principal separadas 17 m y en el galpón de acopio de materia prima tendremos 2 bocas separadas 12.5 m. Las bocas contra incendio están provistas de mangueras de una longitud de 30 m con una capacidad de 379 l/min.

- 3) También tendremos rociadores con sistema de cañería húmeda cada rociador tendrá una capacidad de 80 l/min y no debe haber menos de uno por cada 9 m² según se explica más abajo. Por lo tanto en nuestro caso vamos a instalar 144 rociadores en el galpón principal y 33 en el de acopio de materia prima.
- 4) En la fábrica contaremos con un depósito de reserva de agua enterrado, cuya capacidad será de 10 litros por cada metro cuadrado de superficie de piso, en nuestro caso tenemos 1575 m² x 10 litros es igual a 15750 litros equivalente a 15,75 m³. Para almacenar dicha cantidad de agua necesitamos un depósito circular de 4,00 m de diámetro por 1,5 m de profundidad.

El tanque adoptado tendrá una capacidad de 18855 litros de agua, dicho caudal alcanzará para alimentar dos manguera y 6 rociadores durante 15 minutos, o una manguera y 11 rociadores durante 15 minutos.

- 5) Para dicho sistema nos exigen que se asegure una presión mínima de 1 kg/cm², por lo tanto se efectúa un bombeo directo a las cañerías de incendio, dejando al sistema en presión. Es necesario disponer de dos bombas, la llamada Jockey que es de poco caudal asegura la presión de la red de incendios y eventualmente repone las pérdidas que pueden producirse y la bomba principal eléctrica.

La bomba Jockey es de arranque y detención automática cuando se produce un requerimiento de agua por un rociador o una boca de incendio, al disminuir la presión se pone en marcha la bomba Jockey, cuando el caudal necesario excede el proporcionado por la misma, entra en funcionamiento la bomba principal que es de

arranque automático, pero de detención siempre manual. Si esta no funciona se pone en marcha la motobomba. Se dispone de un pequeño pulmón que facilita el arranque de bomba Jockey, la puesta en marcha y la detención de las bombas se produce por acción de presostatos, previamente regulados.

Instalaremos en la sala de bombas un generador para que cuando se corte la luz le otorgue electricidad a las bombas para que sigan funcionando como corresponda.

7.5.2 – Elementos terminales de la instalación

En este punto se explicaran en detalle cada uno de los elementos utilizados para la extinción del fuego.

7.5.2.1 – Extintores portátiles o matafuegos.

El emplazamiento de los extintores debe contemplar determinadas premisas.

- a) Tener una distribución uniforme.
- b) Fácil accesibilidad.
- c) Estar libre de bloqueos por depósitos y equipamientos.
- d) Estar cerca de los recorridos normales.
- e) Estar cerca de las puertas de entrada y de salida.
- f) Estar protegidos de posibles riesgos físicos.
- g) Ser fácilmente visibles.

Los mismos se proveen para proteger la estructura de la fábrica, que es combustible, y los riesgos del contenido.

Están formados por un gabinete metálico y contiene un agente extintor, líquido, gas o polvo, de característica diferentes que lo hacen apto para combatir un determinado tipo de fuego, y para eso han sido fabricados.

Los agentes extintores pueden ser además llamados de tipo sucio o de tipo limpio, según que además de apagar el fuego, causen otro inconveniente sobre el sitio o las cosas donde fueron arrojados.

De acuerdo a la clase de fuego se adoptan los agentes de extinción más adecuados, podemos distinguir las distintas clases de fuego en:

Fuego Clase A: Fuego de materiales combustibles sólidos (madera, tejido, telas, papel, goma y plástico). Para su extinción requieren de enfriamiento, o sea se elimina el componente temperatura. El agua es la sustancia extintora ideal. Se usan matafuego clase A, ABC o espuma química AFFF.

Fuego Clase B: Fuego de líquidos combustibles (aceites, grasas, pinturas, solventes, nafta, etc.) o gases. Se apagan eliminando el aire o interrumpiendo la reacción en cadena. Se usan matafuego BC, ABC o espuma química AFFF.

Fuego Clase C: Fuegos que involucran equipos eléctricos. El agente extinguidor no debe ser conductor de la electricidad por lo que no se puede usar agua (matafuego Clase A ni espuma química). Se usan matafuegos Clase BC ó ABC. (Una vez cortada la corriente, se puede usar agua o extinguidores Clase A o espuma química AFFF)

Fuego Clase D: Fuego de ciertos metales combustibles (magnesio, titanio, zirconio, sodio, litio, potasio, etc.). Requieren extintores con polvo químicos especiales.

Generalmente dentro de un mismo edificio pueden originarse distintos riesgos, en nuestro caso vamos a tener fuego Clase A, Clase B y Clase C, por lo que hay que disponer de matafuegos con esas características.

Extintores de Polvo Químico Seco (ABC)

Actúan interrumpiendo la reacción química del fuego. El polvo químico ABC es el extintor más usado en la actualidad y es efectivo para fuegos Clase A, B y C. Sale de una manguera con un orificio de la misma sección que ella.

En los fuegos clase A actúa enfriando la superficie en llamas ya que se funde, absorbiendo calor y además, crea una barrera entre el oxígeno del aire y el combustible en llamas. Tiene que saberse que como desventaja, el polvo químico es algo tóxico para las personas, ensucia mucho y es oxidante de metales y circuitos electrónicos. Para equipos electrónicos sofisticados, se recomienda matafuego ABC de gas HCFC 123 (gas Halon o Freón, ecológicos).

Aplicaciones típicas: Industrias, oficinas, viviendas, transporte, comercios, escuelas, etc.



Figura 1 - Polvo Químico (Tipo ABC)

7.5.2.2 – Instalación de rociadores.

El propósito de esta instalación es proveer un grado razonable de protección a la vida y la propiedad, mediante la aproximación al conocimiento de los sistemas de rociadores en los aspectos que hacen a la descripción de sus componentes, a los requerimientos de los diferentes sistemas, a los requerimientos de su instalación, así también a una aproximación al diseño y las formas de provisión de agua posible.

El sistema de rociadores que vamos a utilizar en la fábrica será el de cañería húmeda, que es un sistema que emplea rociadores automáticos vinculados a un sistema de cañerías que contienen agua y que están conectadas con una fuente de provisión, de tal forma que la descarga de agua se produce inmediatamente que los rociadores son abiertos por el calor que surja de un fuego.

Además se empleará el sistema de grilla que es un sistema de rociadores en el que las cañerías principales de alimentación están conectadas por múltiples ramas. Un rociador puede recibir agua de ambos extremos de su rama, mientras otras ramas ayudan a transferir agua entre las cañerías principales (Figura 2)

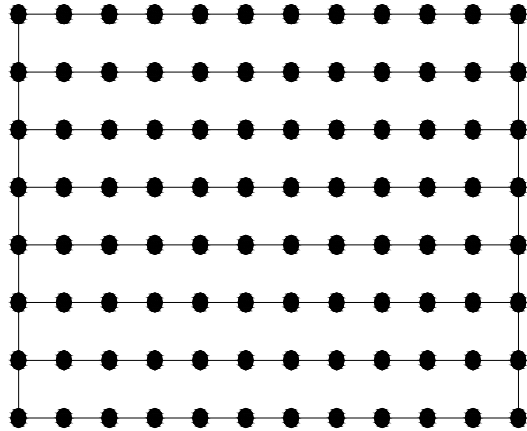


Figura 2 – Sistema de grillas

Los componentes principales del sistema son:

Ramas: Son las cañerías en las que están emplazados los rociadores.

Ramales principales: Son las cañerías de las que se desprenden las ramas.

Montantes: Son las cañerías verticales de alimentación.

De acuerdo a su diseño y características de funcionamiento utilizamos el rociador de respuesta rápida (ESFR) ya que tiene una gran sensibilidad térmica y responde muy rápidamente ante un requerimiento de incendio.

El material de las cañerías a utilizar en este sistema serán de PVC. Los soportes serán diseñados para soportar 5 veces el peso de las cañerías llenas de agua más 114 kg. en cada punto de suspensión. Los soportes vincularán las cañerías a la estructura y serán de hierro.



Figura 3 - Rociadores

Los tipos de válvulas usadas son las que controlen la conexión a la provisión de agua a las cañerías que alimentan a los rociadores, no deben cerrarse en menos de 5 segundos cuando se operan a la máxima velocidad desde la posición totalmente abierta.

A su vez la conexión cuenta con una rosca compatible con la del departamento de Bomberos y estar provista de tapa, poseer válvula de retención y el tramo entre la conexión exterior y la válvula debe ser drenado.

La instalación cuenta con un sistema de alarma normalizada con los accesorios necesarios requeridos para dar la alarma, también se instalara un medidor de presión en el montante de alimentación del sistema y antes y después de la válvula de alarma, con un límite máximo de dos veces la presión normal de trabajo, pero a su vez se instalaran válvulas que eviten que la presión supere 12,1 bars.

El área máxima de protección por un rociador se indica en la siguiente tabla.

Superficie máxima de protección por rociador (m ²)						
	Riesgo ligero	Riesgo ordinario	Riesgo extraordinario	Dep. con pilas altas	Rociad. de gran goteo	ESFR
Área sin obstrucción	21	12	9	9	12	9
Obstrucciones no combustibles	21	12	9	9	12	9
Obstrucciones combustibles	15	12	9	9	9	

En nuestro caso dado que instalaremos rociadores de respuesta rápida (ESFR) la máxima superficie protegida por el rociador será de 9 m².

La distancia entre ramas y entre rociadores sobre las ramas será no más de 3,00 m ni menos de 2,40 m en locales más alto de 9,10 m hasta 12 m y no más de 3,70 m ni menos de 2,40 para locales hasta 9,00 m de altura. La distancia a las paredes no debe exceder la mitad de la distancia entre rociadores.

Entre el deflector del rociador y la parte alta del depósito, debe haber una distancia de por lo menos 914 mm.

Los rociadores pendientes deben tener el deflector a un máximo de 356 mm y un mínimo de 152 mm debajo del cielorraso, los rociadores de flujo ascendente deben estar ubicados de manera que el elemento fusible térmico éste de 101 a 152 mm debajo del techo o cielorraso, y a la vez, el deflector esté a un mínimo de 178 mm sobre la parte superior del caño de alimentación.

En nuestro caso instalaremos en el galpón principal 142 rociadores con una capacidad de 80 l/m y separados entre sí 3 m y en el de acopio de materia prima un total de 33 rociadores separados entre si 3m. (Ver plano N° 12)

7.5.2.3 – Sistema de manguera.

Es el conjunto de cañerías, válvulas, conexión de mangueras y equipos complementarios, instalados en la fábrica, ubicados de tal manera que el agua pueda ser descargada en chorros para extinguir fuegos y así proteger la fábrica, su contenido y sobre todo sus ocupantes.

Esto es complementado con conexiones a un sistema de provisión de agua mediante bombeo y otros equipos necesarios para proveer la alimentación de agua adecuada a las bocas de mangueras.

El sistema va a estar vinculado a una provisión de agua que permita que en todo tiempo al abrir una válvula se provea agua a un sistema de mangueras.

Es un sistema de cañerías generalmente en un plano horizontal que vincula una o más bocas de manguera con un montante.

La demanda del sistema es el caudal y la presión residual requerida a la provisión de agua medida en el punto de la conexión al sistema de montantes. Para ello se debe considerar:

- a) El caudal de agua total requerido para un sistema de montantes.
- b) La mínima presión residual requerida en la más alejada conexión de manguera.
- c) Mínimo caudal requerido en la conexión de rociadores en un sistema combinado.

Todos los materiales usados en el sistema son de tipo aprobado y con las dimensiones para trabajar a presiones no menores a las máximas que se desarrollan en cualquier punto, incluyendo la presión que se alcanzaría cuando actúe una bomba permanentemente instalada en el momento del corte.

El gabinete tendrá el tamaño necesario para la instalación del equipo y será diseñado para permitir el rápido uso de las mangueras en el momento del fuego.

El gabinete estará separado de la pared unos 25 mm, a esa distancia estará también la válvula cuando la misma este abierta o cerrada.

El número y las características del equipo necesario para una apropiada protección, deben estar determinados por las condiciones locales tales como ocupación, carácter y construcción del edificio y accesibilidad.

El tipo de sistema de montantes que instalaremos en nuestro caso es automático húmedo que tiene una provisión de agua capaz de satisfacer a la demanda en forma automática y a su vez la clase de sistema de montantes que utilizamos es el Sistema de clase III, este sistema dispone de estaciones de mangueras de 38,1 mm que proveen agua para uso por los ocupantes del edificio y conexiones de manguera de 63,5 mm para proveer un gran volumen de agua para uso del departamento de bomberos entrenados en el manejo de duras condiciones de fuego.

Las condiciones de instalación:

- 1) Protección de cañerías: donde existen condiciones de posible corrosión, o la cañería está a la intemperie, debe protegerse la misma, así como los accesorios y soportes con revestimiento protector. Cuando la cañería vaya enterrada también hay que disponer protección adecuada.
- 2) Válvula esclusas y de retención: en la conexión a cada provisión de agua se debe disponer válvulas de retención ubicadas cerca de la provisión tales como tanques, bombas, y conexión al servicio público de agua.

Las válvulas deben permitir aislar un montante sin interrumpir la provisión a los otros que se sirven de la misma fuente.

- 3) Válvulas en sistemas combinados: - cada conexión de un montante que es parte de un sistema combinado con un sistema de rociadores, debe tener válvula de control individual del mismo tamaño que la conexión.
 - Cada conexión de un montante de un sistema combinado con rociadores, que éste interconectado con otro montante, debe tener válvula de control individual y válvula de retención del mismo diámetro que el de la conexión.
 - Las válvulas del sistema de alimentación deben ser supervisad:
 - a) Estación central o remota que señale el servicio.
 - b) Señal local que cause el accionamiento de una señal sonora.
 - c) Válvulas trabadas abiertas.
 - d) Sellado de válvula y una inspección semanal.

El diseño del sistema de montantes se determina por la altura del edificio, la superficie del piso, el diseño del egreso, el caudal requerido, la presión residual y la distancia entre las mangueras y la fuente de provisión. La altura del edificio determina la cantidad de zonas en altura.

La máxima presión en cualquier punto no debe exceder 24.5 bar (aproximadamente igual a una atmosfera)

La conexión de mangueras no deben estar ubicadas a no menos de 0.90 m, ni a más de 1.50 m sobre el piso.

El caudal para el montante será de 379 l/min y la distancia ente manguera será de 30 m por lo tanto tendremos

DE LA FÁBRICA,

Capítulo 8.

CALLES de la FÁBRICA.

8- CALLES DE LA FÁBRICA.

En este capítulo se desarrollan las vías que conectan los distintos sectores de la fábrica, logrando de esta manera la unidad y funcionalidad de las actividades que deben desarrollarse dentro del predio.

En la fábrica se pueden distinguir dos entradas diferentes una para la entrada de los camiones para la carga y descarga de mercadería y otra para el sector administrativo de la misma, además también contamos con caminos perimetrales.

La elección del tipo de calzada no es una decisión del área de diseño geométrico, pero tiene gran importancia su consideración en cuanto a la textura superficial, ya que ella provee a las necesidades de adherencia en el sistema neumático-calzada.

Para nuestro proyecto se utilizará piedra Basáltica de 13 centímetros de espesor.

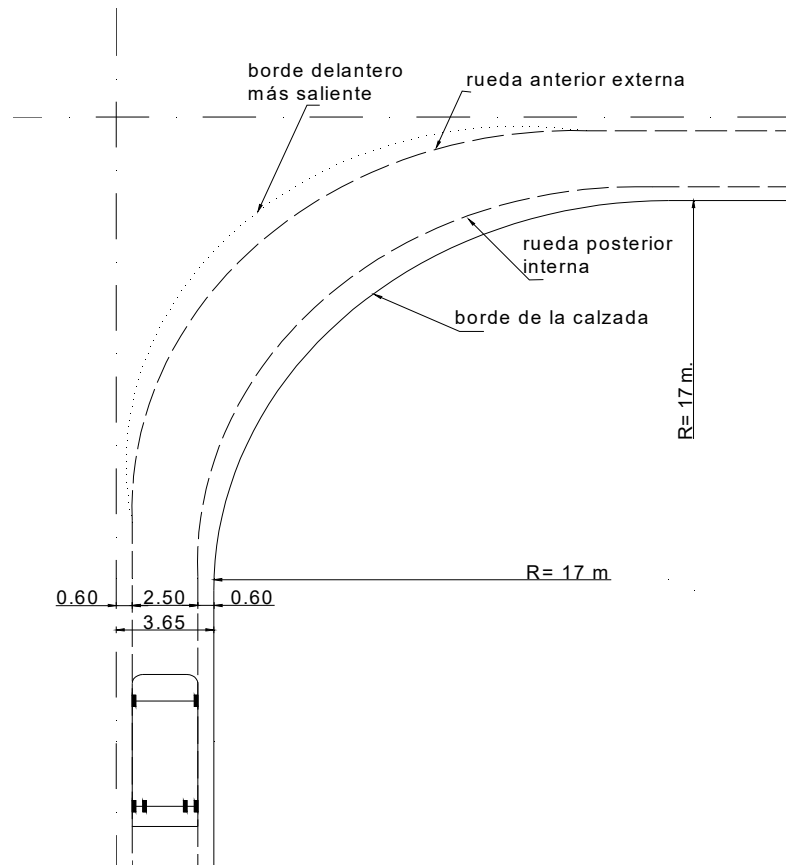
8.1) Radios mínimos

Para velocidades cercanas a los 15 km/h los radios mínimos de los cordones o de los bordes de la calzada se determinan con los vehículos tipo, haciendo la hipótesis de que estos inician y terminan el giro manteniéndose a 60 cm del cordón o del borde de la calzada y que en ningún punto se acercan a menos de 25 cm de esta línea límite.

La elección del diseño depende de las dimensiones de los vehículos que girarán en esa intersección, las dimensiones de las calzadas de la intersección, los volúmenes de tránsito en ellas, y el número y frecuencia de las grandes unidades a girar.

La elección del vehículo tipo para el diseño mínimo dependerá del criterio que el proyectista adopte luego de analizar todas las posibilidades y evaluar las condiciones de operación de los vehículos grandes.

Para giros con ángulo al centro de 90° se dan a continuación los diseños mínimos del borde interno de la calzada que les permitirá circular sin problemas.



Adoptamos radio de 20 m.

DESIGN AND STRUCTURAL CALCULATION OF OFFICES, DINING ROOMS AND CLOSET.

Calculation of the control girder.

The safety margin is 4.00 m x 4.50 m with a clear of 1.00 m, and the height of

the same will be constructed with ceramic tiles of 18 cm *Capítulo 9.*

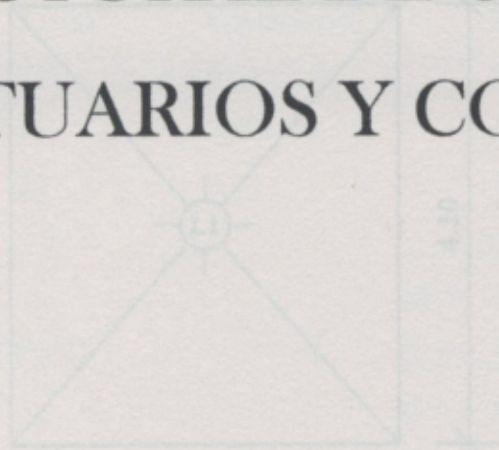
The same will have a labo for the personnel, electrical installation and gas

Loza 1

DISEÑO Y CÁLCULO

ESTRUCTURAL DE OFICINAS,

VESTUARIOS Y COMEDOR.



- Datos de cálculo.

3.30 m

4.30 m

$l = 4.30 \text{ m} / 3 + 0.07 \text{ m} = 1.43 \text{ m}$

- de losa Cruzada.

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

sigla H-20 - $f_c = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

al en lo que va empotrado la losa $\approx 0.07 \text{ m}$

$l_1 = (a_1)^3 + (a_2)^3$ ó $l_1 = 1.05 \times l_0$

$= 3.80 \text{ m} + 0.07 \text{ m} / 3 + 0.07 \text{ m} / 3 = 3.85 \text{ m}$

$= 1.05 \times 3.80 \text{ m} = 4.00 \text{ m}$

$= 4.30 \text{ m} + 0.07 \text{ m} / 3 + 0.07 \text{ m} / 3 = 4.35 \text{ m}$

$= 1.05 \times 4.30 \text{ m} = 4.50 \text{ m}$

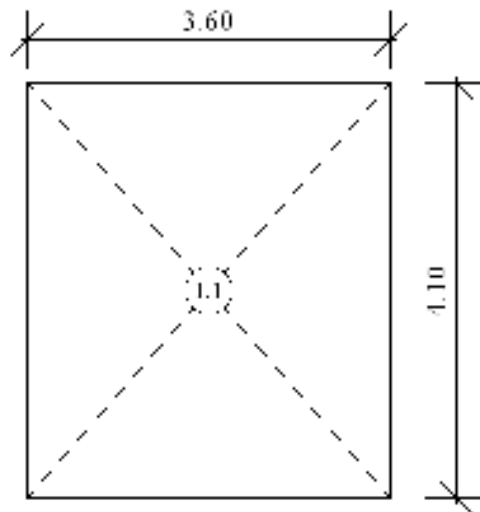
se toma el menor valor.

9- DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE OFICINAS, COMEDOR Y VESTUARIOS.

9.1- Calculo de la garita de control.

La garita de seguridad es de 4.00 m x 4.50 m con un alero de 1.00 m, tendrá una altura de 2.80m, la misma será construida con ladrillos cerámico del 18 cm con techo de losa (ver plano N° 3). La misma contará con un baño para el personal, instalación eléctrica y de gas.

9.1.1- Losa 1



9.1.2- Luces de cálculo.

$$L_x = 3.80 \text{ m}$$

$$L_y = 4.30 \text{ m}$$

$$L_y/L_x = 4.30 \text{ m} / 3.80 \text{ m} = 1.13 \text{ m}$$

Tipo de losa Cruzada.

$$\text{Acero } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Hormigón H-20} - f'c = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_1 \text{ y } a_2 \text{ es lo que va empotrado la losa} = 0.07 \text{ m}$$

$$L_c = L_o + (a_1)/3 + (a_2)/3 \quad \text{ó} \quad L_c = 1.05 \times L_o$$

$$L_{cx} = 3.80 \text{ m} + 0.07 \text{ m} / 3 + 0.07 \text{ m} / 3 = 3.85 \text{ m}$$

$$L_{cx} = 1.05 \times 3.80 \text{ m} = 4.00 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 4.30 \text{ m} + 0.07 \text{ m} / 3 + 0.07 \text{ m} / 3 = 4.35 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 1.05 \times 4.30 \text{ m} = 4.50 \text{ m}$$

Se adopta el menor valor.

$$L_{cx} = 3.85 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 4.35 \text{ m}$$

9.1.3- Cálculo de espesor mínimo.

$$h = L/33$$

$$h_x = 3.85 \text{ m}/33 = 0.12 \text{ m}$$

$$h_y = 4.35 \text{ m}/33 = 0.13 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 0.13 \text{ m}$

9.1.4- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
Hº Pº de pendiente	18	0.08	1.44
Losa de Hº Aº	24	0.13	3.12
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Peso propio			qd = 5.69 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
			qt = 6.69 KN/m ²

$$q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_l = 1.2 \times 5.69 \text{ KN/m}^2 + 1.6 \times 1.00 \text{ KN/m}^2 = 8.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_D = q_d \times L_{cx} \times L_{cy} = 5.69 \text{ KN/m}^2 \times 3.85 \text{ m} \times 4.35 \text{ m} = 95.29 \text{ KN}$$

$$Q_L = q_l \times L_{cx} \times L_{cy} = 1.00 \text{ KN/m}^2 \times 3.85 \text{ m} \times 4.35 \text{ m} = 16.75 \text{ KN}$$

$$Q_t = 95.29 \text{ KN} + 16.75 \text{ KN} = 112.04 \text{ KN}$$

$$\% Q_D = (95.29 \text{ KN} \times 100) / 112.04 \text{ KN} = 85.05 \%$$

$$\% Q_L = (16.75 \text{ KN} \times 100) / 112.04 \text{ KN} = 14.95 \%$$

$$Q = 1.2 Q_D + 1.6 Q_L = 1.2 \times 95.29 \text{ KN} + 1.6 \times 16.75 \text{ KN} = 141.15 \text{ KN}$$

$$\lambda = \text{Lado mayor} / \text{Lado menor}$$

$$\lambda = 4.30 \text{ m} / 3.80 \text{ m} = 1.13 \text{ m}$$

$$\eta_{mx} = 0.0422$$

$$M_{ux} = \eta_{mx} \times Q = 0.0422 \times 141.15 \text{ KN} = 5.96 \text{ KNm}$$

$$\eta_{my} = 0.0306$$

$$M_{uy} = \eta_{my} \times Q = 0.0306 \times 141.15 \text{ KN} = 4.32 \text{ Km}$$

9.1.5- Reacciones en los apoyos.

$$\gamma_x = 0.282$$

$$Q_x = Q \times \gamma_x = 123.30 \text{ KN} \times 0.282 = 34.77 \text{ KN}$$

$$\gamma_y = 0.217$$

$$Q_y = Q \times \gamma_y = 123.30 \text{ KN} \times 0.217 = 26.76 \text{ KN}$$

$$q_{ux} = Q_x / L_y = 34.77 \text{ KN} / 4.10 \text{ m} = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = Q_y / L_x = 26.76 \text{ KN} / 3.60 \text{ m} = 7.43 \text{ KN/m}$$

9.1.6- Dimensionamiento por Resistencia a flexión.

Adoptamos

$$\phi \text{ barra} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento } C/c = 20 \text{ mm}$$

$$d1 = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.4 \text{ cm} = 9.60 \text{ cm}$$

$$d2 = 9.60 \text{ cm} - 0.8 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}$$

Secciones de tramo

- Armadura según eje X

$$M_{ux} = 5.20 \text{ KNm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$M_{an} = M_{ux} / \phi = 5.20 \text{ KNm} / 0.90 = 5.77 \text{ KNm} = 0.0058 \text{ MNm}$$

$$K_d = \frac{d1}{\sqrt{M_{an}}} = \frac{0.096 \text{ m}}{\sqrt{0.0058 \text{ MNm}}} = 1.26 \rightarrow K_e = 24.301$$

$$A_{sx} = K_e \times M_n / d2 = 24.301 \times \frac{0.0058 \text{ MNm/m}}{0.088 \text{ m}} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m} = A_{sx}$$

Por retracción y temperatura

$$\rho \text{ mín.} = 0.0018$$

$$A_{s \text{ mín.}} = \rho \text{ mín.} \times 100 \times h = 0.0018 \times 100 \times 12 \text{ cm} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto 1 ϕ 8 c/ 20 cm

$$A_{sx} 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.16 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Verifica}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 2.5 \times h = 2.5 \times 13 \text{ cm} = 32.50 \text{ cm} \\ \leq 2.5 \text{ db} = 25 \times 0.8 = 20 \text{ cm} \\ \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Verifica}$$

- Armadura según eje Y

$$M_{uy} = 3.77 \text{ KNm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$M_n = M_{uy} / \phi = 3.77 \text{ KNm} / 0.90 = 4.19 \text{ KNm} = 0.0042 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d_1}{\sqrt{M_n}} = \frac{0.096 \text{ m}}{\sqrt{0.0042 \text{ MNm}}} = 1.48 \rightarrow K_e = 24.301$$

$$A_{sx} = K_e \times M_n / d_2 = 24.301 \times \frac{0.0042 \text{ MNm/m}}{0.088 \text{ m}} = \mathbf{1.16 \text{ cm}^2/\text{m}} = A_{sx}$$

Por retracción y temperatura

$$\rho_{\text{mín.}} = 0.0018$$

$$A_{s \text{ mín.}} = \rho_{\text{mín.}} \times 100 \times h = 0.0018 \times 100 \times 12 \text{ cm} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto 1 ϕ 8 c/ 20 cm

$$A_{sx} \text{ 2.50 cm}^2/\text{m} > 2.16 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Verifica}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 2.5 \times h = 2.5 \times 13 \text{ cm} = 32.50 \text{ cm} \\ \leq 2.5 \text{ db} = 25 \times 0.8 = 20 \text{ cm} \\ \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Verifica}$$

9.1.7- Dimensionamiento al Corte.

$$V_u \text{ máx.} = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$\phi = 0.75$$

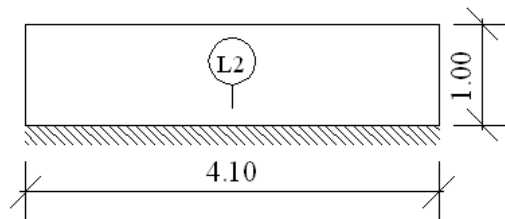
$$V_n \geq V_u \text{ máx.} / \phi = 8.48 \text{ KN/m} / 0.75 = 11.31 \text{ KN/m}$$

Contribución del hormigón.

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.096 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 0.008 \text{ MN} = 80 \text{ KN}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesario armadura de corte}$$

9.2- LOSA 2



9.2.1- Luces de cálculo.

$$L_x = 1.00 \text{ m}$$

$$L_y = 4.50 \text{ m}$$

$$L_y/L_x = 4.50 \text{ m} / 1.00 \text{ m} = 4.50 \text{ m}$$

Tipo de losa derecha.

$$\text{Acero } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Hormigón H-20} - f'_c = 20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

a1 y a2 es lo que va empotrado la losa = 0.07 m

$$L_c = L_o + (a_1)/3 + (a_2)/3 \quad \text{ó} \quad L_c = 1.05 \times L_o$$

$$L_{cx} = 1.00 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{cx} = 1.05 \times 1.00 \text{ m} = 1.05 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 4.10 \text{ m} + 0.07 \text{ m} / 3 = 4.12 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 1.05 \times 4.10 \text{ m} = 4.31 \text{ m}$$

Se adopta el menor valor.

$$L_{cx} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 4.12 \text{ m}$$

9.2.2- Cálculo de espesor mínimo.

$$h = L/33$$

$$h_x = 1.00 \text{ m} / 33 = 0.030 \text{ m}$$

$$h_y = 4.12 \text{ m} / 33 = 0.12 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 0.12$

9.2.3- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
Hº Pº de pendiente	18	0.08	1.44
Losa de Hº Aº	24	0.12	2.88
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Peso propio			qd = 5.45 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
			qt = 6.45 KN/m ²

$$q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_l = 1.2 \times 5.45 \text{ KN/m}^2 + 1.6 \times 1.00 \text{ KN/m}^2 = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

$$QD = qd \times Lcx \times Lcy = 5.45 \text{ KN/m}^2 \times 4.12 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 22.45 \text{ KN}$$

$$QL = ql \times Lcx \times Lcy = 1.00 \text{ KN/m}^2 \times 4.12 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 4.12 \text{ KN}$$

$$Qt = 22.45 \text{ KN} + 4.12 \text{ KN} = 26.57 \text{ KN}$$

$$\% QD = (22.45 \text{ KN} \times 100) / 26.57 \text{ KN} = 84.49 \%$$

$$\% QL = (4.12 \text{ KN} \times 100) / 26.57 \text{ KN} = 15.50 \%$$

$$Q = 1.2 QD + 1.6 QL = 1.2 \times 22.45 \text{ KN} + 1.6 \times 4.12 \text{ KN} = 33.53 \text{ KN}$$

9.2.4- Dimensionamiento por Resistencia a flexión.

Adoptamos

$$\phi \text{ barra} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento } C/c = 20 \text{ mm}$$

$$d1 = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.4 \text{ cm} = 9.60 \text{ cm}$$

$$d2 = 9.60 \text{ cm} - 0.8 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}$$

Secciones de tramo

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{8.14 \text{ KN/m}^2 \times (1.00 \text{ m})^2}{2} = 4.07 \text{ KNm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$Mn = Mux / \phi = 4.07 \text{ KNm} / 0.90 = 4.52 \text{ KNm} = 0.0045 \text{ Mn/m}$$

$$Kd = \frac{d1}{\sqrt{Mn}} = \frac{0.096 \text{ m}}{\sqrt{0.0045 \text{ MNm}}} = 1.43 \rightarrow Ke = 24.301$$

$$Asx = Ke \times Mn / d2 = 24.301 \times \frac{0.0045 \text{ MNm/m}}{0.088 \text{ m}} = 1.24 \text{ cm}^2/\text{m} = Asx$$

Por retracción y temperatura

$$\rho \text{ mín.} = 0.0018$$

$$As \text{ mín.} = \rho \text{ mín.} \times 100 \times h = 0.0018 \times 100 \times 12 \text{ cm} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto 1 ϕ 8 c/ 20 cm

$$Asx \text{ 2.50 cm}^2/\text{m} > 2.16 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Verifica}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 2.5 \times h = 2.5 \times 12 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ \leq 2.5 \text{ db} = 2.5 \times 0.8 = 20 \text{ cm} \\ \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Verifica}$$

9.2.5- Dimensionamiento al Corte.

$$V_u \text{ máx.} = q_u \times L_c = 8.14 \text{ KN/m} \times 1.00 \text{ m} = 8.14 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n \geq V_u \text{ máx.} / \phi = 8.14 \text{ KN/m} / 0.75 = 10.85 \text{ KN/m}$$

Contribución del hormigón.

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.096 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 0.08 \text{ MN} = 80.00 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ No es necesario armadura de corte

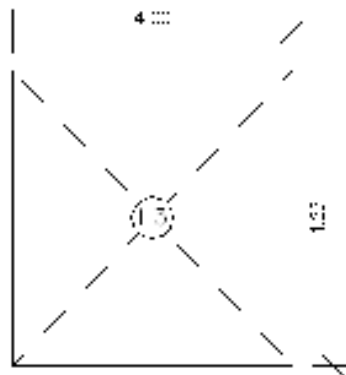
9.3- Calculo de las oficinas, comedor y vestuarios.

En este caso se utilizó techo de viguetas pretensadas Tensolite S.A. tipo serie Aster.

h Bov	Capa de Comp	Espes de Losa	Peso Propio	CORTE TRANSEVERSA L DE LOSA	SERIES	ASTER	A1	A2	B1	B2	C	D	E
					LARGO (m)	1,0 a 3,0	3,1 a 3,4	3,5 a 3,8	3,9 a 4,2	4,3 a 4,6	4,7 a 5,4	5,5 a 6,2	6,3 a 7,2
					ARMAD	2x2Ø24	1x3Ø24 + 1x2Ø24	3x2Ø24	2x3Ø24 + 1x2Ø24	3x3Ø24	2x2Ø24 + 2x3Ø24	2x2Ø24 + 3x3Ø24	2x2Ø24 + 4x3Ø24
cm	cm	cm	Kg/m ²			18 mm ²	22,5 mm ²	27 mm ²	36 mm ²	40,7 mm ²	45,1 mm ²	58,7 mm ²	72,3 mm ²
9	3	12	183		Módulos admisibles en Kg/m ² de ancho	271	324	376	485	539	696	846	994
	4	13	205			317	378	439	566	630	814	987	1162
	5	14	227			367	438	509	657	731	944	1147	1348
13	3	16	211			482	575	669	871	959	1238	1503	1769
	4	17	233			544	649	754	973	1082	1398	1697	1996
	5	18	255			608	725	843	1087	1210	1562	1897	2231
17	3	20	247			749	894	1038	1337	1488	1922	2334	2746
	4	21	269			831	992	1152	1485	1652	2134	2591	3047
	5	22	291			912	1088	1265	1630	1813	2342	2843	3344
13	3	16	240			711	795	986	1271	1413	1826	2217	2607
	4	17	262			806	901	1118	1441	1603	2071	2514	2957
	5	18	284			904	1009	1252	1651	1796	2319	2816	3312
17	3	20	284			1100	1229	1526	1967	2187	2826	3431	4036
	4	21	306			1226	1369	1699	2191	2436	3147	3821	4495
	5	22	328			1349	1508	1872	2413	2684	3467	4209	4951

Tabla 1

9.3.1- Cálculo L3.



- Luz de cálculo.

$$L_c = L_{losa} + \text{Apoyo entre pared} = 4.00 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 4.17 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
Hº Pº de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie C1

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.33 KN/m² = 5.9 KN/m²

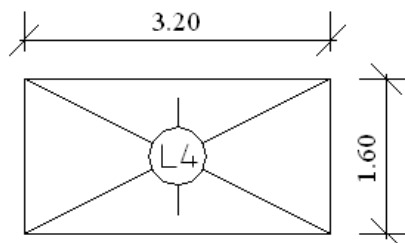
Momento flector = 13.98 KNm

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.9 \text{ KN/m}^2 \times (4.17 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 12.82 \text{ KNm}$$

$$12.82 \text{ KNm} \leq 13.98 \text{ KNm} \rightarrow \text{B.C.}$$

6.3.2- Cálculo L4.



- Luz de cálculo.

$$L_c = \text{Llosa} + \text{Apoyo entre pared} = 1.60 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.10 \text{ m} = 1.70 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
-------------------	-------------	-------------------

Alisado de cemento	21	0.03	0.63
H° P° de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			ql = <u>1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie Aster

Bovedilla = 9 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 13 cm

Peso propio = 205 Kg/m² = 2.05 KN/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.05 KN/m² = 5.62 KN/m²

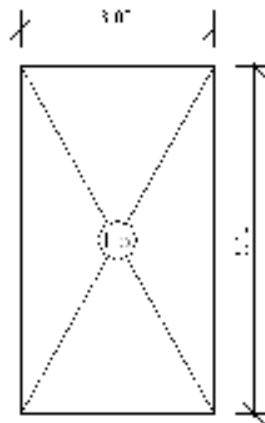
Momento flector = 3.17 KNm

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.62 \text{ KN/m}^2 \times (1.70 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 2.03 \text{ Kgm}$$

$$3.17 \text{ KNm} \leq 2.03 \text{ KNm} \rightarrow \text{B.C.}$$

6.3.3- Cálculo L5.



- Luz de cálculo.

$$L_c = \text{Llosa} + \text{Apoyo entre pared} = 3.00 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 3.17 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
-------------------	-------------	-------------------

Alisado de cemento	21	0.03	0.63
H° P° de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			ql = <u>1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 233 Kg/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.33 KN/m² = 5.90 KN/m²

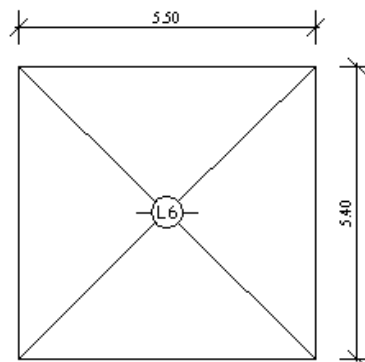
Momento flector = 7.54 KNm

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.9 \text{ KN/m}^2 \times (3.17 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 7.41 \text{ Kgm}$$

7.41 KNm ≤ 7.54 KNm → **B.C.**

6.3.4- Cálculo L6.



- Luz de cálculo.

$$L_c = \text{Llosa} + \text{Apoyo entre pared} = 5.50 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 5.64 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63

H° P° de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

Utilizo viguetas doble dado que no me verifica el momento flector usando viguetas simple y para mantener la misma altura en todos los casos adoptamos viguetas dobles.

De tabla 1, adopto serie D

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 262 Kg/m² = 2.62 KN/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.62 KN/m² = 6.19 KN/m²

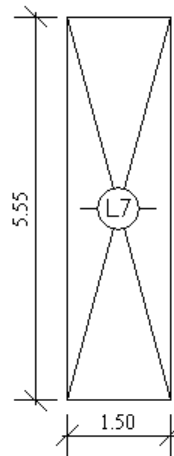
Momento flector = 25.91 KNm

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{6.19 \text{ KN/m}^2 \times (5.64 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 24.61 \text{ KNm}$$

$$24.61 \text{ KNm} \leq 25.91 \text{ KNm} \rightarrow \text{B.C.}$$

6.3.5- Cálculo L7.



- Luz de cálculo.

$$L_c = \text{Llosa} + \text{Apoyo entre pared} = 1.50 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 1.64 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
Hº Pº de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie Aster

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 233 Kg/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.33 KN/m² = 5.90 KN/m²

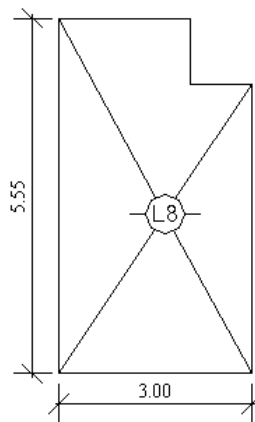
Momento flector = 5.44 KNm

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.9 \text{ Kg/m}^2 \times (1.64 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 1.98 \text{ Kgm}$$

1.98 KNm ≤ 5.44 KNm → **B.C.**

6.3.6- Cálculo L8.



- Luz de cálculo.

$$L_c = L_{losa} + \text{Apoyo entre pared} = 3.00 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 3.14 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
Hº Pº de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			<u>ql = 1.00 KN/m²</u>
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.33 KN/m² = 5.90 KN/m²

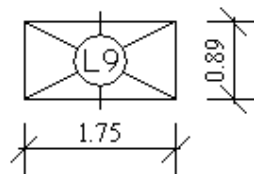
Momento flector = 7.54 KN

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.90 \text{ Kg/m}^2 \times (3.14 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 7.27 \text{ KNm}$$

$$7.27 \text{ KNm} \leq 7.54 \text{ KNm} \rightarrow \text{B.C.}$$

6.3.7- Cálculo L9.



- Luz de cálculo.

$$L_c = \text{Llosa} + \text{Apoyo entre pared} = 1.75 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 1.89 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
-------------------	-------------	-------------------

Alisado de cemento	21	0.03	0.63
H° P° de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>
Carga adicional			qd = 2.57 KN/m ²
Sobre carga de uso según CIRSOC			ql = 1.00 KN/m ²
Carga útil			qt = 3.57 KN/m ²

De tabla 1, adopto serie Aster

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

Carga total = 3.57 KN/m² + 2.33 KN/m² = 5.90 KN/m²

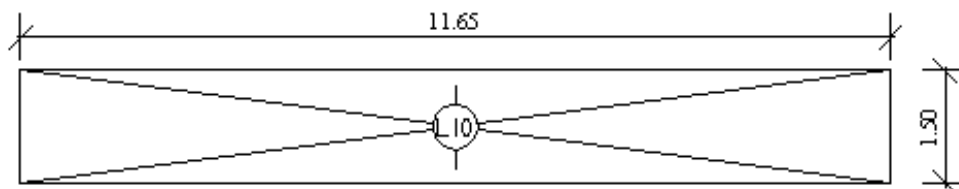
Momento flector = 5.44 KN

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.9 \text{ Kg/m}^2 \times (1.89 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 2.63 \text{ KNm}$$

2.63 KNm ≤ 5.44 KNm → **B.C.**

6.3.8- Cálculo L10.



- Luz de cálculo.

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre pared} = 1.50 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 1.64 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas.

	KN/m ³	Espesos (m)	KN/m ²
Alisado de cemento	21	0.03	0.63
H° P° de pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de cemento			<u>0.50</u>

Carga adicional	$q_d = 2.57 \text{ KN/m}^2$
Sobre carga de uso según CIRSOC	$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
Carga útil	$q_t = 3.57 \text{ KN/m}^2$

De tabla 1, adopto serie Aster

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de compresión = 4 cm

Espesor losa = 17 cm

Peso propio = $233 \text{ Kg/m}^2 = 2.33 \text{ KN/m}^2$

Carga total = $3.57 \text{ KN/m}^2 + 2.33 \text{ KN/m}^2 = 5.90 \text{ KN/m}^2$

Momento flector = 5.44 KN

- Momento flector.

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = \frac{5.9 \text{ Kg/m}^2 \times (1.64 \text{ m})^2}{8} \times 1.00 \text{ m} = 1.98 \text{ Kgm}$$

$$1.98 \text{ KNm} \leq 5.44 \text{ KNm} \rightarrow \text{B.C.}$$

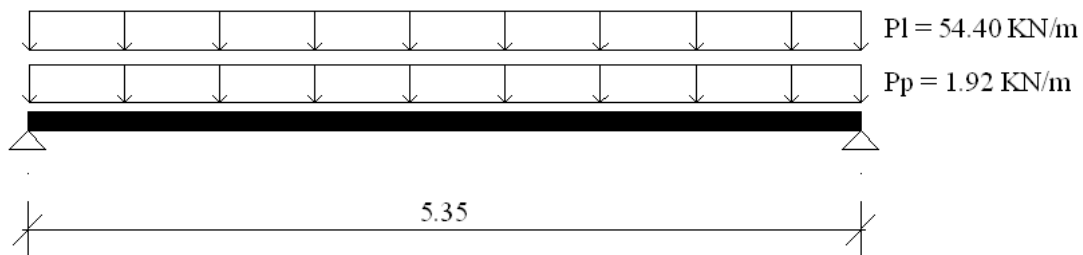
9.4- Dimensionamientos de vigas.

9.4.1- Análisis de cargas de V1:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para vigas tipo V1 según plano N° 3 = 5.35 m
- Las cargas actuantes son el peso propio de la viga y el peso de la losa que apoya.

9.4.1.1- Esquema de carga:



9.4.1.2- Datos de la viga:

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$R_a = 5112.50 \text{ Kg}$$

$$R_b = 5112.50 \text{ Kg}$$

$$M_u = 2300 \text{ Kg m} = 0.023 \text{ MN m}$$

Factor de reducción de Resistencia: $\phi = 0.90$

9.4.1.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 46.80 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.023 \text{ MN m}}{0.90} = 0.025 \text{ MN m}$$

$$c) Kd = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.468 \text{ m}}{\sqrt{0.025 \text{ Mn m} / 0.20 \text{ m}}} = 1.32 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.301 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.048$$

$$k_z = 0.98$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

d) Deformación de la armadura:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.003 \times \frac{1 - 0.048}{0.048} = 0.06 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = k_z \times d = 0.98 \times 46.80 \text{ cm} = 45.86 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.301 \text{ m}^2/\text{MN} \times \frac{2.5 \text{ MN cm}}{46.80 \text{ cm}} = 1.30 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \min} = \frac{1.4 b_w \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 20 \text{ cm} \times 46.80 \text{ cm}}{420} = 3.12 \text{ cm}^2$$

Adopto 3 ϕ 12

9.4.1.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = 5112.50 \text{ Kg} = 51.12 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{51.12 \text{ KN}}{0.20 \text{ m} \times 0.468 \text{ m}} = 546.15 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{51.12 \text{ KN}}{0.75} = 68.16 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.20 \text{ m} \times 0.468 \text{ m} = 0.007 \text{ MN} = 69.76 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

$$S_{\max} = d/2 = 0.468 \text{ m} / 2 = 0.234 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.468 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} \times 10^3 = 491.4 \text{ KN}$$

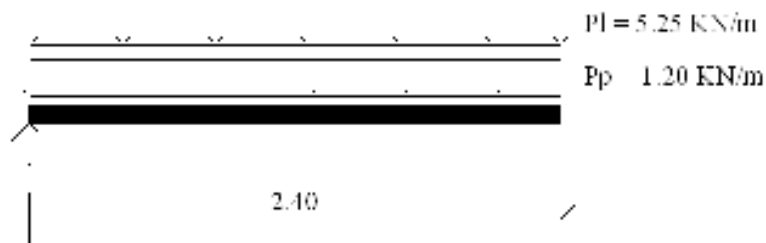
Adopto 1 ϕ 6 c/ 24 cm. De 2 ramas.

9.4.2- Análisis de cargas de V2:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para vigas tipo V1 según plano N° 3 = 2.40 m
- Las cargas actuantes son el peso propio de la viga y el peso de la losa que apoya.

9.4.2.1- Esquema de carga:



9.4.2.2- Datos de la viga:

$$b_w = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$R_a = 774.00 \text{ Kg}$$

$$R_b = 774.00 \text{ Kg}$$

$$M_u = 464.26 \text{ Kg m} = 0.0046 \text{ MN m}$$

$$\text{Factor de reducción de Resistencia: } \phi = 0.90$$

9.4.2.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 22.40 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.0046 \text{ MN m}}{0.90} = 0.005 \text{ MN m}$$

$$c) K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.224 \text{ m}}{\sqrt{0.005 \text{ MN m} / (0.20 \text{ m})}} = 1.42 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.301 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.048$$

$$k_z = 0.98$$

$$\epsilon_c = 0.0025$$

d) Deformación de la armadura:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.0025 \times \frac{1 - 0.048}{0.048} = 0.050 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = k_z \times d = 0.98 \times 22.40 \text{ cm} = 21.95 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.301 \text{ m}^2/\text{MN} \times \frac{0.5 \text{ MN cm}}{22.40 \text{ cm}} = 0.54 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ bw} \times d = 1.4 \times 20 \text{ cm} \times 22.40 \text{ cm} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$f_y \quad 420$$

Adopto 3 ϕ 8

9.4.2.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = 774.00 \text{ Kg} = 7.74 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{7.74 \text{ KN}}{0.20 \text{ m} \times 0.224 \text{ m}} = 172.77 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{7.74 \text{ KN}}{0.75} = 10.32 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.20 \text{ m} \times 0.224 \text{ m} = 0.033 \text{ MN} = 33.39 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

Se adopta la mínima cuantía de estribos.

$$S_{\max} = d/2 = 0.224 \text{ m} / 2 = 0.112 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.224 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} \times 10^3 = 235.20 \text{ KN}$$

Adopto 1 ϕ 6 c/ 9 cm. De 2 ramas.

CÁLCULO DE VIENTO.

En este capítulo se determinan las presiones de diseño para el galpón principal. Los datos del edificio son:

Norma según Reglamento CIRSOC 102

Lugar: Venado Tuerto - Trujillo, Perú

Edificio II

Terreno: Rural plano

Dimensiones en planta: 25,00 m x 53,00 m

Altura del alero: 5,50 m

Alfaro: 5,50 m

Ángulo de la cubierta: $\alpha = 9,09^\circ = 9^\circ 5' 28''$

Columnas de la celda: Ver plano

Observación: Debido a las dimensiones de la celda se propone una separación entre pórticos de 5 m. Es un sistema de pórticos rígidos con arriostramiento longitudinal.

Clasificación del edificio:

EDIFICIO DE BAJA ALTURA ($h < 20,00$ m)

Según el Reglamento CIRSOC 102, se considera edificio de baja altura a aquel que cumple las siguientes condiciones:

- 1) La altura media de cubierta debe ser menor a 20 m.
- 2) La altura media de la cubierta no debe exceder la mínima dimensión horizontal (Capítulo 2).

Exposición y clasificación del edificio:

El edificio se encuentra en un terreno rural plano. Según Punto 5.9 del Capítulo 5 de Reglamento CIRSOC 102 Comercios (página 5-15) para la topografía de la zona de asentamiento le corresponde Categoría de Exposición E.

La actividad principal es la actividad industrial, por lo cual es factible un alto índice de ocupación de personal dentro del mismo tiempo. Según Tabla A-1 del Apéndice A del Reglamento CIRSOC 102 le corresponde una clasificación dentro de la Categoría II.

Capítulo 10.
CÁLCULO de VIENTO.

10- CALCULO DE VIENTO.

En este capítulo se determina las presiones de diseño para el galpón principal. Los datos del edificio son:

10.1- Datos según Reglamento CIRSOC 102

Ubicación: Venado Tuerto – Prov. De Santa Fe

Rugosidad: II

Tipo de terreno: Rural plano

Dimensiones en planta: 25.00 m x 55.00 m

Altura del alero: 5.50 m

Altura promedio: 5.50 m

Pendiente de la cubierta: $\varphi = 9.09^\circ = 9^\circ 5' 25''$

Dimensiones de la celda: Ver plano

Estructuración: Debido a las dimensiones de la celda se propone una separación entre pórticos de 4.95 m. Es un sistema de pórticos rígidos con arriostramiento longitudinal.

10.2- Clasificación del edificio:

EDIFICIO DE BAJA ALTURA ($h < 20.00$ m)

Según Reglamento CIRSOC 102, se considera edificio de baja altura a aquel que cumpla las siguientes condiciones:

- a) La altura media de cubierta debe ser menor a 20 m.
- b) La altura media de la cubierta no debe exceder la mínima dimensión horizontal (Capítulo 2).

10.3- Exposición y clasificación del edificio:

El edificio se encuentra en un terreno rural plano. Según Punto 5.6 del Capítulo 5 de Reglamento CIRSOC 102 Comentarios (página 5-15) para la topografía de la zona de emplazamiento le corresponde Categoría de Exposición C.

Su función es la actividad industrial, por lo cual es factible un alto índice de ocupación de personal dentro del mismo tiempo. Según Tabla A-1 del Apéndice A del Reglamento CIRSOC 102 le corresponde una clasificación dentro de la Categoría II.

10.4- Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento se elige según el artículo 5.4 del Reglamento CIRSOC 102. Para la zona de Venado Tuerto en la provincia de Santa Fe según Figura 1-A del Reglamento CIRSOC 102, le corresponde una velocidad básica del viento $V=50$ m/seg.

10.5- Presión dinámica

Hay dos procedimientos alternativos para determinar las presiones de viento para el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV) en edificios de baja altura. Uno de ellos utiliza los coeficientes que se muestran en la Figura 3 del Reglamento CIRSOC 102 que son aplicables a edificios de todas las alturas, donde la altura es una variable. En tanto los coeficientes presentados en la Figura 4 del Reglamento CIRSOC 102 se refieren solamente a edificios de baja altura, en los cuales la altura media h es menor o igual a 20 metros. Este último procedimiento es el que se utilizara en el cálculo.

La presión dinámica a la altura media de la cubierta se calcula con la siguiente fórmula:

$$q_h = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (\text{N/m}^2)$$

donde:

$K_z = 0.88$ Según Tabla 5 (página 52 – Tablas) del Reglamento CIRSOC 102 para altura media = 5.50 m y Categoría II. Valor obtenido por interpolación lineal.

$K_{zt} = 1.00$ Factor topográfico.

$K_d = 1.00$ Factor de direccionalidad.

$V = 50$ m/s Velocidad básica del viento.

$I = 1.00$ Para Categoría II.

Entonces la presión dinámica media resulta:

$$q_h = 0.613 \times 0.88 \times 1.00 \times 1.00 \times (50 \text{ m/seg})^2 \times 1.00 = \boxed{1348.60 \text{ N/m}^2 = q_h}$$

10.6- Presiones de diseño

10.6.1- Cálculos Previos:

Para edificios de baja altura según artículo 5.12.2.2 del Reglamento CIRSOC 102 se tiene:

$$p = q_h [(GC_{pf}) - (GC_{pi})]$$

donde:

- qh** Presión dinámica evaluada a la altura media de la cubierta.
- GC_{pf}** Coeficientes de presión externa, según la Figura 4 (página 33) del Reglamento CIRSOC 102.
- GC_{pi}** Coeficientes de presión interna, según la Tabla 7 (página 54 – Tablas) del Reglamento CIRSOC 102.

Para obtener las acciones críticas de viento se deben aplicar por separado dos casos de carga A y B indicados en la Figura 4 del Reglamento CIRSOC 102, en cada esquina del edificio (Figura C-2). Para cada uno de ellos se deben considerar las presiones internas tanto negativas como positivas, con lo cual se llega a un total de 16 condiciones diferentes. Sin embargo por simetría del edificio dicho número se reduce a 8 estados.

10.6.2- Valores de los coeficientes GC_{pf} externos

Ancho de una superficie de zona extrema, según Figura 4 del Reglamento CIRSOC 102 se debe utilizar el menor valor entre:

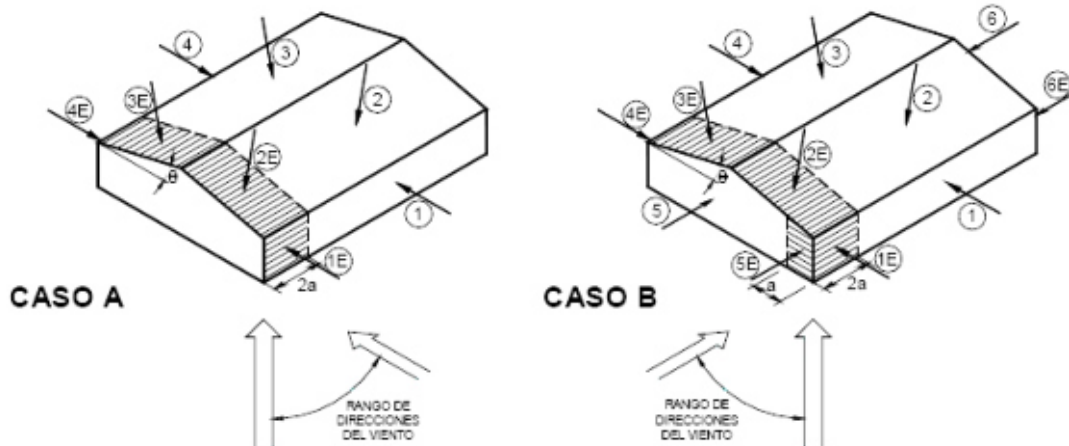
- a) 10 % de la menor dimensión horizontal
 $2 \times a = 2 \times 0.10 \times 25.00 \text{ m} = \mathbf{5.00 \text{ m}}$
- b) 40 % de la altura media de la cubierta:
 $2 \times a = 2 \times 0.40 \times 5.50 \text{ m} = \mathbf{4.40 \text{ m}}$

A su vez este valor debe ser mayor que:

- c) 4 % de la menor dimensión horizontal:
 $2 \times a = 2 \times 0.04 \times 25.00 \text{ m} = \mathbf{2.00 \text{ m}}$
- d) Medida mínima:
 $2 \times a = \mathbf{1.00 \text{ m}}$

Por todo lo dicho anteriormente, de estos valores adopto como ancho de superficie extrema:

$2 \times a = \mathbf{4.40 \text{ m}}$
--



Valores de Tabla (calculados):

Esquina 1: Caso A, GCpf ($\phi \square \square = 90^\circ 5' 25''$)								
ϕ	SUPERFICIE							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0° - 5°	0,40	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43
9°	0,43	-0,69	-0,40	-0,33	0,66	-1,07	-0,57	-0,49
20°	0,53	-0,69	-0,48	-0,43	0,80	-1,07	-0,69	-0,64

Nota: Valores obtenidos por interpolación lineal.

Esquinas 1 y 2: Caso B, GCpf						
Ubicación	SUPERFICIE					
	1	2	3	4	5	6
Interior	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29
Borde	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Nota: Borde representa las superficies 1E, 2E, 3E, 4E, 5E y 6E.

Esquina 2: Caso A, GCpf ($\phi \square \square = 0^\circ$)								
ϕ	SUPERFICIE							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0° - 5°	0,4	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43

10.6.3- Valores de GCpi internos:

Según Tabla 7 (página 54 – Tablas) del Reglamento CIRSOC 102 se tiene para edificios cerrados:

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

10.6.4- Presiones de diseño (N/m²)

Para: $q_h = 1348.60 \text{ N/m}^2$

Esquina 1: Caso A

SUPERFICIE	GC _{pf}	PRESIONES DE DISEÑO	
		+GC _{pi}	-GC _{pi}
1	0,43	337,15	822,65
2	-0,69	-1173,28	-687,79
3	-0,4	-782,19	-296,69
4	-0,33	-687,79	-202,29
1E	0,66	647,33	1132,82
2E	-1,07	-1685,75	-1200,25
3E	-0,57	-1011,45	-525,95
4E	-0,49	-903,56	-418,07

Esquinas 1 Y 2: Caso B

SUPERFICIE	GC _{pf}	PRESIONES DE DISEÑO	
		+GC _{pi}	-GC _{pi}
1	-0,45	-849,62	-364,12
2	-0,69	-1173,28	-687,79
3	-0,37	-741,73	-256,23
4	-0,45	-849,62	-364,12
5	0,4	296,69	782,19
6	-0,29	-633,84	-148,35
1E	-0,48	-890,08	-404,58
2E	-1,07	-1685,75	-1200,25
3E	-0,53	-957,51	-472,01
4E	-0,48	-890,08	-404,58
5E	0,61	579,90	1065,39
6E	-0,43	-822,65	-337,15

Esquina 2: Caso A

SUPERFICIE	GC _{pf}	PRESIONES DE DISEÑO	
		+GC _{pi}	-GC _{pi}
1	0,4	296,69	782,19
2	-0,69	-1173,28	-687,79
3	-0,37	-741,73	-256,23
4	-0,29	-633,84	-148,35
1E	0,61	579,90	1065,39
2E	-1,07	-1685,75	-1200,25
3E	-0,53	-957,51	-472,01
4E	-0,43	-822,65	-337,15

10.6.5- Aplicación de presiones en superficies 2 y 3 del edificio

Las presiones en estas superficies se aplican en correspondencia con una distancia medida desde el borde de la cubierta, la cual debe ser la mayor entre:

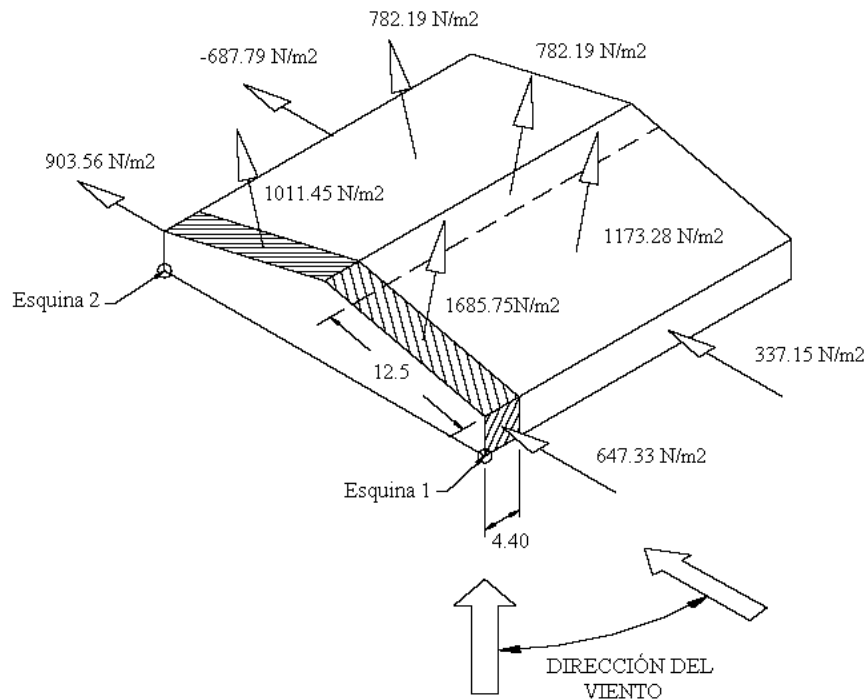
- a) 50 % de la dimensión horizontal del edificio medida perpendicularmente a la línea del alero:

$$0.5 \times (25.00 \text{ m}) = 12.50 \text{ m}$$

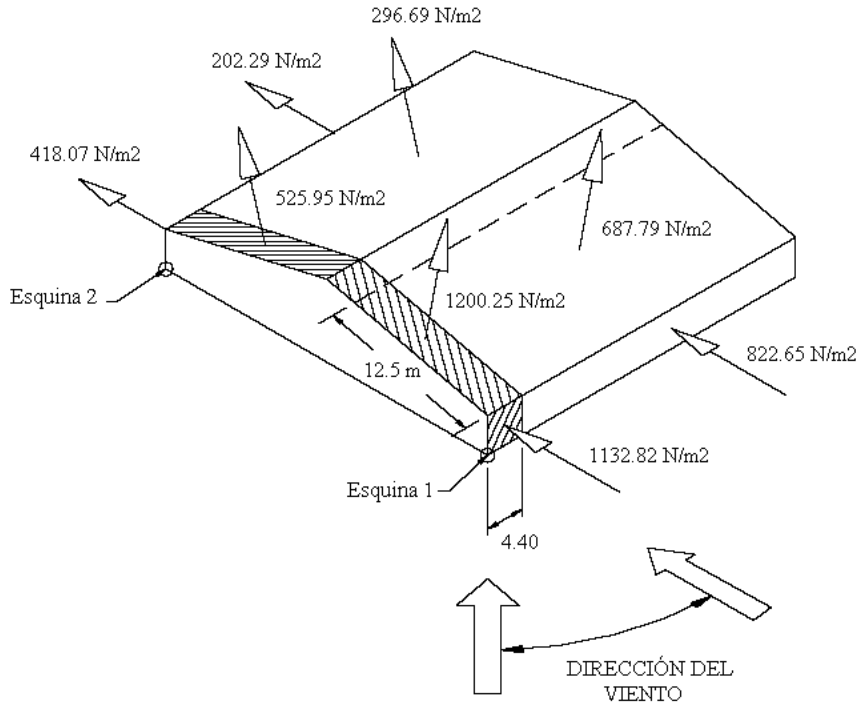
- b) 2.5 veces la altura media del edificio:

$$2.5 \times (5.50 \text{ m}) = \boxed{13.75 \text{ m}}$$

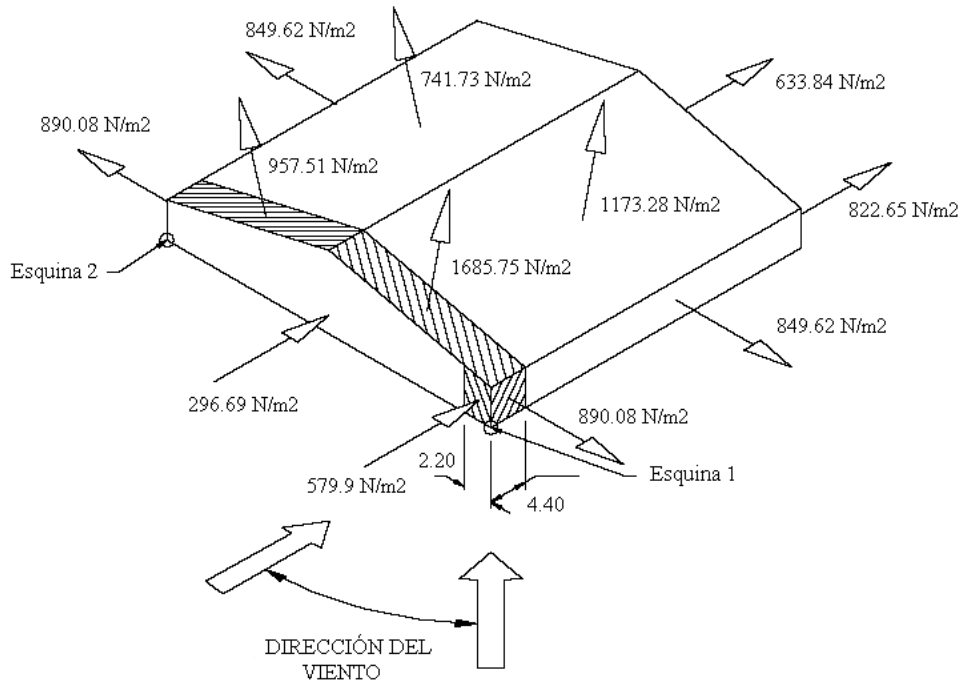
A continuación se grafican los ocho casos con todas las combinaciones de carga necesarias.



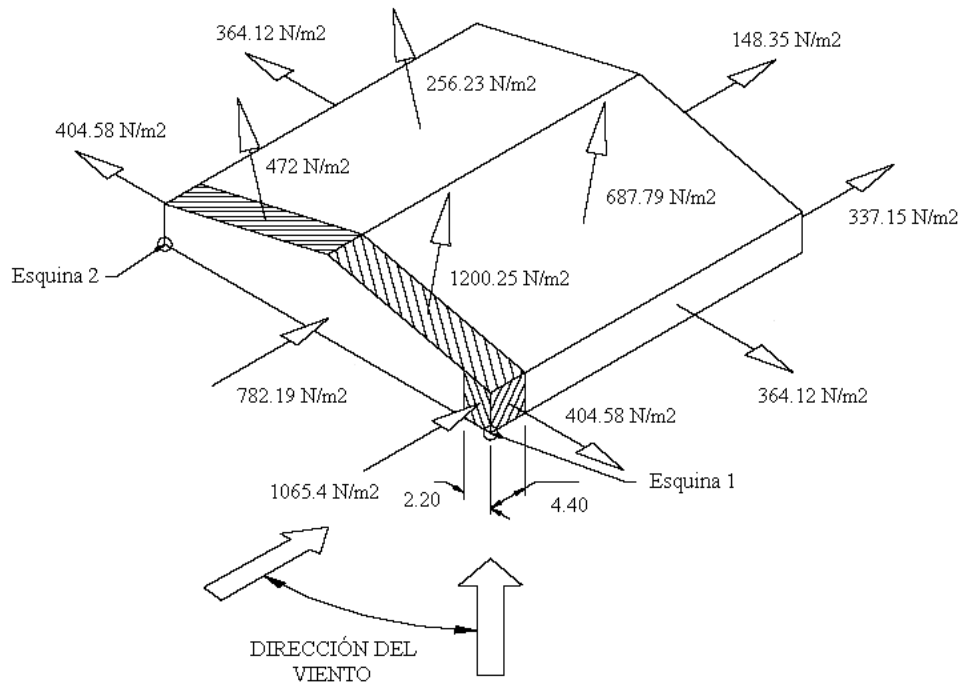
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 1 con presión interna positiva



Presiones de diseño para Caso A en Esquina 1 con presión interna negativa



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 1 con presión interna positiva



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 1 con presión interna negativa

10.7- Presiones de Diseño de Componentes y Revestimientos.

Las ecuaciones para las presiones de diseño en componentes y revestimientos están dadas en el artículo 5.12.4.1 del Reglamento CIRSOC 102. La ecuación para edificios con $h \leq 20$ m es:

$$p = qh [(GCp) - (GCpi)]$$

siendo:

$$qh = 1348.60 \text{ N/m}^2$$

$$GCpi = \pm 0.18$$

$$GCp = \text{valores de tabla}$$

10.7.1- Presiones en componentes y revestimientos de paredes

Los coeficientes de presión son función del área efectiva de viento. Se deben determinar las áreas efectivas de las paredes:

10.7.1.1- Tirantes:

Para separación entre tirantes = 1.50 m y separación entre columnas = 4.94 m entonces se debe adoptar el mayor valor entre:

$$a) A = 1.50 \text{ m} \times 4.95 \text{ m} = \boxed{7.43 \text{ m}^2 = A}$$

$$b) A = 1.50 \text{ m} \times (1/3) \times 1.50 \text{ m} = \mathbf{0.75 \text{ m}^2}$$

Los coeficientes para paredes (GCp) de la Figura 5A (página 34 – Figuras) del Reglamento CIRSOC 102 se tiene:

	AREA (m ²)	GCp ext		
		Zona 4 y 5	Zona 4	Zona 5
Pared	7,43	0,83	-0,90	-1,08

Con los resultados anteriores se pueden calcular las presiones netas en componentes de paredes, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Presión (N/m ²)				
Zona 4		Zona 5		
Positiva	Negativa	Positiva	Negativa	
876,59	-970,99	876,59	-1213,74	Pared

10.7.2- Presiones en componentes y revestimientos de cubierta

Del mismo modo que se procedió para calcular las presiones en componentes y revestimientos en paredes, donde primero se deben obtener las áreas efectivas en cubiertas:

10.7.2.1- Tirantes:

Para separación entre tirantes = 3.05 m y separación entre pórticos = 4.95 m entonces se debe adoptar el mayor valor entre:

$$a) A = 4.95 \text{ m} \times 3.05 \text{ m} = \boxed{15.10 \text{ m}^2 = A}$$

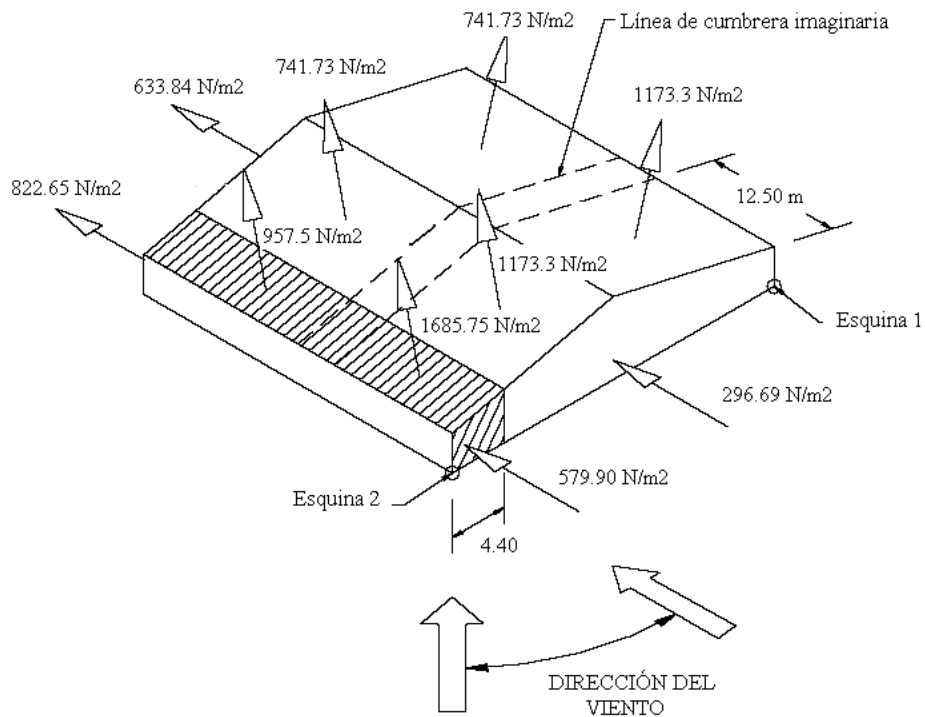
$$b) A = 4.94 \text{ m} \times (1/3) \times 4.94 \text{ m} = \mathbf{8.13 \text{ m}^2}$$

Los coeficientes para cubiertas (GCp) de la Figura 5B (página 35 – Figuras) del Reglamento CIRSOC 102 se tiene:

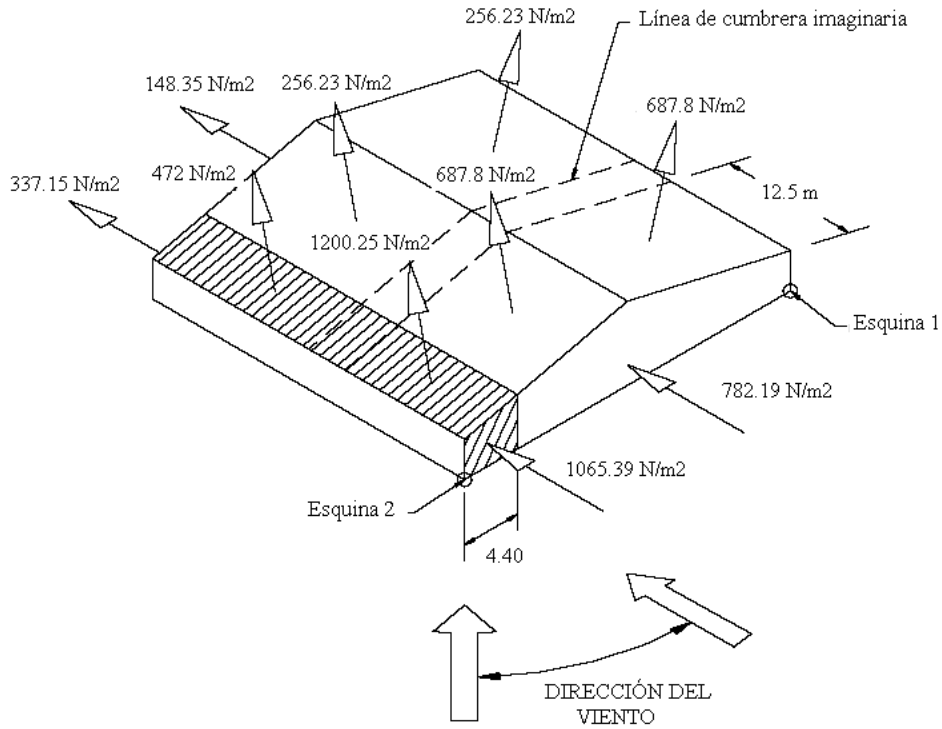
	AREA (m ²)	GCp ext		
		Zona 1,2 y 3	Zona 1	Zona 2 y 3
Correa	15.10	0,20	-0,90	-1,10

Con los resultados anteriores se pueden calcular las presiones netas en componentes de cubiertas, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

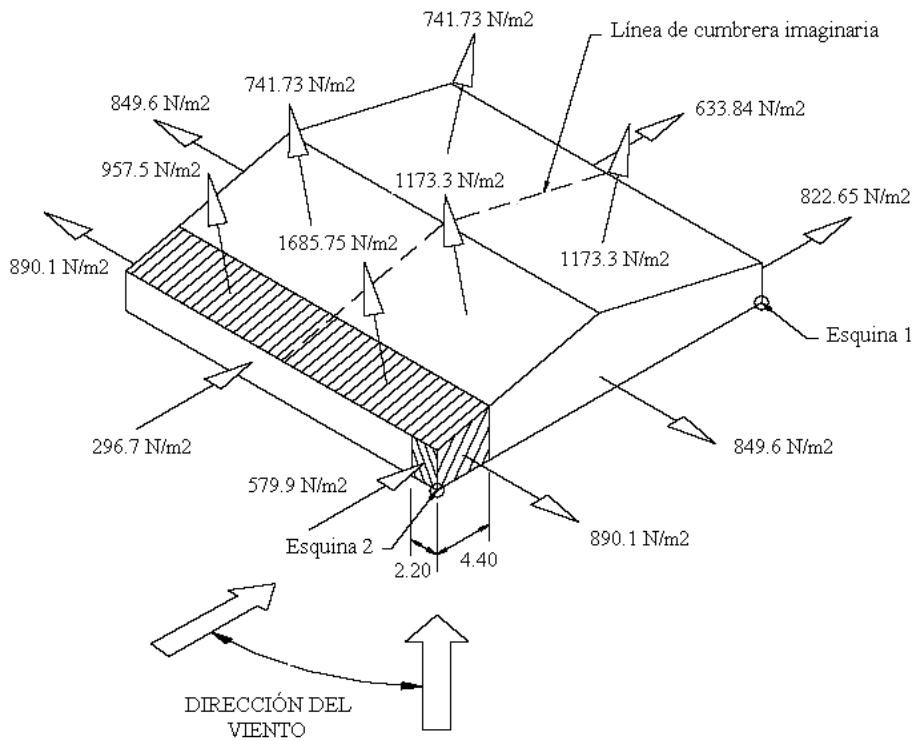
Presion (N/m ²)			
Positiva	Negativa		
Zona 1,2 y 3	Zona 1	Zona 2 y 3	
26,97	-970,99	-1240,71	Correa



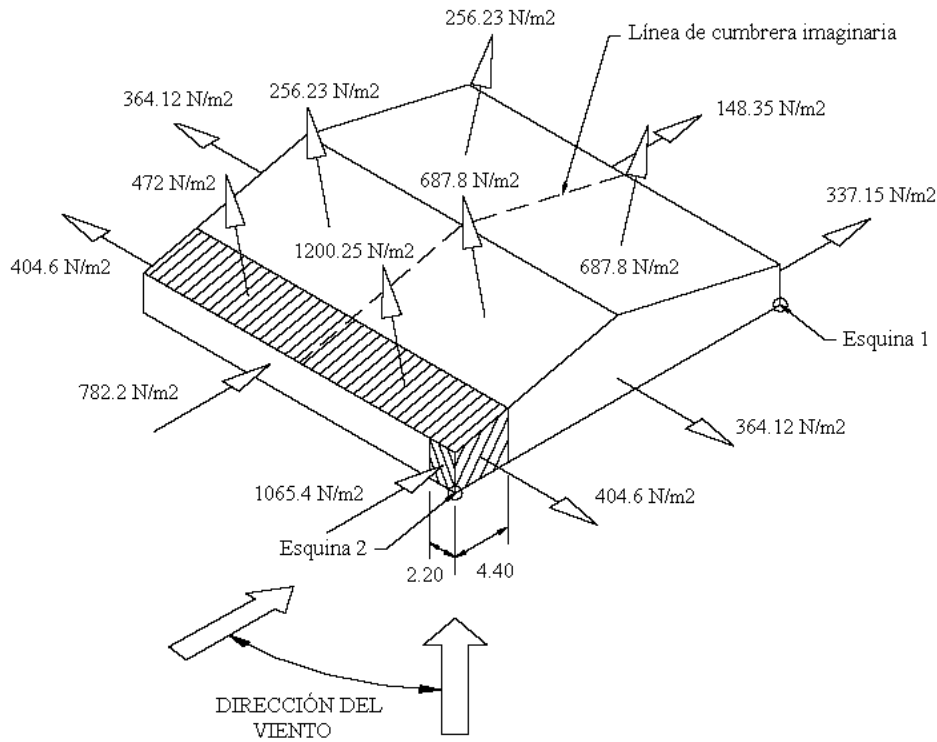
Presiones de diseño para Caso A en Esquina 2 con presión interna positiva



Presiones de diseño para Caso A en Esquina 2 con presión interna negativa



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 2 con presión interna positiva



Presiones de diseño para Caso B en Esquina 2 con presión Interna negativa

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DEL GALPÓN PRINCIPAL

Las generales:

El galpón principal está conformado por muros de ladrillos

Capítulo 11.

Se continúa el cerramiento lateral con chapa hasta 5,50 metros y la cubierta consiste en

CÁLCULO ESTRUCTURAL del GALPÓN PRINCIPAL.

chapa encolada con medijas y pernos según plano de detalle N° 4a

El dimensionamiento de los tirantes de cubierta:

Al llegar al dimensionamiento de los tirantes de la cubierta se debe realizar un análisis de carga donde se tenga en cuenta los diferentes efectos del viento.

Análisis de carga:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Inclinação de la cubierta: 9°
- Separación de los tirantes (L1) según plano N° 4°: 2,45 m
- Luz de tramo (L) según plano N° 4a
- Tipo de cubierta: Chapa galvanizada PanelPlac

Separación de los tirantes.

La chapa a utilizar es la chapa galvanizada tipo PANALPlac calibre BWG 24, conformado en

Los datos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

- Espesor = 50 mm
- Ancho = 400 mm
- Largo = desde 1 m hasta 24 m

Los valores característicos sobre el comportamiento estructural de la chapa también son proporcionados por el fabricante.

11- CALCULO DE LA ESTRUCTURA DEL GALPÓN PRINCIPAL.

Datos generales:

El galpón principal está conformado por muros de ladrillos cerámicos hasta los 2,5 metros luego se continúa el cerramiento lateral con chapa hasta 5,50 metros y la cubierta consiste en una estructura con pórticos de madera laminada encolada con arriostramientos longitudinal. Dicha cubierta es de chapa galvanizada tipo PANALPlac apoyada sobre tirantes de madera laminada encolada con medidas y pendientes según plano de detalle N° 4a

11.1- Dimensionamiento de los tirantes de cubierta:

Para llegar al dimensionamiento de los tirantes de la cubierta se debe realizar un análisis de carga donde se tenga en cuenta los diferentes efectos del viento.

1.1- Análisis de carga:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Inclinación de la cubierta: 9°
- Separación de los tirantes (L1) según plano N° 4a: 2.45 m
- Luz de tramo (L) según plano N° 4a
- Tipo de cubierta: Chapa galvanizada PanelPlac

1.2- Separación de los tirantes.

La chapa a utilizar es la chapa galvanizada tipo PANALPlac calibre BWG 24, conformado en frío. Los datos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

- Espesor = 50 mm
- Ancho = 400 mm
- Largo = desde 1 m hasta 24 m







Los valores característicos sobre el comportamiento estructural de la chapa también son proporcionados por el fabricante.

Panel Espesor mm.	Transmitancia K en Kcal/ h m ² °C	Termica K en W/m ²
35	0.50	0.59
50	0.36	0.42
65	0.30	0.32

Peso por kg/m² en un espesor de 50 mm. PUR (Espuma Poliuretano)

Acero Galvanizado en ambas caras
12,5

Tabla de cargas admisible.

Tipología	Tramos	70	100	130	160	190	200	kg/m ²
Cargas Positivas		2.93	2.64	2.43	2.37	2.30	2.25	m.
		3.66	3.30	3.02	2.96	2.88	2.81	m.
		4.10	3.70	3.39	3.30	3.22	3.15	m.
Cargas Negativas		2.88	2.59	2.39	2.32	2.26	2.21	m.
		3.06	2.77	2.53	2.46	2.42	2.35	m.
		3.42	3.09	2.83	2.77	2.69	2.64	m.

Para determinar la separación de los tirantes debemos analizar los distintos estados de carga:

	KN/m ²	E1	E2
Viento	-1.68	-1.68	
Peso chapa	0.125	0.125	0.125
Lluvia	0.30		0.30
Total (KN/m ²)		-1.555	0.425

Con estos valores entro en la tabla de carga admisible proporcionada por el fabricante y adopto la separación entre los tirantes.

Según esta tabla podemos separarlos hasta los 2.77 m nosotros vamos a usar por un tema constructivo una separación de 2.45 m

1.3- Peso propio de la chapa:

El peso propio de la chapa es de 12.5 kg/m² multiplicando por la separación entre tirantes nos da una carga por metro lineal q₁:

$$q_1 = q \times L_1 = 0.125 \text{ KN/m}^2 \times 2.45 \text{ m} = \boxed{0.31 \text{ KN/m} = q_1}$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido gravitacional.

1.4- Peso propio de la correa:

Se debe adoptar una medida de tirantes estimativa para poder incluir en el predimensionamiento de la misma su peso propio. Se estima un tirante de madera laminada encolada de 3'' x 8'' cuyo peso propio es:

$$q_2 = 0.065 \text{ KN/m}$$

1.5- Carga de lluvia:

Según Reglamento CIRSOC 102 se debe considerar una carga mínima de lluvia $q = 30 \text{ kg/m}^2$. Con estos valores se debe obtener una carga por metro lineal q_2 , multiplicando la carga por lluvia por la separación entre correas:

$$q_3 = q \times L_1 = 0.30 \text{ KN/m}^2 \times 2.45 \text{ m} = 0.735 \text{ kg/m} = q_3$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido normal a la cubierta (sentido axial).

1.6- Carga de viento:

Para el cálculo de los tirantes de cubierta como elemento estructural individual sometido a esfuerzos gravitacionales y acción del viento se debe hacer referencia a los valores de carga de viento calculados en el cuadro de presiones del punto 3.2.2. Estas presiones son:

Zona 1: $q_4 = -970.99 \text{ N/m}^2$

$$q_4 = 26.97 \text{ N/m}^2$$

1.7- Efecto de cargas combinadas: Hipótesis de cálculo

La carga de viento actúa junto con las otras cargas analizadas por lo tanto se tendrán diferentes condiciones de carga para diferentes combinaciones y cada uno de estos casos producirá un efecto diferente sobre la estructura como conjunto. Estas cargas se analizarán en el sentido de ambos ejes de inercia, para luego calcular el esfuerzo de flexión oblicua simple. Las diferentes combinaciones que se presentan son:

- **Hipótesis I:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -970.99 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga de lluvia, montaje y peso propio. En este caso se tiene que considerar los efectos de la carga de la lluvia, la cual puede generar un efecto contrario

al deseado, disminuyendo el momento máximo. Esto se debe tener presente ya que la lluvia es un efecto ocasional:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\cos(\alpha))] =$$

$$q_x = (-970.99 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\cos(9.09^\circ))] = \boxed{-1.28 \text{ KN/m} = q_x}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\sin(\alpha))] =$$

$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\sin(9.09^\circ))] = \boxed{0.17 \text{ KN/m} = q_y}$$

Carga total sin considerar efectos de lluvia:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2) \times (\cos(\alpha))] =$$

$$q_x = (-970.99 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m}) \times (\cos(9.09^\circ))] = \boxed{-2.01 \text{ KN/m} = q_x}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2) \times (\sin(\alpha))] =$$

$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m}) \times (\sin(9.09^\circ))] = \boxed{0.059 \text{ KN/m} = q_y}$$

- **Hipótesis II:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = 26.97 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga de lluvia, viento y peso propio:

Carga total considerando efectos de lluvia:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\cos(\alpha))] =$$

$$q_x = (26.97 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\cos(9.09^\circ))] = \boxed{0.16 \text{ KN/m} = q_x}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\sin(\alpha))] =$$

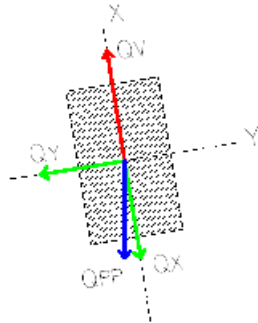
$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\sin(9.09^\circ))] = \boxed{0.17 \text{ KN/m} = q_y}$$

Nota: en las combinaciones de carga anteriores, en ningún caso se incluye la carga correspondiente al montaje debido a que ésta produce un efecto de disminución del momento máximo, con lo cual no se consigue la condición más desfavorable. Además esta carga de montaje sólo participa en la etapa constructiva de la celda, lo que representa una pequeña porción de su vida de servicio. Por estas consideraciones no se la incluye en el cálculo.

De todas las combinaciones anteriores se concluye en que la condición más desfavorable es aquella que produce una carga total mayor “q” de succión y la peor “q” de compresión. La peor condición de succión es la **Hipótesis I** sin considerar la acción de la lluvia y la peor condición de compresión es la **Hipótesis II**.

1.8- Esquema de carga para ambas Hipótesis:

Las correas resultan con un esquema de carga como el siguiente:

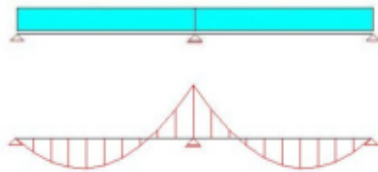


Se deben analizar las cargas en el sentido X-X y en el sentido Y-Y, para lo cual hay que descomponer la carga Qpp (peso propio chapa y tirantes). Entonces se tiene un esquema estructural donde los tirantes está sometida a los esfuerzos de flexión oblicua simple y sobre ella actúan las siguientes cargas:

1.8.1- Hipótesis I

$$q_x = -2.01 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$



1.8.1.1- Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

Momento máximo de apoyo según eje x = $M_x = 61562.53 \text{ kg cm} = 6.15 \text{ KNm}$

Momento máximo de apoyo según eje y = $M_y = 5206.78 \text{ kg cm} = 0.52 \text{ KNm}$

Reacciones en extremos según eje x = $373.11 \text{ kg} = 3.73 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje x = $1243.69 \text{ kg} = 12.44 \text{ KN}$

Reacciones en extremos según eje y = $31.56 \text{ kg} = 0.32 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje y = $105.19 \text{ kg} = 1.05 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{nec}} > W_{nec} = \frac{M_x}{\sigma} = \frac{6.15 \text{ KNm}}{1.2 \text{ KN/m}^2} = 0.0005 \text{ m}^3$$

Adopto un tirante de 3'' x 9''

$$\text{Entonces } a = 3'' \times 2.54 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

$$h = 9'' \times 2.54 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } W_x = \frac{a \times h^2}{6} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (22.86 \text{ cm})^2}{6} = 663.68 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{h \times a^2}{6} = \frac{22.86 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^2}{6} = 221.22 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia } J_x = \frac{a \times h^3}{12} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (22.86 \text{ cm})^3}{12} = 7585.82 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{h \times a^3}{12} = \frac{22.86 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^3}{12} = 842.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \Rightarrow \frac{615.62 \text{ KN cm}}{663.68 \text{ cm}^3} + \frac{52.07 \text{ KN cm}}{221.22 \text{ cm}^3} = 1.16 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \text{B.C}$$

1.8.1.2- Verificación de la flecha:

Una vez dimensionado el perfil se realiza la verificación de la flecha:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{495 \text{ cm}}{300} = 1.65 \text{ cm} = f_{adm}$$

$$f_x = \frac{5 \times q_x \times L^4}{384 \times J_x \times E} = \frac{5 \times 0.020 \text{ KN/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 7585.82 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ KN/cm}^2} = \boxed{1.48 \text{ cm} < f_{adm}}$$

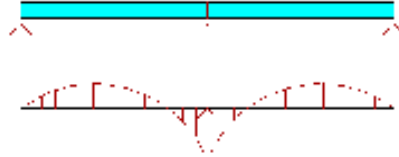
$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times J_y \times E} = \frac{5 \times 0.0017 \text{ KN/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 842.87 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ KN/cm}^2} = \boxed{1.13 \text{ cm} < f_{adm}}$$

La flecha verifica correctamente, se adoptan tirantes de $\boxed{3'' \times 9''}$

1.8.2- Hipótesis II

$$q_x = 1.16 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$



1.8.2.1- Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

Momento máximo de apoyo según eje x = $M_x = 35528.62 \text{ kg cm} = 3.55 \text{ KN/m}$

Momento máximo de apoyo según eje y = $M_y = 5206.78 \text{ kg cm} = 0.52 \text{ KN/m}$

Reacciones en extremos según eje x = $215.32 \text{ kg} = 2.15 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje x = $717.75 \text{ kg} = 7.18 \text{ KN}$

Reacciones en extremos según eje y = $31.56 \text{ kg} = 0.31 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje y = $105.19 \text{ kg} = 1.05 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{nec}} > W_{nec} = \frac{M_x}{\sigma} = \frac{355.29 \text{ KN cm}}{1.2 \text{ KN/cm}^2} = 296.07 \text{ cm}^3$$

Adopto un tirante de 3'' x 8''

$$\text{Entonces } a = 3'' \times 2.54 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

$$h = 8'' \times 2.54 \text{ cm} = 20.32 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } W_x = \frac{a \times h^2}{6} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (20.32 \text{ cm})^2}{6} = 524.38 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{h \times a^2}{6} = \frac{20.32 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^2}{6} = 196.64 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia } J_x = \frac{a \times h^3}{12} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (20.32 \text{ cm})^3}{12} = 5327.76 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{h \times a^3}{12} = \frac{20.32 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^3}{12} = 749.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \Rightarrow \frac{355.29 \text{ KN cm}}{524.38 \text{ cm}^3} + \frac{52.07 \text{ KN cm}}{196.64 \text{ cm}^3} = 0.94 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \text{B.C}$$

1.8.2.2- Verificación de la flecha:

Una vez dimensionado el perfil se realiza la verificación de la flecha:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{495 \text{ cm}}{300} = 1.65 \text{ cm} = f_{adm}$$

$$f_x = \frac{5 \times q_x \times L^4}{384 \times J_x \times E} = \frac{5 \times 0.012 \text{ kg/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 5327.76 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ kg/cm}^2} = \boxed{1.21 \text{ cm} < f_{adm}}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times J_y \times E} = \frac{5 \times 0.0017 \text{ KN/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 749.22 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ KN/cm}^2} = \boxed{1.27 \text{ cm} < f_{adm}}$$

La flecha verifica correctamente, se adoptan tirantes de $\boxed{3'' \times 8''}$

1.9- Dimensionamiento de los tirantes de pared:

Para llegar al dimensionamiento de los tirantes de las paredes se debe realizar un análisis de carga donde se tenga en cuenta los diferentes efectos del viento.

1.9.1- Análisis de carga:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Inclinación de la cubierta: 9°
- Separación de los tirantes (L1) según plano N° 4a: 1.50 m
- Luz de tramo (L) según plano N° 4a
- Tipo de cerramiento: Chapa galvanizada PanelPlac

1.9.2- Separación de los tirantes.



La chapa que se utilizar como cerramiento es la chapa galvanizada tipo PANALPlac calibre BWG 24, conformado en frío. Los datos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

- Espesor = 50 mm
- Ancho = 400 mm
- Largo = desde 1 m hasta 24 m

Los valores característicos sobre el comportamiento estructural de la chapa también son proporcionados por el fabricante.

PESO DEL PANEL EN KG/M2	
GALVANIZADA	ALUMINIO
BWG/24	0.8 mm
12.5	7.20

Tabla de cargas admisible.

TABLA DE CARGAS ADMISIBLES						
TRAMOS	60	70	80	90	100	kg/m ² m. m
	3.20	3.00	2.85	2.50	2.20	
	4.35	4.10	3.80	3.20	3.00	

Para determinar la separación de los tirantes debemos analizar los distintos estados de carga:

	KN/m ²	E1	E2
Viento (qx)	0,92	0,92	
Peso chapa (qy)	0,125		0,125
Total (KN/m ²)		0,92	0,125

Con estos valores entro en la tabla de carga admisible proporcionada por el fabricante y adopto la separación entre los tirantes.

Según esta tabla podemos separarlos hasta los 3.20 m nosotros vamos a usar por un tema constructivo una separación de 1.50 m

1.9.3- Peso propio de la chapa:

El peso propio de la chapa es de 12.5 kg/m² multiplicando por la separación entre tirantes nos da una carga por metro lineal q1:

$$q_1 = q \times L_1 = 12.50 \text{ kg/m}^2 \times 1.50 \text{ m} = \boxed{18.75 \text{ kg/m} = q_1 = 0.19 \text{ KN/m}}$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido gravitacional.

1.9.4- Peso propio del tirante:

Se debe adoptar una medida de tirante estimativa para poder incluir en el predimensionamiento de la misma su peso propio. Se estima un tirante de madera laminada encolada de 3'' x 8'' cuyo peso propio es:

$$\boxed{q_2 = 6.50 \text{ kg/m} = 0.065 \text{ KN/m}}$$

1.9.5- Carga de viento:

El mayor esfuerzo al que están sometidos los tirantes de frontis viene dado por la carga de viento actuando en sentido horizontal y de mayor inercia de la sección. Pero, a su vez, también actúan cargas de peso propio de los tirantes y el cerramiento. Por este motivo es que deben calcularse, al igual que en el caso de los tirantes de cubierta, los esfuerzo de flexión oblicua simple para la sección.

Por otro lado, en el frontis, la carga de lluvia y el montaje no se tienen en cuenta, sólo se consideran los valores de las cargas del viento y el peso propio. Los valores de carga de viento se obtienen del cuadro de presiones del punto 3.1.2.

Zona 4: $q_3 = 876.59 \text{ N/m}^2$

$$q_3 = -970.99 \text{ N/m}^2$$

1.9.6- Efecto de cargas combinadas: Hipótesis de cálculo

La carga de viento actúa junto con las otras cargas analizadas por lo tanto se tendrán diferentes condiciones de carga para diferentes combinaciones y cada uno de estos casos producirá un efecto diferente sobre la estructura como conjunto. Las diferentes combinaciones que se presentan son:

- **Hipótesis I:** Se considera actuando una carga de viento $q_3 = 876.59 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga viento, peso propio y cerramiento:

$$q_x = q_3 \times L_1 =$$

$$q_x = 876.59 \text{ N/m}^2 \times 1.50 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N} = \mathbf{1.32 \text{ KN/m} = q_x}$$

$$q_y = q_1 + q_2$$

$$q_y = 0.19 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ kg/m} = \mathbf{0.25 \text{ KN/m} = q_y}$$

- **Hipótesis II:** Se considera actuando una carga de viento $q_3 = -970.99 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga viento, peso propio y cerramiento.

$$q_x = q_3 \times L_1 =$$

$$q_x = -970.99 \text{ N/m}^2 \times 1.50 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N} = \mathbf{-1.46 \text{ KN/m} = q_x}$$

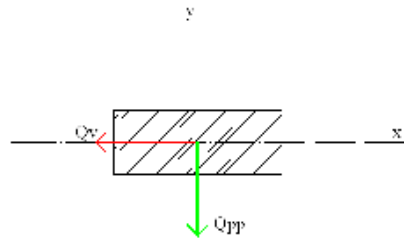
$$q_y = q_1 + q_2$$

$$q_y = 0.19 \text{ KN/m} + 0.065 \text{ KN/m} = \mathbf{0.25 \text{ KN/m} = q_y}$$

Nota: De todas las combinaciones anteriores se concluye en que la condición más desfavorable es aquella que produce una carga total mayor “q” de succión y la peor “q” de compresión. La peor condición de succión es la **Hipótesis I** sin considerar la acción de la lluvia y la peor condición de compresión es la **Hipótesis II**.

1.9.7 Esquema de carga para ambas Hipótesis:

Las correas resultan con un esquema de carga como el siguiente:

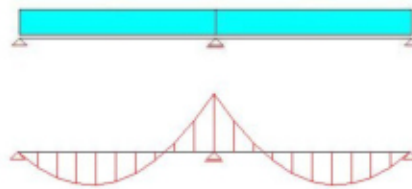


Una vez obtenido estos valores se procede a cargar los mismos en el software Pplan.

1.9.7.1 Hipótesis I.

$$q_x = -1.46 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.25 \text{ KN}$$



1.9.7.1.1- Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

$$\text{Momento máximo de apoyo según eje } x = M_x = 44717.06 \text{ kg cm} = 4.47 \text{ KN m}$$

$$\text{Momento máximo de apoyo según eje } y = M_y = 7657.03 \text{ kg cm} = 0.76 \text{ KN m}$$

$$\text{Reacciones en extremos según eje } x = 271.01 \text{ kg} = 2.71 \text{ KN}$$

$$\text{Reacciones en el apoyo central según eje } x = 903.38 \text{ kg} = 9.03 \text{ KN}$$

$$\text{Reacciones en extremos según eje } y = 46.41 \text{ kg} = 0.46 \text{ KN}$$

$$\text{Reacciones en el apoyo central según eje } y = 154.69 \text{ kg} = 1.55 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{nec}} \Rightarrow W_{nec} = \frac{M_x}{\sigma} = \frac{447.17 \text{ KN cm}}{1.2 \text{ KN/cm}^2} = 372.65 \text{ cm}^3$$

Adopto un tirante de 3'' x 9''

$$\text{Entonces } a = 3'' \times 2.54 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

$$h = 9'' \times 2.54 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } W_x = \frac{a \times h^2}{6} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (22.86 \text{ cm})^2}{6} = 663.68 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{h \times a^2}{6} = \frac{22.86 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^2}{6} = 221.23 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia } J_x = \frac{a \times h^3}{12} = \frac{7.62 \text{ cm} \times (22.86 \text{ cm})^3}{12} = 7585.82 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{h \times a^3}{12} = \frac{22.86 \text{ cm} \times (7.62 \text{ cm})^3}{12} = 842.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \Rightarrow \frac{447.18 \text{ KN cm}}{663.68 \text{ cm}^3} + \frac{76.57 \text{ cm}}{221.23 \text{ cm}^3} = 1.02 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow \text{B.C}$$

1.9.7.1.2- Verificación de la flecha:

Una vez dimensionado el perfil se realiza la verificación de la flecha:

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{495 \text{ cm}}{300} = 1.65 \text{ cm} = f_{\text{adm}}$$

$$f_x = \frac{5 \times q_x \times L^4}{384 \times J_x \times E} = \frac{5 \times 0.015 \text{ KN/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 7585.82 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ KN/cm}^2} = \boxed{1.10 \text{ cm} < f_{\text{adm}}}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times J_y \times E} = \frac{5 \times 0.025 \text{ kg/cm} \times (495 \text{ cm})^4}{384 \times 842.87 \text{ cm}^4 \times 1400 \text{ kg/cm}^2} = \boxed{1.65 \text{ cm} < f_{\text{adm}}}$$

La flecha verifica correctamente, se adoptan tirantes de $\boxed{3'' \times 9''}$

11.2- Esfuerzos de viento en pórtico:

En el punto anterior se dimensionaron las correas de cubierta sometidas a esfuerzos de viento, pero éstas actuando solamente como elemento estructural individual.

Para poder determinar los esfuerzos totales, se debe realizar una verificación de dicho cálculo, pero esta vez considerando la acción combinada del viento sobre los elementos estructurales y la acción conjunta de los mismos ante dicha carga. Es decir, se debe realizar un análisis del comportamiento del conjunto estructural ante la acción de cargas combinadas y determinar los esfuerzos a los que está sometido el pórtico principal debido a este efecto.

2.1- Análisis de carga:

Se cuenta con los mismos datos detallados en el punto 4.1:

- Inclinación de la cubierta: 9.09°

- Separación de las correas (L1) según plano N° 4^a: 2.45 m
- Luz de tramo (L) según plano N° 4a
- Tipo de cubierta: Chapa galvanizada PanelPlac

2.2- Peso propio de la chapa:

La chapa a utilizar es la chapa tipo PanelPlac calibre 24 ya especificada en el punto 4.1.2.

La carga que aporta la chapa es: $30.62 \text{ kg/m} = q_1 = 0.31 \text{ KN/m}$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido gravitacional.

2.3- Peso propio de la correa:

La correa a utilizar es la obtenida del cálculo en el punto 3.5., es un tirante de madera laminada encolada estructural de 3'' x 9'' y aporta una carga (peso propio) de:

$$q_2 = 7.09 \text{ kg/m} = 0.071 \text{ KN/m}$$

2.4- Carga de lluvia:

El aporte de carga por efectos de lluvia ya se describió en el punto 4.1.4. Por lo tanto la carga de aporte es:

$$q_3 = 73.50 \text{ kg/m} = 0.735 \text{ KN/m}$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido normal a la cubierta (sentido axial).

2.5- Carga de viento:

Las cargas de viento que actúan sobre las correas en el análisis del pórtico como elemento estructural son las obtenidas en el cuadro de presiones del punto 2.4. Observando los gráficos de presiones del punto 2.5 para diferentes tipos de solicitaciones de viento, se concluye que deben tomarse dos valores de viento diferentes para realizar el análisis ya que se deben hacer dos consideraciones diferentes para los casos de cubierta y ancho de superficie extrema en cubierta. Por lo tanto se tendrán dos presiones máximas actuando en sectores diferentes. Estas presiones son:

a) *Máxima presión en cubierta:* $q = - 1173.28 \text{ N/m}^2$

b) *Máxima presión en ancho de superficie extrema en cubierta:*

$$q = - 1685.75 \text{ N/m}^2$$

2.6- Efecto de cargas combinadas:

La carga de viento actúa junto con las otras cargas analizadas por lo tanto se tendrán diferentes condiciones de carga para diferentes combinaciones y cada uno de estos casos producirá un efecto diferente sobre la estructura como conjunto.

La peor condición viene dada por la combinación de la acción del viento y el peso propio de la estructura. No se considera el montaje ni la carga de la lluvia dado que estas actúan en sentido diferente y su acción produciría un efecto de disminución del momento máximo.

Este análisis se debe realizar para ambos casos: cubierta y ancho de superficie extrema en cubierta.

2.6.1- Cubierta:

Estas cargas se analizarán en el sentido de ambos ejes de inercia, para luego calcular el esfuerzo de flexión oblicua simple. Las diferentes combinaciones que se presentan son:

- **Hipótesis I:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1173.28 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga de lluvia, montaje y peso propio:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\cos(\alpha))] =$$

$$q_x = (-1173.28 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\cos(9.09^\circ))] = \mathbf{q_x = - 1.77 \text{ KN/m}}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\sin(\alpha))] =$$

$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\sin(9.09^\circ))] = \mathbf{q_y = 0.17 \text{ KN/m}}$$

- **Hipótesis II:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1173.28 \text{ N/m}^2$ en combinación con el peso propio solamente descartando la carga de lluvia y montaje:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2) \times (\cos(\alpha))] =$$

$$q_x = (-1173.28 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m}) \times (\cos(9.09^\circ))] = \mathbf{q_x = - 2.50 \text{ KN/m}}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2) \times (\text{seno}(\alpha))] =$$

$$q_y = (0.31 \text{ kg/m} + 0.071 \text{ kg/m}) \times (\text{seno}(9.09^\circ)) = \boxed{q_y = 0.06 \text{ KN/m}}$$

- **Hipótesis III:** Se considera actuando el peso de la chapa más el peso propio de las correas más la carga de lluvia:

$$q_x = (0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\text{coseno}(9.09^\circ)) =$$

$$\boxed{q_x = 1.10 \text{ KN/m}}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\text{seno}(\alpha))] =$$

$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\text{seno}(9.09^\circ))] = \boxed{q_y = 0.17 \text{ KN/m}}$$

2.6.2- Ancho de superficie extrema en cubierta:

Estas cargas se analizarán en el sentido de ambos ejes de inercia, para luego calcular el esfuerzo de flexión oblicua simple. Las diferentes combinaciones que se presentan son:

- **Hipótesis I:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1685.75 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga de lluvia, montaje y peso propio:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\text{coseno}(\alpha))] =$$

$$q_x = (-1685.75 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\text{coseno}(9.09^\circ))] = \boxed{q_x = -3.03 \text{ KN/m}}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2 + q_3) \times (\text{seno}(\alpha))] =$$

$$q_y = [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m} + 0.735 \text{ KN/m}) \times (\text{seno}(9.09^\circ))] = \boxed{q_y = 0.17 \text{ KN/m}}$$

- **Hipótesis II:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1685.75 \text{ N/m}^2$ en combinación con el peso propio solamente descartando la carga de lluvia y montaje:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + [(q_1 + q_2) \times (\text{coseno}(\alpha))] =$$

$$q_x = (-1675.85 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.001 \text{ KN/N}) + [(0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m}) \times (\text{coseno}(9.09^\circ))] = \boxed{q_x = -3.73 \text{ KN/m}}$$

$$q_y = [(q_1 + q_2) \times (\text{seno}(\alpha))] =$$

$$q_y = (0.31 \text{ KN/m} + 0.071 \text{ KN/m}) \times (\text{seno}(9.09^\circ)) = \boxed{q_y = 0.06 \text{ KN/m}}$$

Finalmente se obtienen las cargas máximas representando las peores condiciones para ambos casos:

a) Máxima carga en *cubierta*:

Hipótesis I

$$q_x = -2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$

Hipótesis III

$$q_x = 1.10 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$

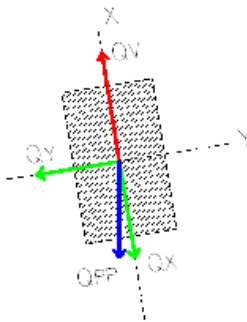
b) Máxima carga en *ancho de superficie extrema en cubierta*:

$$q_x = -3.73 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$

2.7- Esquema de carga:

Las correas resultan con un esquema de carga como el siguiente:



Se deben analizar las cargas en el sentido X-X y en el sentido Y-Y, para lo cual hay que descomponer la carga Q_{pp} (peso propio chapa y correa).

El cálculo se realiza por separado para las dos condiciones de carga.

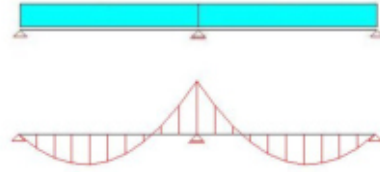
2.8- Cálculo de reacciones de cubierta:

2.8.1- Hipótesis I.

Se tiene un esquema estructural con las cargas como se ve en la figura:

$$q_x = -2.50 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$



2.8.1.1- Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

Momento máximo de apoyo según eje x = $M_x = 76570.31 \text{ kg cm} = 7.66 \text{ KN m}$

Momento máximo de apoyo según eje y = $M_y = 5390.55 \text{ kg cm} = 0.54 \text{ KN m}$

Reacciones en extremos según eje x = $464.06 \text{ kg} = 4.64 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje x = $1546.88 \text{ kg} = 15.47 \text{ KN}$

Reacciones en extremos según eje y = $32.67 \text{ kg} = 0.33 \text{ KN}$

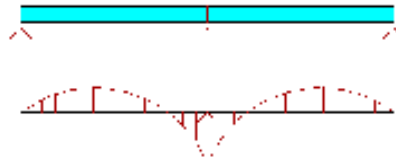
Reacciones en el apoyo central según eje y = $108.90 \text{ kg} = 1.09 \text{ KN}$

2.8.2- Hipótesis III.

Se tiene un esquema estructural con las cargas como se ve en la figura:

$$q_x = 1.10 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$



2.8.2.1- Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

Momento máximo de apoyo según eje x = $M_x = 33690.94 \text{ kg cm} = 3.37 \text{ KN m}$

Momento máximo de apoyo según eje y = $M_y = 5390.55 \text{ kg cm} = 0.54 \text{ KN m}$

Reacciones en extremos según eje x = $202.19 \text{ kg} = 2.02 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje x = $680.63 \text{ kg} = 6.81 \text{ KN}$

Reacciones en extremos según eje y = $32.67 \text{ kg} = 0.33 \text{ KN}$

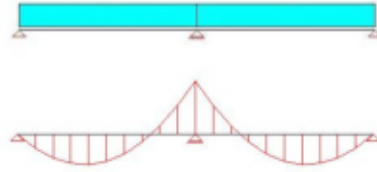
Reacciones en el apoyo central según eje y = $108.90 \text{ kg} = 1.09 \text{ KN}$

2.9- Cálculo de reacciones de ancho de superficie extrema de cubierta:

Se tiene un esquema estructural con las cargas como se ve en la figura:

$$q_x = -3.73 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.17 \text{ KN/m}$$



2.9.1 Dimensionamiento:

Para esta disposición estructural el Software Pplan arroja los siguientes resultados:

Momento máximo de apoyo según eje x = $M_x = 114242.91 \text{ kg cm} = 11.42 \text{ KNm}$

Momento máximo de apoyo según eje y = $M_y = 5390.55 \text{ kg cm} = 0.54 \text{ KNm}$

Reacciones en extremos según eje x = $692.38 \text{ kg} = 6.93 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje x = $2307.94 \text{ kg} = 23.08 \text{ KN}$

Reacciones en extremos según eje y = $32.67 \text{ kg} = 0.33 \text{ KN}$

Reacciones en el apoyo central según eje y = $108.90 \text{ kg} = 1.09 \text{ KN}$

11.3- Pórtico principal:

La estructura principal consiste en un pórtico de madera laminada encolada estructural, la cual es objeto de estudio a continuación. Sobre dicho pórtico realizan la descarga para la Hipótesis I de peso (reacciones) las correas calculadas en el punto 3.4.1.1 y 3.5.1 y para el Hipótesis III el de peso (reacciones) las correas calculadas en el punto 3.4.2.1. En ellas ya se consideraron las cargas de peso propio de cubierta y correas como así también las cargas accidentales.

Para su cálculo se considerarán las medidas, ángulos y pendientes indicadas en el plano N° 4

La luz de cálculo de cada tramo principal es de 12.65 m.

Para resolver dicho pórtico se utilizó el Software SolidWorks que es una herramienta que permite simular comportamientos de piezas y mediante la aplicación del Análisis por Elementos Finitos (F.E.A.). Su uso permite estudiar el comportamiento mecánico y térmico de un modelo de pieza bajo ciertas condiciones de servicio sin necesidad de crear un prototipo físico real del mismo. Éste tipo de evaluación virtual permite evaluar el comportamiento de su modelo de forma rápida y económica sin tener que invertir recursos en ensayos destructivos.

Los estudios disponibles en versión Software SolidWorks permiten Análisis Estáticos, de frecuencia, Pandeo, Térmicos, de fatiga y de Recipientes de presión.

3.1- Análisis de carga:

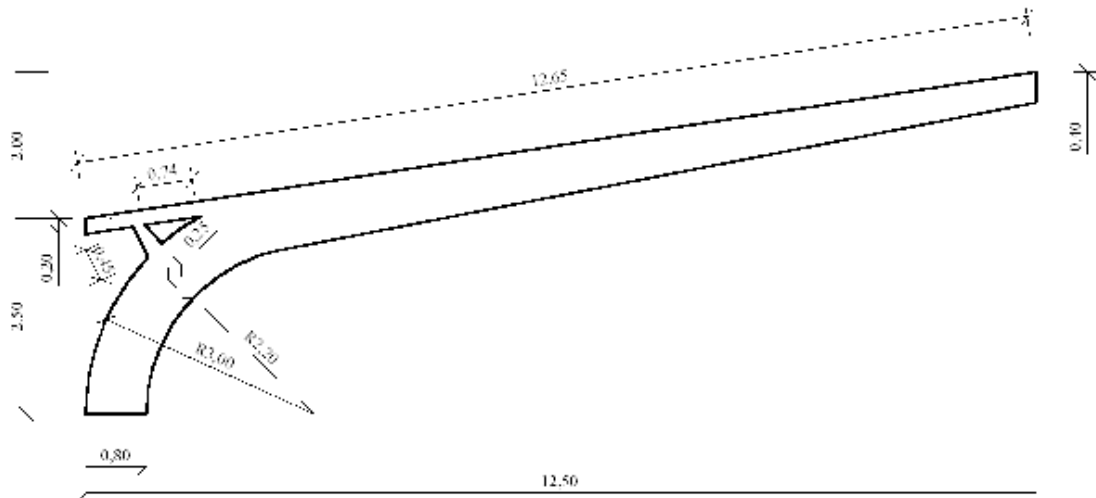
Se cuenta con los siguientes datos:

- Peso propio del pórtico

- Reacción de las correas según plano N° ... cada 2.45 m
- Luces de tramo y pendientes según plano N° ...

3.2- Peso propio del pórtico:

Para conocer el peso propio del pórtico, el cual se estimará en KN/m, es necesario proponer una sección para luego realizar verificaciones sucesivas hasta llegar a la que esté acorde a las solicitaciones calculadas. Por lo tanto se trabajará inicialmente sobre una sección propuesta con las características geométricas como se indica a continuación:



La carga que aporta esta sección así conformada es:

$$\text{Área} = 9.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de la madera} = 4.3 \text{ KN/m}^3$$

$$q_1 = 9.38 \text{ m}^2 \times 4.3 \text{ KN/m}^3 = \boxed{40.33 \text{ KN/m} = q_1}$$

Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido gravitacional.

3.3- Cargas de correas:

Las cargas de correas de cubierta se deberán trabajar por separado en dos partes: las correas de cubierta simple y las correas de ancho de superficie extrema de cubierta.

3.4- Correas de cubierta simples:

Las correas a utilizar en una sección cualquiera de la cubierta son las obtenidas del cálculo en el punto 3.4.1, son tirantes de madera laminada encolada estructural de 3'' x 9'' y aportan una carga total (peso total de la cubierta y viento) por correa que vale:

$$q_2 = 15.47 \text{ KN}$$

Esta carga es la reacción del apoyo central de una correa calculada como continua, por lo que no se debe duplicar (efecto de 2 correas). Además, la carga se repite cada 2.45 m a lo largo del pórtico a partir de los 4.40 m del primer vínculo de la estructura, es decir fuera de lo que sería el ancho de superficie extrema de cubierta.

3.5- Correas de ancho de superficie extrema:

En forma similar a lo dicho en el punto anterior, las correas a utilizar en una sección cualquiera del ancho de superficie extrema de cubierta son las obtenidas del cálculo en el punto 3.5.1, son de madera laminada encolada estructural de 3'' x 9'' y aportan una carga total (peso total de la cubierta y viento) por correa que vale:

$$q_3 = 23.08 \text{ KN}$$

Esta carga es la reacción del apoyo central de una correa calculada como continua, por lo que no se debe duplicar (efecto de 2 correas). Además, la carga se repite cada 2.45 m a lo largo del pórtico a partir del primer vínculo de la estructura y hasta los 4.40 m, es decir dentro de lo que sería el ancho de superficie extrema de cubierta.

3.6- Correas de pared:

En forma similar a lo dicho en el punto anterior, las correas a utilizar en una sección cualquiera de pared son las obtenidas del cálculo en el punto 2.2.7.1, son de madera laminada encolada estructural de 3'' x 9'' y aportan una carga total (peso total de la cubierta y viento) por correa que vale:

Carga es la reacción del apoyo central

$$q_4 = 9.03 \text{ KN}$$

Carga es la reacción del apoyo extremo

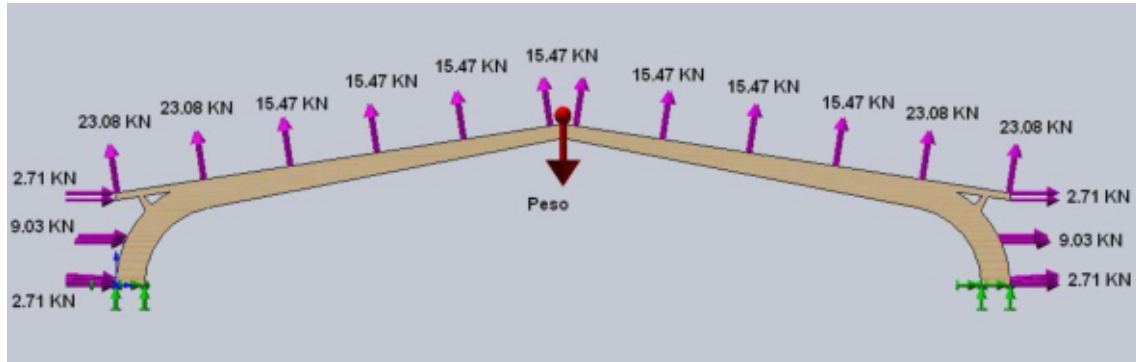
$$q_5 = 2.71 \text{ KN}$$

Esta carga son calculada como continua, por lo que no se debe duplicar (efecto de 2 correas). Además, la carga se repite cada 4.95 m a lo largo del galpón.

3.7- Hipótesis I.

3.7.1- Esquema de carga:

Las correas resultan con un esquema de carga como el siguiente:



Para esta disposición estructural el Software SolidWorks arroja los siguientes resultados:

3.7.2- Dimensionamiento:

Reacciones según eje x1 = -16023 Kg = **-160.23 KN**

Reacciones según eje y1 = -9879.4 Kg = **-98.79 KN**

Reacciones según eje x2 = 13134 Kg = **131.34 KN**

Reacciones según eje y2 = -9858.5 Kg = **-98.58 KN**

$\sigma_1 = 107.65 \text{ Kg/cm}^2 = \mathbf{10765 \text{ KN/m}^2}$

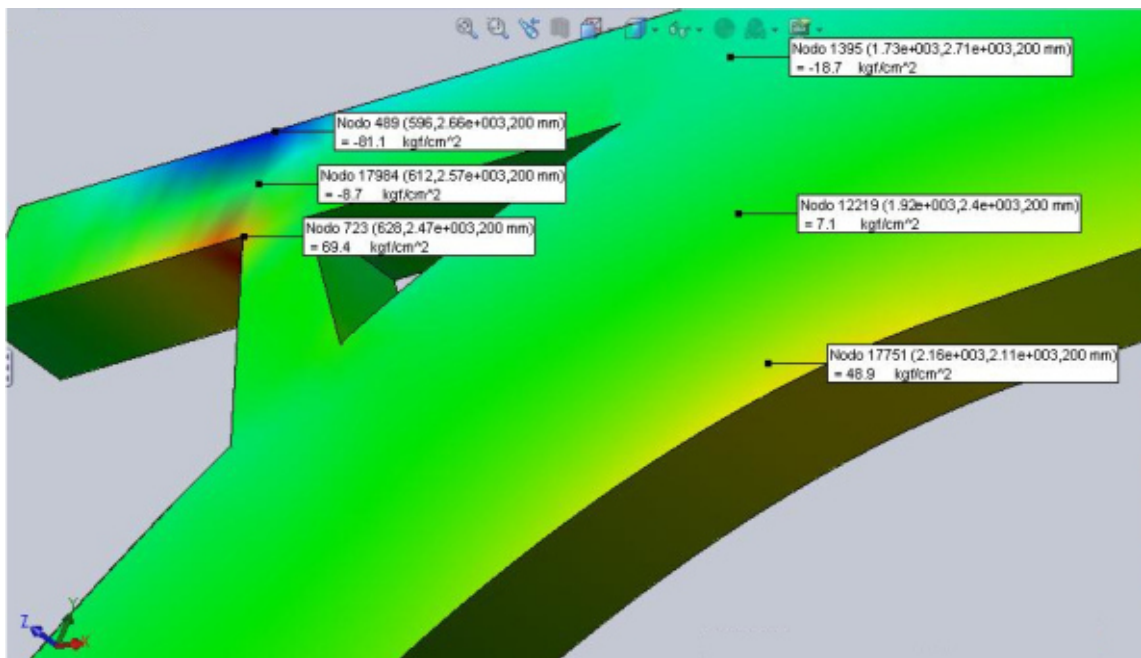
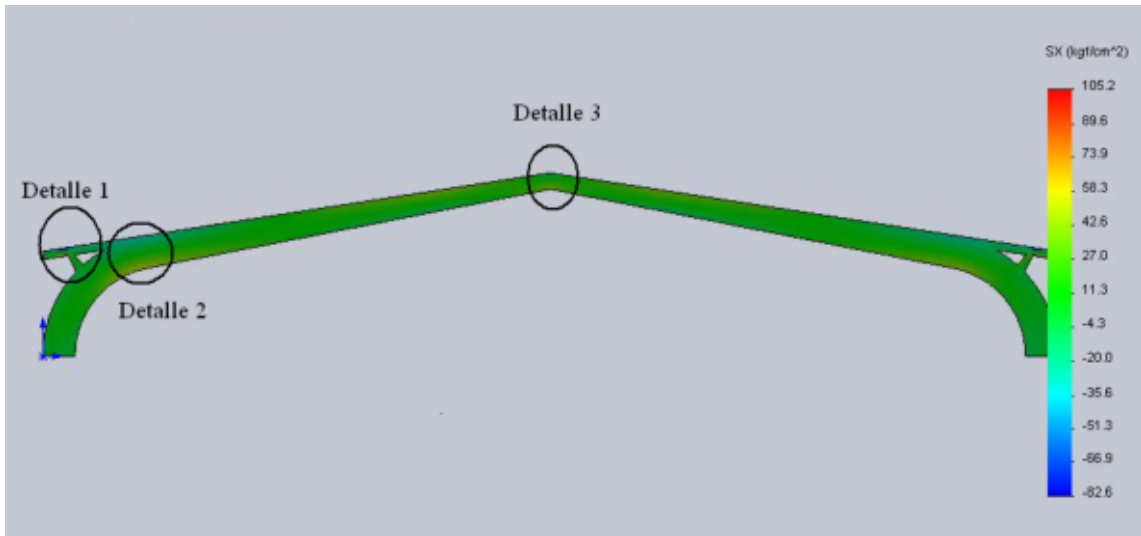
$\sigma_2 = 84.00 \text{ Kg/cm}^2 = \mathbf{8400 \text{ KN/m}^2}$

$W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{0.2 \text{ m} \times (0.8 \text{ m})^2}{6} = \mathbf{0.02 \text{ m}^3}$

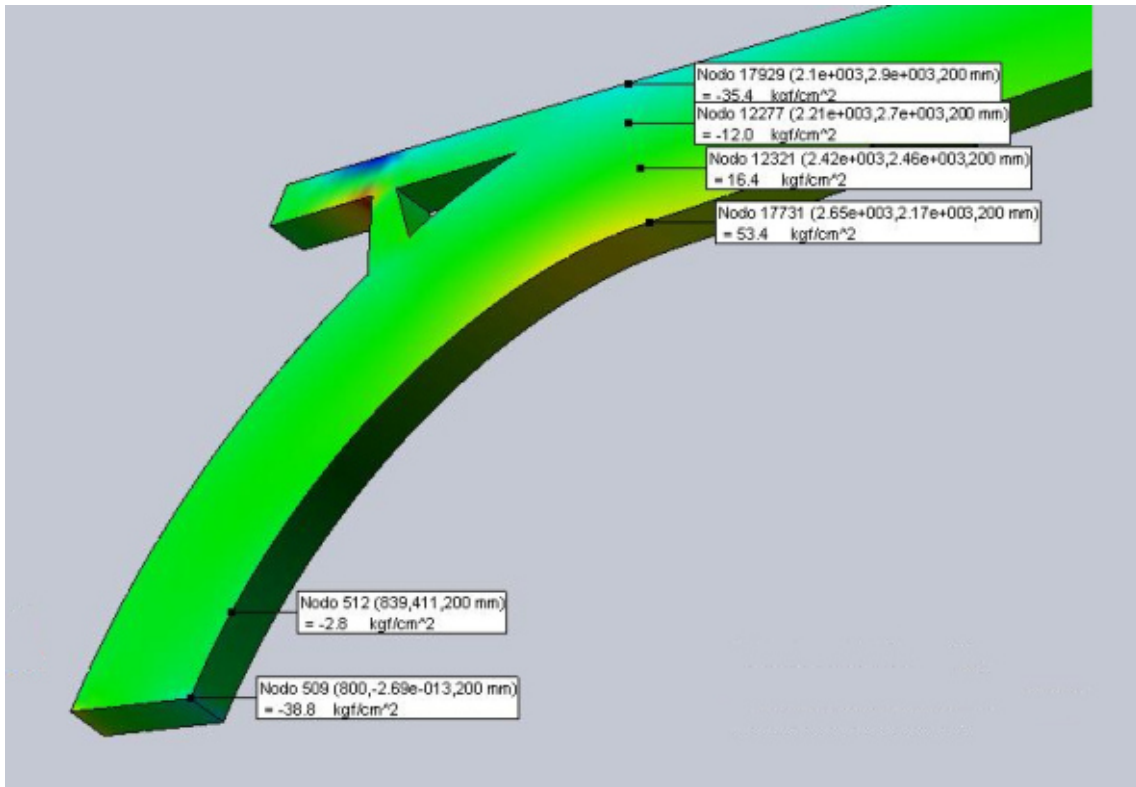
$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} \Rightarrow M_1 = \sigma_1 \times W = 10765 \text{ KN/m}^2 \times 0.02 \text{ m}^3 = \mathbf{229.65 \text{ KNm} = M_1}$

$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} \Rightarrow M_2 = \sigma_2 \times W = 8400 \text{ KN/m}^2 \times 0.02 \text{ m}^3 = \mathbf{179.20 \text{ KNm} = M_2}$

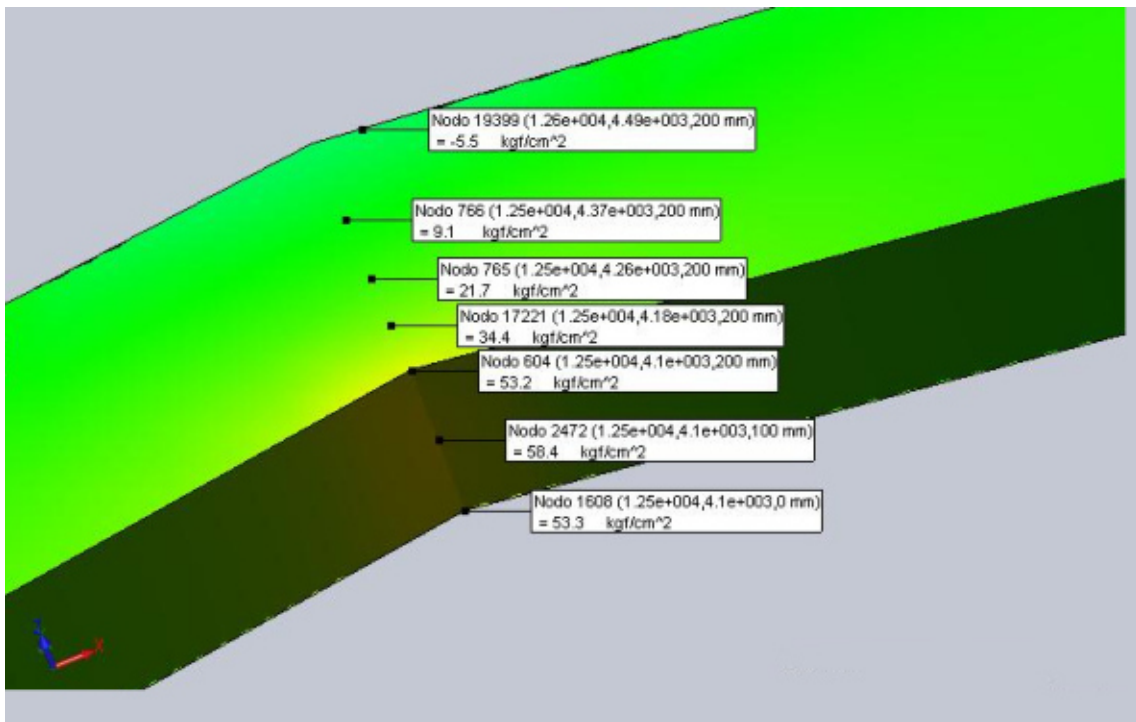
Como se pueden observa en los dibujos, la sección adoptada verifica correctamente en ningún momento supera la tensión admisible.



Detalle 1



Detalle 2



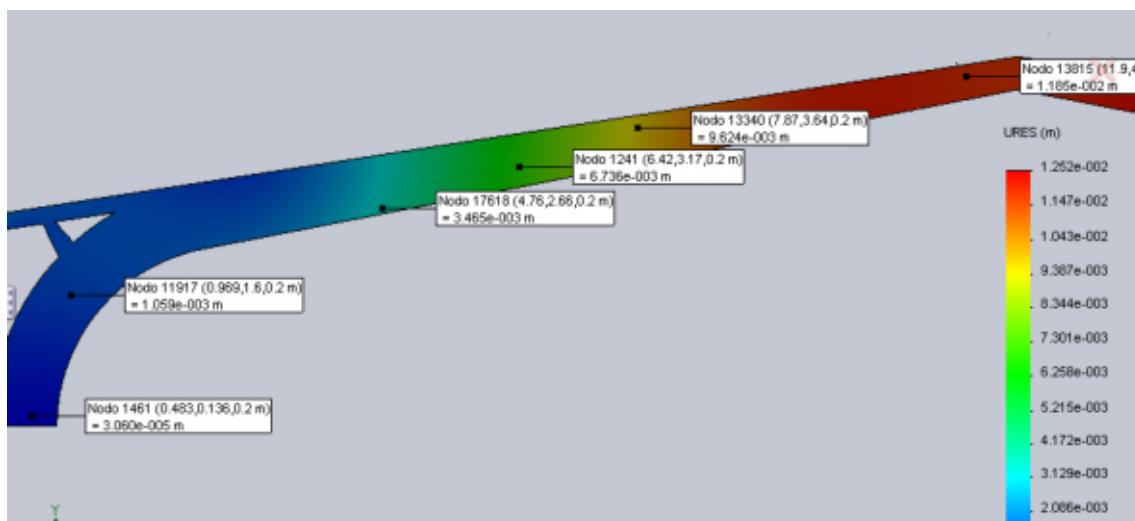
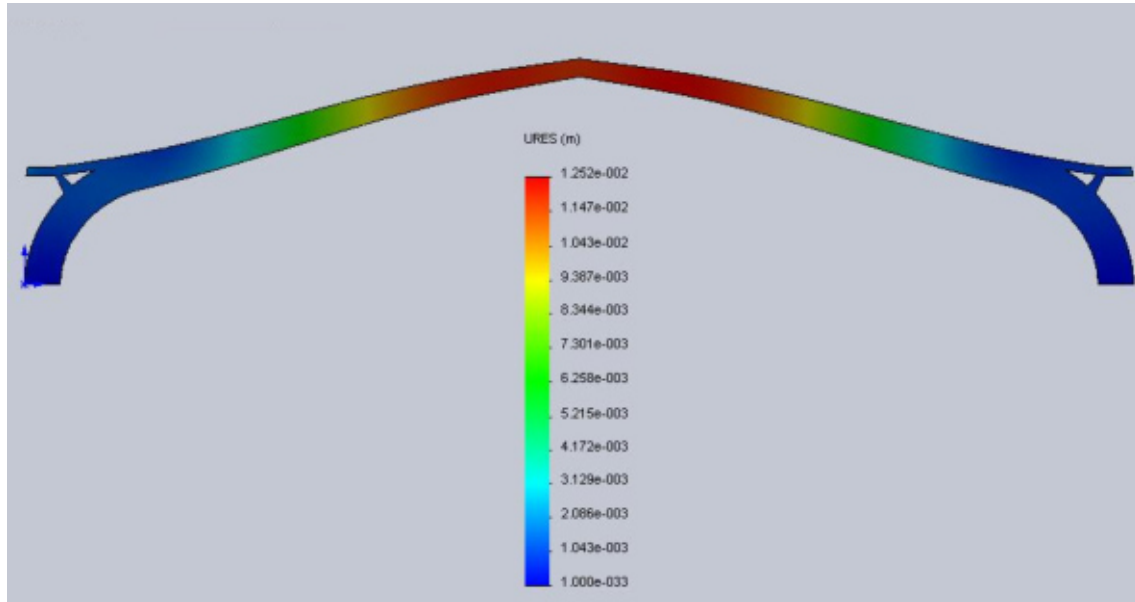
Detalle 3

3.7.3- Verificación de la flecha:

Una vez dimensionado el pórtico se realiza la verificación de la flecha:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1250 \text{ cm}}{300} = 4.17 \text{ cm} = f_{adm}$$

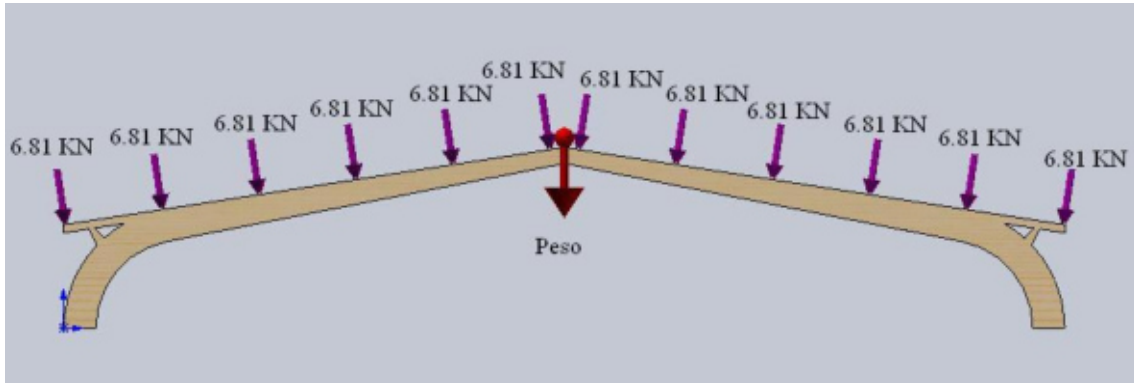
Como se puede observar en los siguientes diagramas la flecha verifica correctamente.



3.8- Hipótesis III.

3.8.1- Esquema de carga:

Las correas resultan con un esquema de carga como el siguiente:



Para esta disposición estructural el Software SolidWorks arroja los siguientes resultados:

3.8.1.1- Dimensionamiento:

Reacciones según eje x1 = 7927.9 Kg = **79.28 kN**

Reacciones según eje y1 = 4842.90 Kg = **48.43 kN**

Reacciones según eje x2 = 7927.90 Kg = **79.28 kN**

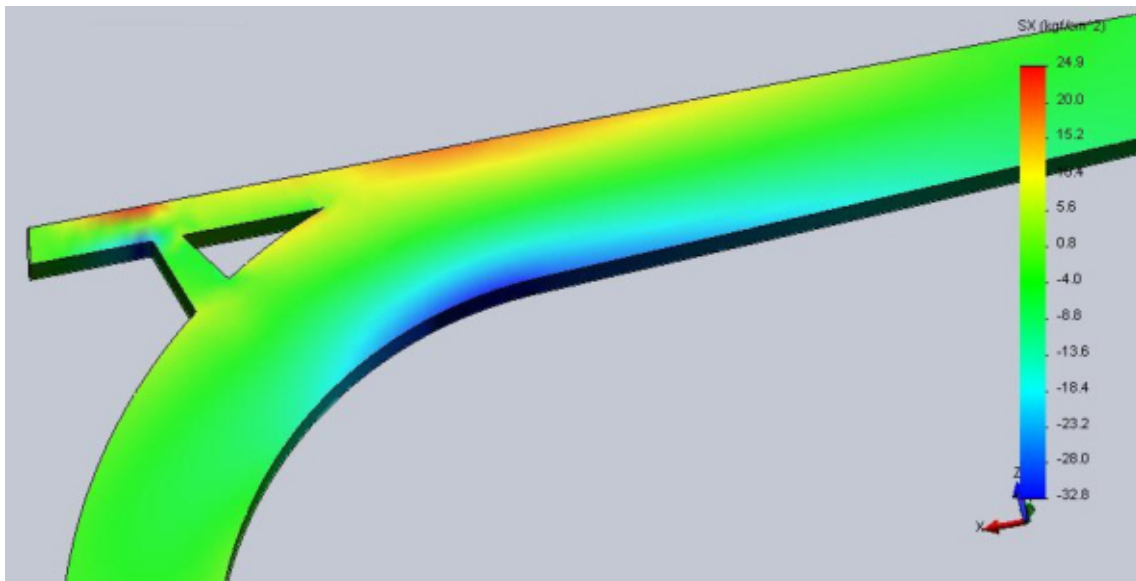
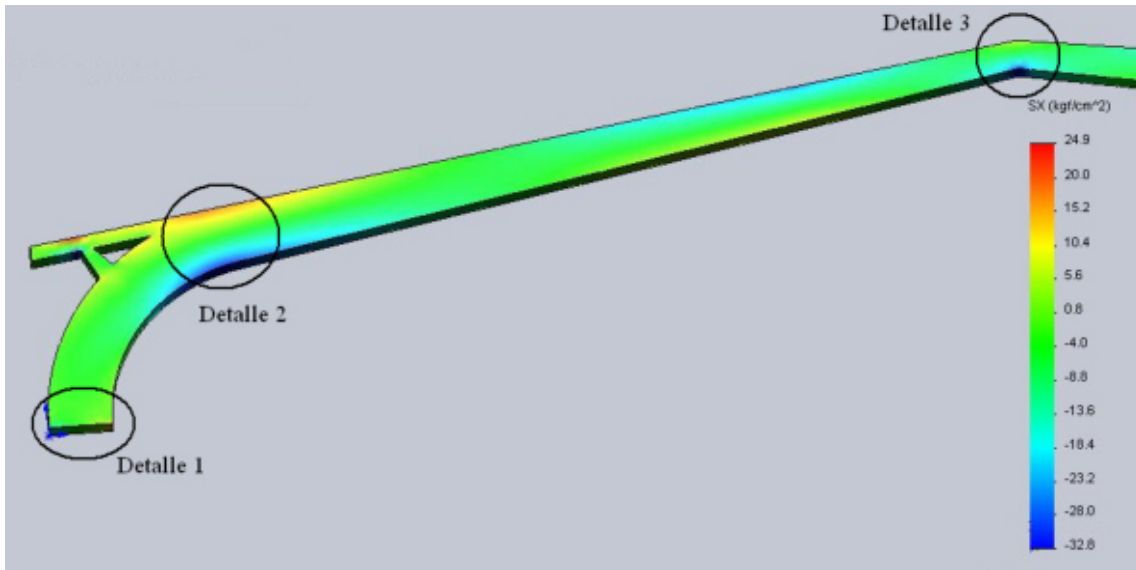
Reacciones según eje y2 = 4842.90 Kg = **48.43 kN**

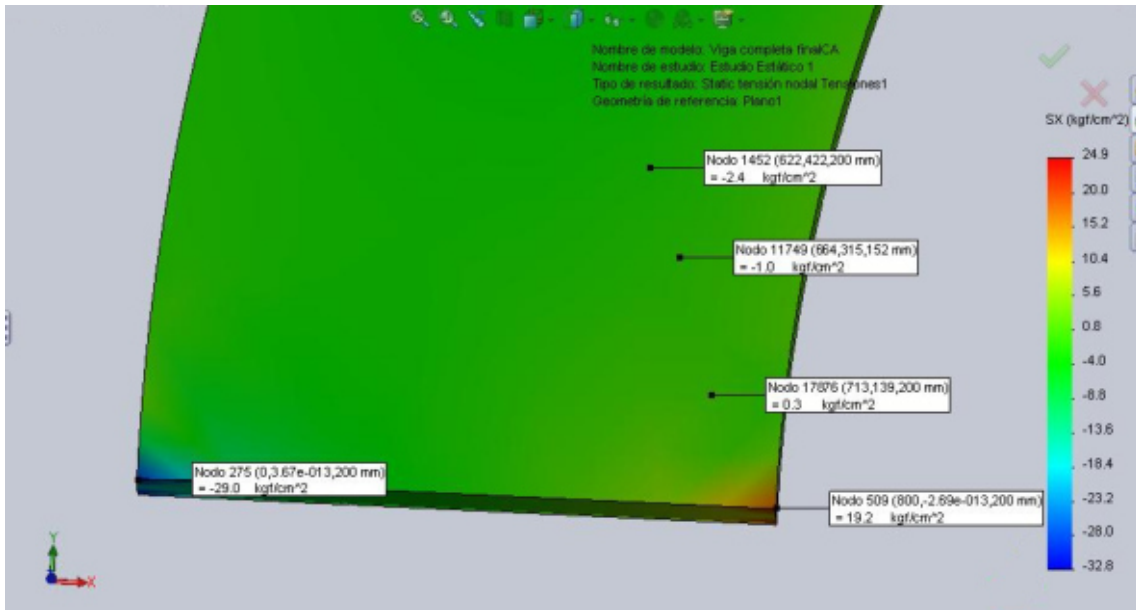
$\sigma_1 = \sigma_2 = 51.70 \text{ Kg/cm}^2 = \mathbf{5170 \text{ kN/m}^2}$

$$W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{0.2 \text{ m} \times (0.8 \text{ m})^2}{6} = \mathbf{0.02 \text{ m}^3}$$

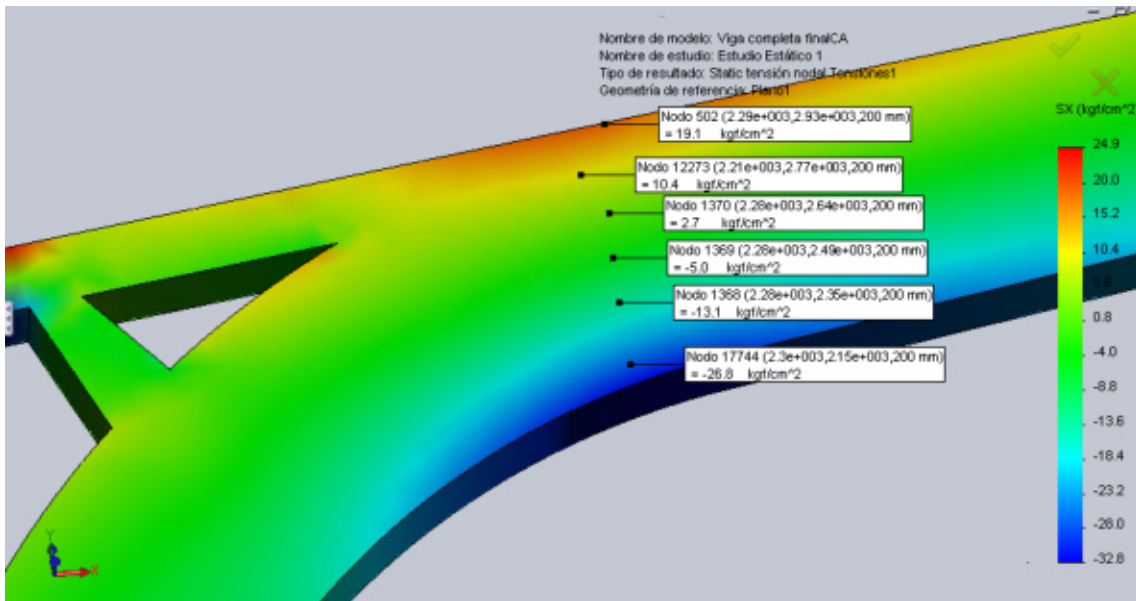
$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} \Rightarrow M_1 = \sigma_1 \times W = 5170 \text{ kN/m}^2 \times 0.02 \text{ m}^3 = \mathbf{110.29 \text{ kNm} = M_1 = M_2}$$

Como se pueden observar en los dibujos, la sección adoptada verifica correctamente en ningún momento supera la tensión admisible.

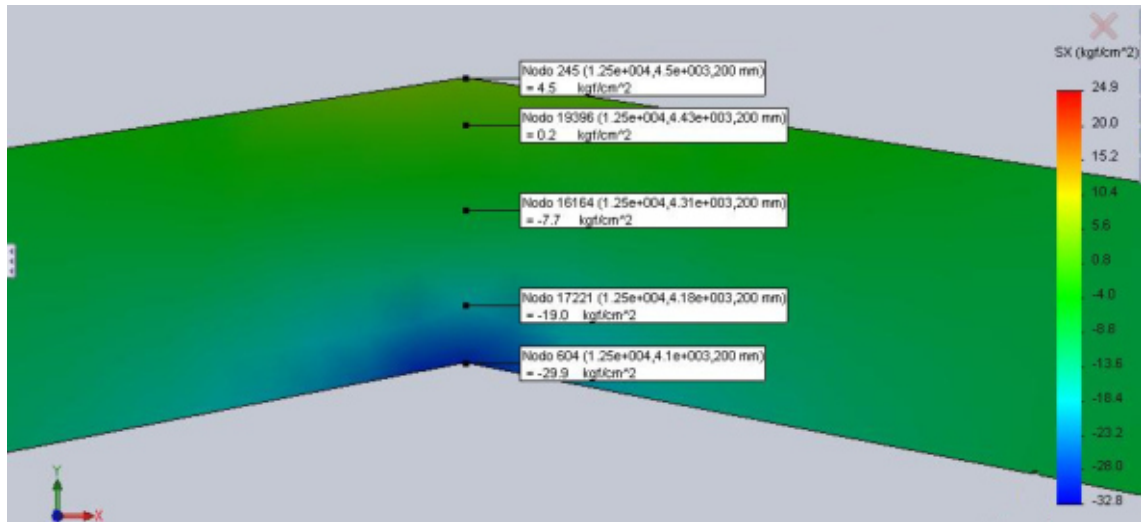




Detalle 1



Detalle 2



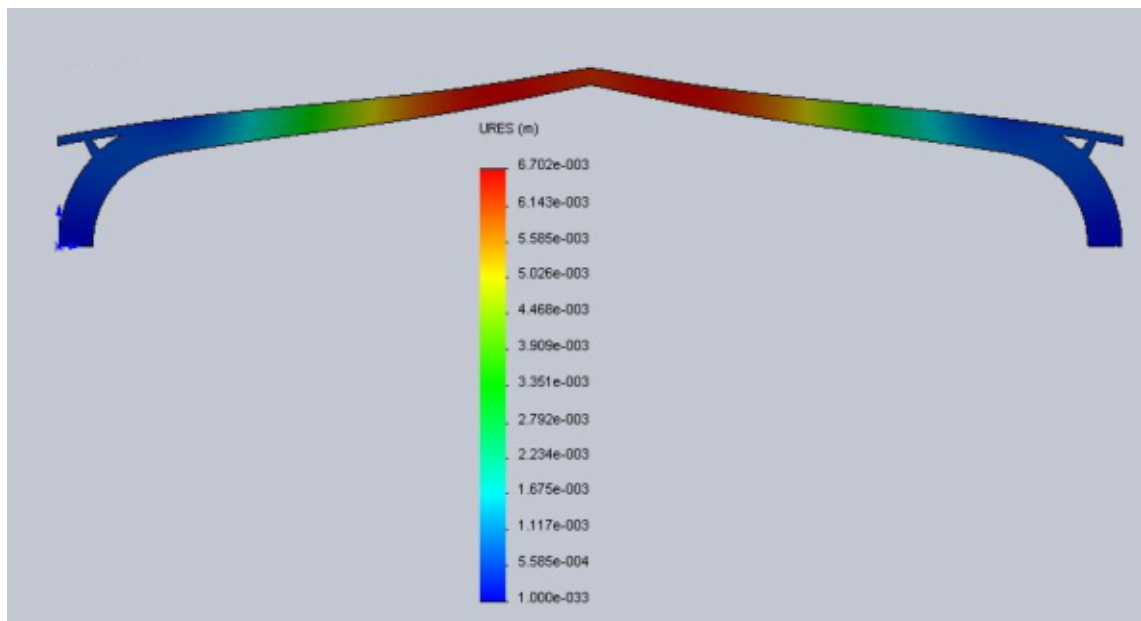
Detalle 3

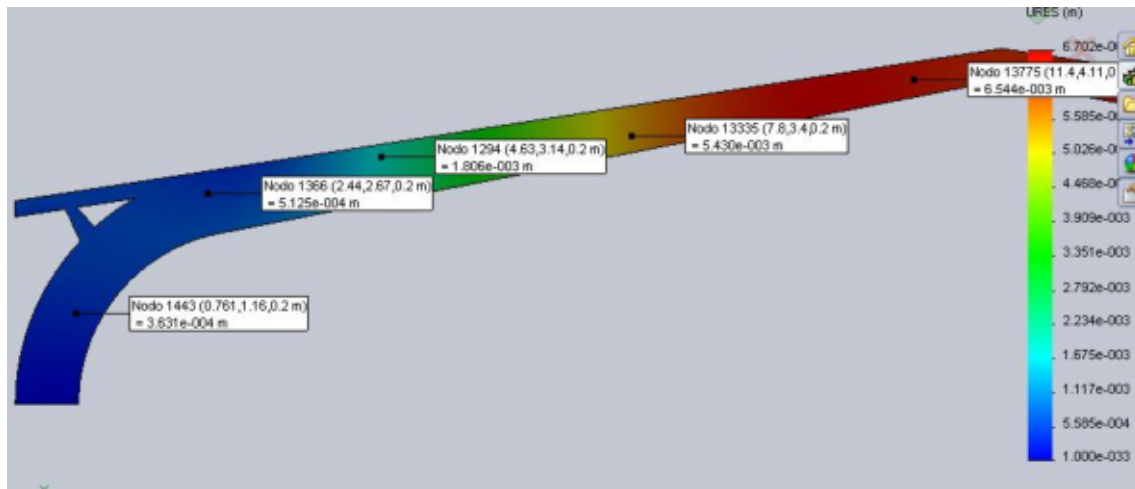
3.8.2- Verificación de la flecha:

Una vez dimensionado el pórtico se realiza la verificación de la flecha:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1250 \text{ cm}}{300} = 4.17 \text{ cm} = f_{adm}$$

Como se puede observar en los siguientes diagramas la flecha verifica correctamente.





11.4- Dimensionamiento de las columnas de hormigón:

En el punto anterior se calculó el pórtico de madera laminada encolada estructural necesario para soportar las cargas de viento, peso propio y lluvia, este pórtico descargan sus reacciones en las columnas según Plano N°4a, las columnas serán de hormigón armado de 20 x 80. Con este esquema estructural se calcularán a continuación los esfuerzos a los que está sometida la columna y se procederá al dimensionamiento.

4.1- Análisis de cargas de la columna C1:

Se cuenta con los siguientes datos:

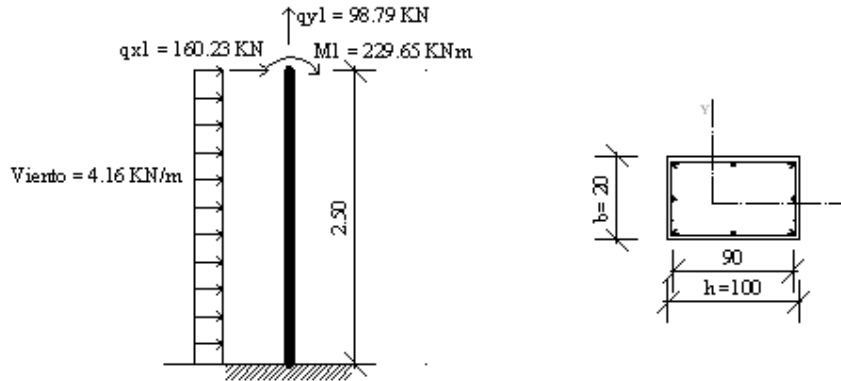
- Luz de cálculo (L1) para columnas tipo C1 según plano N° 4a = 2.50 m
- Las cargas actuantes en la son las reacciones del pórtico P1, más viento y peso propio de la columna.

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 12.00 \text{ KN}$

Viento = 4.16 KN/m.

4.1.1- Hipótesis I.

4.1.1.1- Esquema de carga 1:



$$P_u = q_{y1} - P_p = 98.79 \text{ kN} - 12 \text{ kN} = 86.79 \text{ kN}$$

$$M_u = (160.23 \text{ kN} \times 2.5 \text{ m}) + 229.65 \text{ kNm} + ((4.16 \text{ kN/m} \times 2.5 \text{ m}) \times 1.25 \text{ m}) = 643.22 \text{ kNm}$$

$$P_n = P_u / \phi = 86.79 \text{ kN} / 0.65 = 133.52 \text{ kN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 643.22 \text{ kNm} / 0.65 = 989.58 \text{ kNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.13 \text{ MN}}{1.0 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.033$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.99 \text{ MNm}}{1.0 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.25$$

$$\gamma = 90/100 = 0.90$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.4, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.033$

$$m = 0.25$$

$$\rho_g = 0.025$$

4.1.1.2 Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.025 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 50.00 \text{ cm}^2$$

Adopto 10 ϕ 25 (49.09 cm^2)

$$2 \phi 12 (2.26 \text{ cm}^2)$$

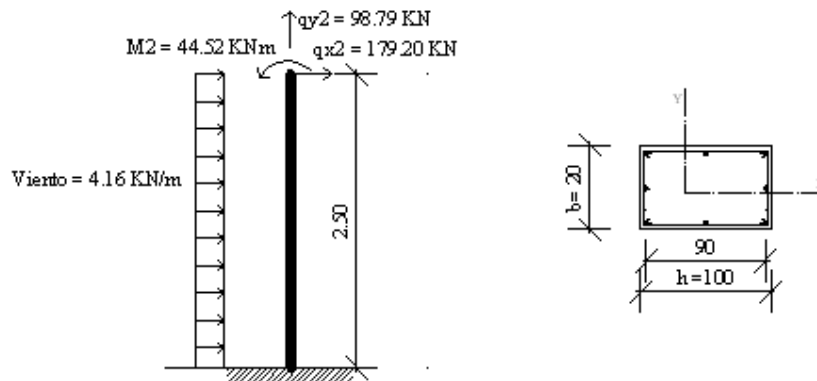
- Estribos

$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 10 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm} \\ \leq b = 80 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 40 \text{ cm}$$

4.1.2- Esquema de carga 2:



$$P_u = q_{y1} - P_p = 98.79 \text{ kN} - 12 \text{ kN} = 86.79 \text{ kN}$$

$$M_u = (131.34 \text{ kN} \times 2.5 \text{ m}) - 44.52 \text{ kNm} + ((4.16 \text{ kN/m} \times 2.5 \text{ m}) \times 1.25 \text{ m}) = 296.83 \text{ kNm}$$

$$P_n = P_u / \phi = 86.79 \text{ kN} / 0.65 = 133.52 \text{ kN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 296.83 \text{ kNm} / 0.65 = 456.66 \text{ kNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.13 \text{ MN}}{1.0 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.033$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.46 \text{ MNm}}{1.0 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.11$$

$$\gamma = 90/100 = 0.90$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.4, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.033$

$$m = 0.11$$

$$\rho_g = 0.011$$

4.1.1.2- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.011 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 22 \text{ cm}^2$$

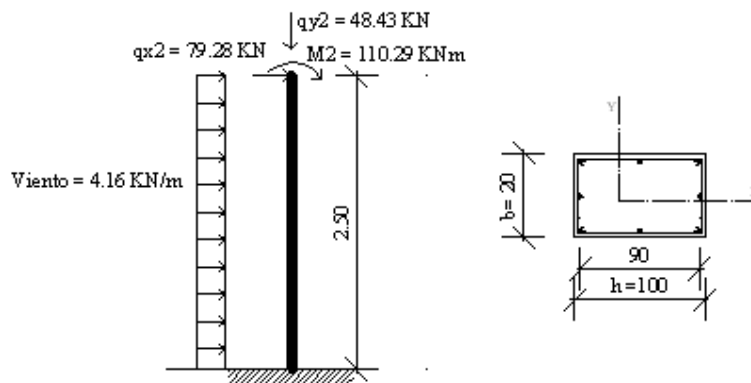
Adopto 8 ϕ 20 (25.13 cm^2)

- Estribos

$$d_b = 20 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 10 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2 \text{ cm} = 32 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 1.0 = 48.00 \text{ cm} \\ \leq b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 32 \text{ cm}$$

4.1.3- Hipótesis III.**4.1.3.1- Esquema de carga:**

$$P_u = 48.43 \text{ kN} + 12 \text{ kN} = 60.43 \text{ kN}$$

$$M_u = 110.29 \text{ kNm} + (79.28 \text{ kN} \times 2.50 \text{ m}) + ((4.16 \text{ kN/m} \times 2.50 \text{ m}) \times 1.25 \text{ m}) = 321.49$$

$$P_n = P_u / \phi = 60.43 \text{ kN} / 0.65 = 92.97 \text{ kN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 321.49 \text{ kNm} / 0.65 = 494.60 \text{ kNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.09 \text{ MN}}{1.0 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.02$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.49 \text{ MNm}}{0.8 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.12$$

$$\gamma = 90/100 = 0.90$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.4, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.02$

$$m = 0.12$$

$$\rho_g = 0.011$$

4.1.2.2- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.011 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 22 \text{ cm}^2$$

Adopto 8 ϕ 20 (25.13 cm²)

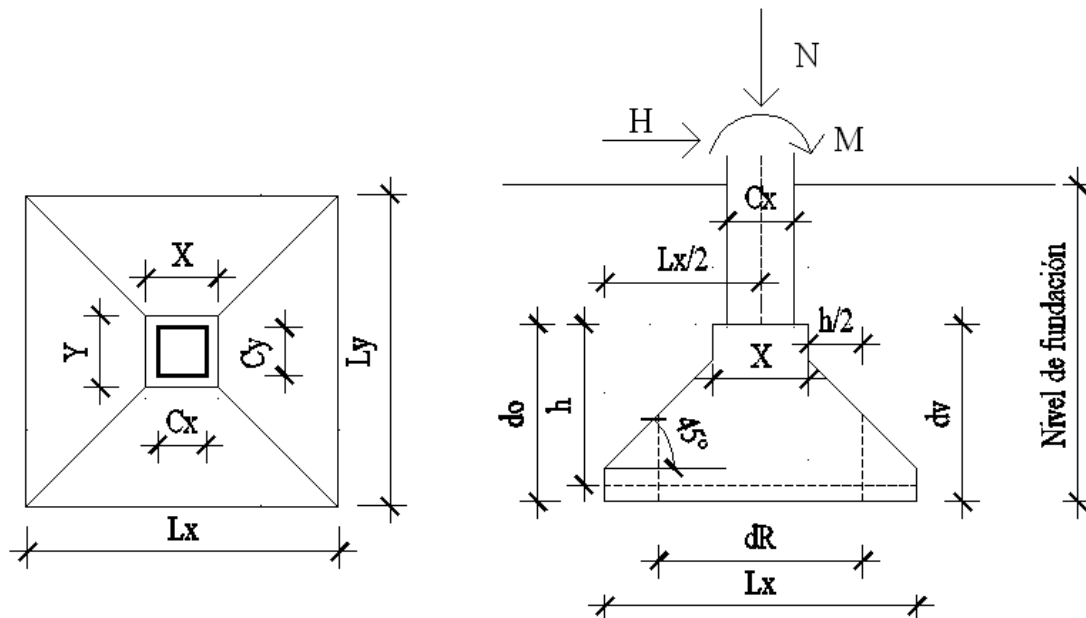
- Estribos

$$d_b = 20 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 10 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.0 \text{ cm} = 32 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 1.0 = 48.00 \text{ cm} \\ \leq b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 32 \text{ cm}$$

11.5- Bases aisladas con carga horizontal y momento para columnas 1.



5.1.1- Dato de la columna.

Columna de 0.20 m x 1.00 m

Estado I. $R_v = 86.79 \text{ KN}$

$R_h = 170.63 \text{ KN}$

$M = 643.23 \text{ Km}$

Estado III. $R_v = -48.43 \text{ KN}$

$R_h = 89.69 \text{ KN}$

$M = 321.49 \text{ Km}$

5.1.2- Datos.

$M = 321.49 \text{ KNm}$ $H = 89.69 \text{ KN}$

$h_{\text{fund.}} = 2.00 \text{ m}$ $N_o = 48.43 \text{ KN}$

$\sigma_{\text{suelo}} = 97 \text{ KN/m}^2$

5.1.3- Dimensionamiento de tronco.

Siendo las dimensiones de la columna.

$C_x = 100 \text{ cm}$ y $C_y = 20 \text{ cm}$

Entonces las dimensiones del tronco son.

$X = C_x + 0.05 \text{ m} = 1.0 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 1.05 \text{ m}$

$Y = C_y + 0.05 \text{ m} = 0.20 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$

5.1.4- Adoptar lado de la base paralelo al momento.

Adoptamos $L_x = 5.00 \text{ m} = a$

5.1.5- Adopto lado de la base perpendicular al momento.

$$L_y \geq \frac{1.20 N_o}{L_x \sigma_{\text{suelo}}} = \frac{1.20 \times 48.43 \text{ KN}}{3.50 \text{ m} \times 97 \text{ KN/m}^2} = 0.17 \text{ m}$$

Adopto $L_y = 2.50 \text{ m}$

5.1.6- Verificación al vuelco.

$(P + N_o) a/2 \geq 1.50 (M + H \times L_h)$

$P = P_{\text{base}} + P_{\text{suelo}} = (5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3) + (1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 15.30 \text{ KN/m}^3) = 436.87 \text{ KN}$

$$(436.87 \text{ KN} + 48.43 \text{ KN}) \times \frac{5.00 \text{ m}}{2} = 1213.26 \text{ KNm}$$

$$M = 321.49 \text{ KN} + (89.69 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 500.87 \text{ KNm}$$

$$1.50 (500.87 \text{ KNm} + 89.69 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 1020.37 \text{ KNm}$$

1213.26 KNm \geq 1020.37 KNm \rightarrow Verifica Buena Condición

5.1.7- Verificación al deslizamiento.

$$(N_o + P) \text{ tg } \varphi_d \geq 1.50 H$$

$$\varphi_d = 2/3 \varphi = 2/3 \times 35^\circ = 23.33$$

$$(48.43 \text{ KN} + 436.87 \text{ KN}) \times \text{tg } 23.33 = 209.31 \text{ KN}$$

$$1.50 \times 89.69 \text{ KN} = 134.53 \text{ KN}$$

209.31 KN \geq 134.53 KN \rightarrow Verifica Buena Condición

5.1.8- Cálculo de tensión en el terreno.

$$e = \frac{M + H \times h_{\text{fund.}}}{N+P} = \frac{500.87 \text{ KN} + (89.69 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m})}{48.43 \text{ KN} + 436.87 \text{ KN}} = 1.40 \text{ m}$$

$$e \geq L_x / 6 = 5.0 \text{ m} / 6 = 0.83 \rightarrow \text{Carga Fuera del núcleo central.}$$

$$1.40 \text{ m} > 0.83 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{N+P}{L_x - 2e} \frac{1}{L_y} \leq 4/3 \sigma_{\text{suelo}}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{(48.43 \text{ KN} + 436.87 \text{ KN})}{5.0 \text{ m} - 2 \times 1.40 \text{ m}} \times 1/2.50 \text{ m} = 117.65 \text{ KN/m}^2$$

$$4/3 \sigma_{\text{suelo}} = 4/3 \times 97 \text{ KN/m}^2 = 129.33 \text{ KN/m}^2$$

117.65 KN/m² \leq 129.33 KN/m² \rightarrow Verifica Buena Condición

5.2.9- Diagrama de tensiones.

$$q_1 = \frac{P+N}{L_x L_y} + \frac{6 \times (M + (H \times h_{\text{fund.}}))}{L_y \times L_x^2}$$

$$q_1 = \frac{436.87 \text{ KN} + 48.43 \text{ KN}}{5.0 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}} + \frac{6 \times (500.87 \text{ KNm} + (89.69 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}))}{2.5 \text{ m} \times (5.0 \text{ m})^2} = 104.13 \text{ KN/m}^2$$

5.2.10- Longitud de carga.

$$L_c = \frac{2 \times (N + P)}{q_1 \times L_y} = \frac{2 \times (48.43 \text{ KN} + 436.87 \text{ KN})}{104.13 \text{ KN/m}^2 \times 2.50 \text{ m}} = 3.73 \text{ m}$$

5.2.11- Solicitación interna de la losa.

$$\text{Voladizo s/X} = \frac{Lx - X}{2} = \frac{5.0 \text{ m} - 1.05 \text{ m}}{2} = 1.975 \text{ m}$$

$$\text{Voladizo s/Y} = \frac{Ly - Y}{2} = \frac{2.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{2} = 1.125 \text{ m}$$

$$q_{\text{dim}} = q_1 \times \frac{(1 - (Lx-X)/2)}{Lc} = 104.13 \text{ KN/m}^2 \times \frac{(1 - (5.00 \text{ m} - 1.05 \text{ m})/2)}{3.73 \text{ m}} = 48.94 \text{ KN}$$

$$M_x = \frac{(q_{\text{dim}} + (2 \times q_1)) \times Ly \times ((Lx - X)/2)^2}{6}$$

$$M_x = \frac{(48.94 \text{ KN/m}^2 + (2 \times 104.13 \text{ KN/m}^2)) \times 2.50 \text{ m} \times ((5.0 \text{ m} - 1.05 \text{ m})/2)^2}{6} = \mathbf{346.63 \text{ KNm}}$$

$$M_y = \frac{q_1 \times Lc \times ((Ly - Y)/2)^2}{4} = \frac{104.13 \text{ KN/m}^2 \times 3.73 \text{ m} \times ((2.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})/2)^2}{4} =$$

$$M_y = \mathbf{122.89 \text{ KNm}}$$

5.2.12- Dimensionamiento altura de la losa.

$$d_{ox} \geq \frac{(Lx - X)}{4} = \frac{(5.00 \text{ m} - 1.05 \text{ m})}{4} = 0.99 \text{ m}$$

$$d_{oy} \geq \frac{(Ly - Y)}{4} = \frac{(2.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{4} = 0.56 \text{ m}$$

Adopto $d_o = 1.00 \text{ m}$

$$h_x = d_o - 5 \text{ cm} = 100 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 95 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - 1 \text{ cm} = 95 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 94 \text{ cm}$$

5.2.13- Dimensionamiento Armadura.

$$\text{Siendo} \rightarrow \beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \beta_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m_{sx} = \frac{M_x}{Y \times h_x^2 \times \beta_r} = \frac{346.63 \text{ KNm}}{0.25 \text{ m} \times (0.95 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.09$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sx}}] = 1.2 \times [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.09}] = 0.17$$

$$A_{sx} = \frac{W_m \times Y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 0.17 \times \frac{25 \text{ cm} \times 95 \text{ cm}}{4200/175} = \mathbf{16.82 \text{ cm}^2} = A_{sx}$$

$$16.82 \text{ cm}^2 / 5.00 \text{ m} = 3.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de $5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 10$ distribuidos $1 \phi 10 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$

$$m_{sy} = \frac{M_y}{X \times h_y^2 \times \beta_r} = \frac{122.89 \text{ KNm}}{1.05 \text{ m} \times (0.94 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.007$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sy}}] = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.007}] = 0.013$$

$$A_{sy} = w_y \times \frac{X \times h_y}{B_s/\beta_r} = 0.013 \times \frac{105 \text{ cm} \times 94 \text{ cm}}{4200/175} = 5.35 \text{ cm}^2 = A_{sy}$$

$$5.35 \text{ cm}^2 / 2.50 \text{ m} = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de 5 cm²/m → 7 φ 10 distribuidos 1 φ 10 c/ 15 cm

5.2.14- Verificación al punzonado.

$$\sigma_t = \frac{N}{(L_x \times L_y)} = \frac{48.43 \text{ KN}}{(5.0 \text{ m} \times 2.50 \text{ m})} = 3.87 \text{ KN/m}^2 = q_{ef.}$$

5.2.15- Altura de punzonado.

$$h_m = \frac{h_x + h_y}{2} = \frac{0.95 \text{ m} + 0.94 \text{ m}}{2} = 0.945 \text{ m}$$

5.2.16- Circunferencia de inserción de carga.

$$C = 1.13 \sqrt{X \times Y} = 1.13 \sqrt{1.05 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}} = 0.58 \text{ m}$$

5.2.17- Circunferencia superior.

$$d_r = C + h_m = 0.58 \text{ m} + 0.945 \text{ m} = 1.52 \text{ m}$$

5.2.18- Circunferencia inferior.

$$d_k = C + 2 \times h_m = 0.58 \text{ m} + 2 \times 0.945 \text{ m} = 2.47 \text{ m}$$

5.2.19- Perímetro de punzonado.

$$U = \pi \times d_k = \pi \times 2.47 \text{ m} = 7.76 \text{ m}$$

5.2.20- Carga de punzonado.

$$Q_R = N - q_{ef.} \times \frac{\pi \times d_k^2}{4} = 48.43 \text{ KN} - 3.87 \text{ KN/m}^2 \times \frac{\pi \times (2.47 \text{ m})^2}{4} = 29.89 \text{ KN}$$

5.2.21- Altura de corte.

$$hx' = \frac{[(Lx - dr) \times (do - d) + d]}{(Lx - x)} - 0.05 \text{ m} =$$

$$hx' = \frac{[(5.0 \text{ m} - 1.52 \text{ m}) \times (1.0 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(5.0 \text{ m} - 1.05 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.85 \text{ m}$$

$$hy' = \frac{[(Ly - dr) \times (do - d) + d]}{(Ly - y)} - 0.05 \text{ m} =$$

$$hy' = \frac{[(2.50 \text{ m} - 1.52 \text{ m}) \times (1.0 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(2.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

$$hm' = \frac{hx' + hy'}{2} = \frac{0.85 \text{ m} + 0.50 \text{ m}}{2} = 0.675 \text{ m}$$

5.2.22- Tensiones de corte.

$$\tau_R = \frac{Q_R}{U \times hm'} = \frac{29.89 \text{ KN}}{7.76 \text{ m} \times 0.675 \text{ m}} = 15.71 \text{ KN/m}^2$$

5.2.23- Coeficiente Gama γ .

$$\mu_x = \frac{F_{ex}}{hm'} = \frac{3.36 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.675 \text{ m}} = 4.98$$

$$\mu_y = \frac{F_{ey}}{hm'} = \frac{2.14 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.675 \text{ m}} = 3.17$$

$$\mu' = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} = \frac{4.98 + 3.17}{2} = 4.07$$

$$\alpha_e = 1.30 \text{ a } 1.40$$

$$\gamma_1 = 1.3 \alpha_e \times \sqrt{\mu'} = 1.30 \times 1.30 \times \sqrt{4.07} = 3.41$$

$$\tau_R = \gamma_1 \times \tau_{011} = 3.41 \times 450 \text{ KN/m}^2 = 1535.23 \text{ KN/m}^2$$

$1535.23 \text{ KN/m}^2 \geq 15.71 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Verifica Buena Condición**
No necesita armadura de corte.

CALCULO DE LA ESTRUCTURA METALICA DEL DEPÓSITO Y

CLARO.

CONDICIONES

El depósito para acopio de materia prima es construido con perfiles de 20 cm de espesor de la cobertura hasta los 5.50 m de altura. El techo es de chapa galvanizada que se utilizó para el galpón principal. Dichas chapas apoyará sobre vigas estructurales de acero laminado con perfiles norma IPE 200. Las dimensiones de las vigas, las pendientes y las presiones de diseño, serán las mismas que para el galpón principal. Las dimensiones, pendientes y pendientes son iguales por lo que se procederá al cálculo de la viga.

*Capítulo 12.***SECTOR DE ACOPIO.****Dimensionamiento de las vigas de cubierta:**

Para llegar al dimensionamiento de las vigas de la cubierta se debe realizar un análisis de cargas donde se tenga en cuenta los diferentes efectos del viento.

Análisis de cargas:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Inclinación de la cubierta: 9.09°
- Separación de las correas (L1) según plano N° 5a 2.45 m
- Tipo de cubierta: Chapa galvanizada (PANELPlac)

Separación de las vigas:

La separación de las vigas es igual a la separación de los traveses que se utilizó en el galpón principal dado que las dimensiones, pendientes y los valores de viento son los mismos por lo tanto la separación es de 2.45 m.

Peso propio de la chapa:

La chapa a utilizar es la chapa tipo PANELPlac de 50mm de espesor y el largo de las planchas va desde 12000 a 24000mm, la chapa más la fijación tiene un peso propio $\approx 12.50 \text{ kg/m}^2$, estos valores se debe obtener una carga por metro lineal q_1 , multiplicando el peso propio de la chapa por la separación entre correas:

$$q_1 = q \times L1 = 12.50 \text{ kg/m}^2 \times 2.45 \text{ m} = 30.62 \text{ kg/m} = q_1$$

12- CALCULO DE LA ESTRUCTURA METALICA DEL DEPÓSITO Y TINGLADO.

Datos generales:

El depósito para acopio de materia prima es construido con paredes de 20 cm de espesor de ladrillo cerámico hasta los 5.50 m de altura. El techo es de chapa galvanizada tipo PanelPlac la misma que se utilizó para el galpón principal, dicha chapa apoyara sobre vigas reticuladas conformada con perfiles normalizado con medidas y pendientes según plano de detalle N° 5a Las presiones de diseño, serán las mismas que para el galpón principal dado que las dimensiones y pendientes son iguales por lo que se procederá al cálculo de la viga.

12.1- Dimensionamiento de las vigas de cubierta:

Para llegar al dimensionamiento de las vigas de la cubierta se debe realizar un análisis de carga donde se tenga en cuenta los diferentes efectos del viento.

1.1- Análisis de carga:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Inclinación de la cubierta: 9.09°
- Separación de las correas (L1) según plano N° 5a 2.45 m
- Tipo de cubierta: Chapa galvanizada (PANELPlac)

1.2- Separación de las vigas.

La separación de las vigas es igual a la separación de los tirantes que se utilizó en el galpón principal dado que las dimensiones, pendientes y los valores de viento son los mismos. Entonces la separación es de 2.45 m.

1.3- Peso propio de la chapa:

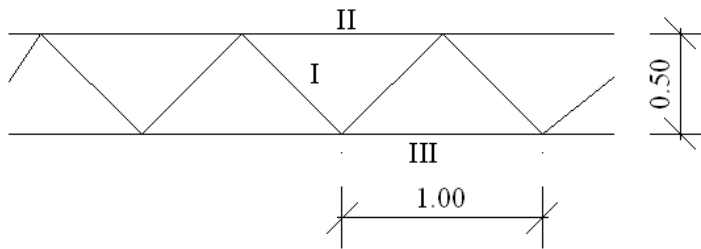
La chapa a utilizar es la chapa tipo PANALPlac de 50mm de espesor y el largo de los paneles vienen desde 12000 a 24000mm, la chapa más la fijación tiene un peso propio = 12,50 kg/m². Con estos valores se debe obtener una carga por metro lineal q1, multiplicando el peso propio de la chapa por la separación entre correas:

$$q_1 = q \times L_1 = 12.50 \text{ kg/m}^2 \times 2.45 \text{ m} = \boxed{30.62 \text{ kg/m} = q_1}$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido gravitacional.

1.4- Peso propio de la viga:

Se debe suponer una viga estimativa para poder incluir en el predimensionamiento de la misma su peso propio. Se estima una viga como la siguiente:



$$I \longrightarrow \text{L } 3'' \times 3/8'' \longrightarrow 10.71 \text{ Kg/m}$$

$$II \text{ y } III \longrightarrow [180 \times 70 \times 25 \times 3.2 \longrightarrow 8.765 \text{ Kg/m}$$

Pesos:

$$I \longrightarrow \text{L} \longrightarrow 4 \times 10.71 \text{ Kg/m} \times 0.71 \text{ m} = 30.42 \text{ Kg}$$

$$II \text{ y } III \longrightarrow] [\longrightarrow 2 \times 8.765 \text{ Kg/m} \times 1.00 \text{ m} = 17.53 \text{ Kg}$$

$$\text{Entonces } Q_{pp} = 17.53 \text{ Kg} + 30.42 \text{ Kg} = 47.95 \text{ Kg}$$

$$\boxed{47.95 \text{ kg/m} = q_2}$$

1.5- Carga de lluvia:

Según Reglamento CIRSOC 102 se debe considerar una carga mínima de lluvia $q = 30 \text{ kg/m}^2$. Con estos valores se debe obtener una carga por metro lineal q_2 , multiplicando la carga por lluvia por la separación entre correas:

$$q_3 = q \times L_1 = 30 \text{ kg/m}^2 \times 2.45 \text{ m} = \boxed{73.50 \text{ kg/m} = q_3}$$

Aclaración: Los valores obtenidos representan una carga uniformemente repartida actuando en sentido normal a la cubierta (sentido axial).

1.6- Carga de viento:

Para el cálculo de las vigas de cubierta como elemento estructural individual sometido a esfuerzos gravitacionales y acción del viento se debe hacer referencia a los valores de carga de viento calculados en el cuadro de presiones del punto 2.4. Estas presiones son:

$$1) \quad \boxed{-1173.28 \text{ N/m}^2 = q_4}$$

1.6- Efecto de cargas combinadas: Hipótesis de cálculo

La carga de viento actúa junto con las otras cargas analizadas por lo tanto se tendrán diferentes condiciones de carga para diferentes combinaciones y cada uno de estos casos producirá un efecto diferente sobre la estructura como conjunto. Estas cargas se analizarán en el sentido de ambos ejes de inercia, para luego calcular el esfuerzo de flexión oblicua simple. Las diferentes combinaciones que se presentan son:

- **Hipótesis I:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1173.28 \text{ N/m}^2$ en combinación con la carga de lluvia y peso propio:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + q_1 + q_2 + q_3 =$$

$$q_x = (-1173.28 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.10 \text{ kg/N}) + 30.62 \text{ kg/m} + 47.95 \text{ kg/m} + 73.50 \text{ kg/m}$$

$$= \quad \boxed{q_x = -135.38 \text{ kg/m}}$$

- **Hipótesis II:** Se considera actuando una carga de viento $q_4 = -1173.28 \text{ N/m}^2$ en combinación con el peso propio:

$$q_x = (q_4 \times L_1) + q_1 + q_2 =$$

$$q_x = (-1173.28 \text{ N/m}^2 \times 2.45 \text{ m} \times 0.10 \text{ kg/N}) + 30.62 \text{ kg/m} + 47.95 \text{ kg/m} =$$

$$\boxed{q_x = -208.88 \text{ kg/m}}$$

- **Hipótesis III:** Se considera actuando una carga de lluvia y peso propio:

$$q_x = q_1 + q_2 + q_3 =$$

$$q_x = 30.62 \text{ kg/m} + 47.95 \text{ kg/m} + 73.50 \text{ kg/m} =$$

$$\boxed{q_x = 152.07 \text{ kg/m}}$$

Nota: en las combinaciones de carga anteriores, en ningún caso se incluye la carga correspondiente al montaje debido a que ésta produce un efecto de disminución del momento máximo, con lo cual no se consigue la condición más desfavorable. Además esta carga de

montaje sólo participa en la etapa constructiva de la celda, lo que representa una pequeña porción de su vida de servicio. Por estas consideraciones no se la incluye en el cálculo.

De todas las combinaciones anteriores se concluye en que la condición más desfavorable es aquella que produce una carga total mayor “q” de succión y la peor “q” de compresión. La peor condición de succión es la **Hipótesis II** considerando la acción de la lluvia y la peor condición de compresión es la **Hipótesis III**.

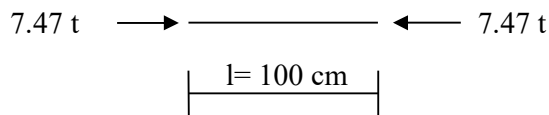
1.7- Dimensionamiento de la viga V3.

1.7.1- Hipótesis II:

Una vez obtenidos todos los datos necesarios cargamos los mismos en el Software Pplan, con los valores de normales obtenidos dimensionamos los distintos cordones de la viga:

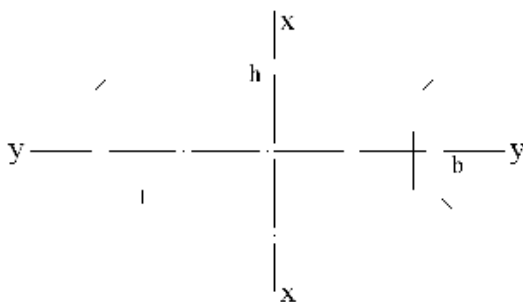
1) Cordón superior:

Barra 26 → $N = -7468.17 \text{ Kg} = -7.47 \text{ t}$



$S_{kn} = S_{ky} = 100 \text{ cm}$

Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{7.47 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil C conformado en frío C140 x 60 x 20 x 2.5

$$F = 7.089 \text{ cm}^2$$

$$G = 5.565 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 215.62 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 35.41 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 30.802 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 17.83 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 5.52 \text{ cm}^3$$

$$i_y = i_l = 2.23 \text{ cm}$$

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{Sk}{ix} = \frac{100 \text{ cm}}{5.52 \text{ cm}} = 18.11 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 20$$

de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega = 1.04$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.04 \times \frac{7.47 \text{ t}}{7.089 \text{ cm}^2} = 1.09 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Pandeo eje intermedio (y-y)

$$L = S1 \times h \Rightarrow S1 = \frac{L}{h}$$

en donde S1 = Separación entre presillas

h = Cantidad de espacios o campo

L = Longitud de la barra

$$\lambda_1 = \frac{S1}{i1} = \frac{L}{i1 \times h} \leq 50$$

$$h = \frac{L}{iy \times 50} = \frac{100 \text{ cm}}{2.23 \text{ cm} \times 50} = 0.90 \longrightarrow \text{adopto } h = 1.00$$

$$\lambda_1 = \frac{100 \text{ cm}}{2.23 \text{ cm} \times 1.00} = 44.84$$

$$\lambda_y = \frac{L}{iy} = \frac{100 \text{ cm}}{1.23 \text{ cm}} = 44.84$$

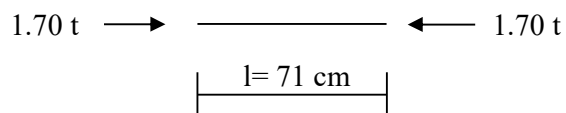
$$\lambda_{yi} = \sqrt{(\lambda_1)^2 + (\lambda_y)^2} = \sqrt{(44.84)^2 + (44.84)^2} = 63.41$$

\Rightarrow de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega_{yi} = 1.33$

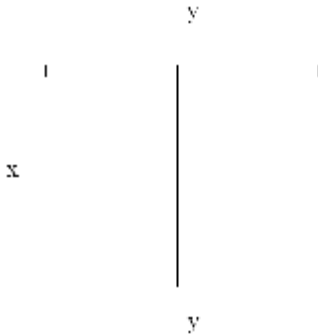
$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.33 \times \frac{7.47 \text{ t}}{7.089 \text{ cm}^2} = 1.40 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

2) Diagonales:

Barra 3 $\longrightarrow N = -1698.72 \text{ Kg} = 1.70 \text{ t}$



Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.70 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil 2L 3/4'' x 1/8''

$$F = 2 \times 1.13 \text{ cm}^2 = 2.16 \text{ cm}^2$$

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

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{S_k}{i_x} = \frac{71 \text{ cm}}{0.58 \text{ cm}} = 122.41 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 93$$

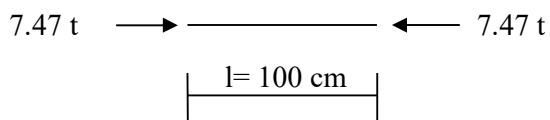
de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega = 1.76$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.76 \times \frac{1.70 \text{ t}}{2.16 \text{ cm}^2} = 1.38 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Nota: No es necesario la comprobación para el eje inmaterial y-y puesto que $i_x = i_y$ por lo tanto resulta $\lambda_x > \lambda_y$.

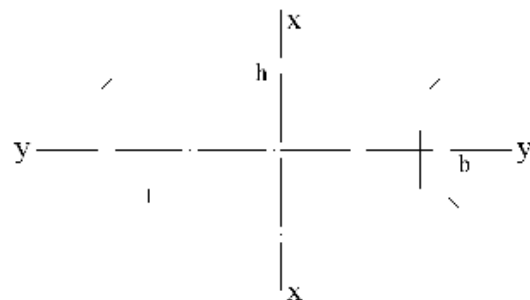
3) Cordón inferior:

Barra 24 $\longrightarrow N = 7468.17 \text{ Kg} = 7.47 \text{ t}$



$S_{kn} = S_{ky} = 100 \text{ cm}$

Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{7.47 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil C conformado en frío C 140 x 60 x 20 x 2.5

$$F = 7.089 \text{ cm}^2 \quad G = 5.565 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 215.62 \text{ cm}^4 \quad I_y = 35.41 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 30.802 \text{ cm}^3 \quad W_y = 17.83 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 5.52 \text{ cm}^3 \quad i_y = i_1 = 2.23 \text{ cm}$$

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{S_k}{i_x} = \frac{100 \text{ cm}}{5.52 \text{ cm}} = 18.11 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 20$$

$$\text{de la pág. 642 El acero en la construcción (AC)} \longrightarrow \omega = 1.04$$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.04 \times \frac{7.47 \text{ t}}{7.089 \text{ cm}^2} = 1.09 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Pandeo eje intermedio (y-y)

$$L = S_1 \times h \Rightarrow S_1 = \frac{L}{h}$$

en donde S1 = Separación entre presillas

h = Cantidad de espacios o campo

L = Longitud de la barra

$$\lambda_1 = \frac{S_1}{i_1} = \frac{L}{i_1 \times h} \leq 50$$

$$h = \frac{L}{i_y \times 50} = \frac{100 \text{ cm}}{2.23 \text{ cm} \times 50} = 0.90 \longrightarrow \text{adopto } h = 1.00$$

$$\lambda_1 = \frac{100 \text{ cm}}{2.23 \text{ cm} \times 1.00} = 44.84$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{100 \text{ cm}}{1.33 \text{ cm}} = 44.84$$

$$\lambda_{yi} = \sqrt{(\lambda_1)^2 + (\lambda_y)^2} = \sqrt{(44.84)^2 + (44.84)^2} = 63.41$$

$$\Rightarrow \text{de la pág. 642 El acero en la construcción (AC)} \longrightarrow \omega_{yi} = 1.33$$

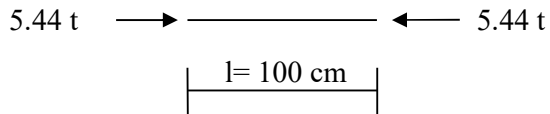
$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.33 \times \frac{7.47 \text{ t}}{7.089 \text{ cm}^2} = 1.40 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{B.C.}$$

1.7.2- Hipótesis III:

Una vez obtenidos todos los datos necesarios cargamos los mismos en el Software Pplan, con los valores de normales obtenidos dimensionamos los distintos cordones de la viga:

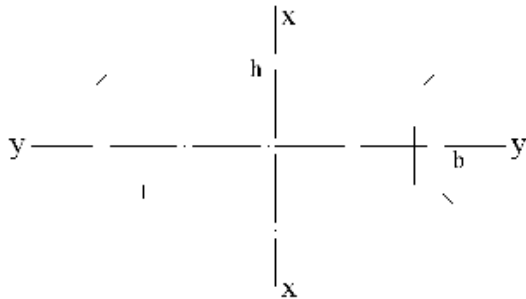
1) Cordón superior:

Barra 26 $\rightarrow N = 5436.50 \text{ Kg} = 5.44 \text{ t}$



$S_{kn} = S_{ky} = 100 \text{ cm}$

Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{5.44 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 3.40 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil C conformado en frío C120x 50 x 15 x 2

$$F = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$G = 3.40 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 69.23 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 14.98 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 13.84 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 4.00 \text{ cm}^3$$

$$i_y = i_1 = 1.86 \text{ cm}$$

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{S_k}{i_x} = \frac{100 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 25.00 \rightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 25$$

de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\rightarrow \omega = 1.06$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.06 \times \frac{5.44 \text{ t}}{4.74 \text{ cm}^2} = 1.22 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{B.C.}$$

Pandeo eje intermedio (y-y)

$$L = S1 \times h \Rightarrow S1 = \frac{L}{h}$$

en donde S1 = Separación entre presillas

h = Cantidad de espacios o campo

L = Longitud de la barra

$$\lambda_1 = \frac{S1}{i_1} = \frac{L}{i_1 \times h} \leq 50$$

$$h = \frac{L}{i_y \times 50} = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 50} = 1.07 \longrightarrow \text{adopto } h = 2.00$$

$$\lambda_1 = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 2.00} = 26.88$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm}} = 53.76$$

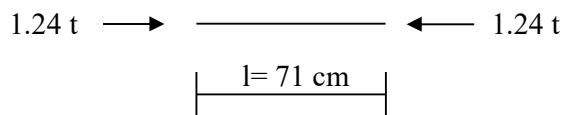
$$\lambda_{yi} = \sqrt{(\lambda_1)^2 + (\lambda_y)^2} = \sqrt{(26.88)^2 + (53.76)^2} = 60.11$$

\Rightarrow de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega_{yi} = 1.31$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.31 \times \frac{5.44 \text{ t}}{4.74 \text{ cm}^2} = 1.50 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

2) Diagonales:

Barra 3 $\longrightarrow N = 1236.59 \text{ Kg} = 1.24 \text{ t}$



Sección adoptada:

$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.24 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil 2L 3/4'' x 1/8''

$$F = 2 \times 1.13 \text{ cm}^2 = 2.16 \text{ cm}^2$$

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

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{Sk}{i_x} = \frac{71 \text{ cm}}{0.58 \text{ cm}} = 122.41 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 93$$

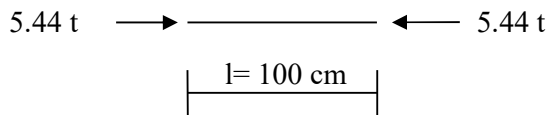
de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega = 1.76$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.76 \times \frac{1.24 \text{ t}}{2.16 \text{ cm}^2} = 1.01 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Nota: No es necesario la comprobación para el eje inmaterial y-y puesto que $i_x = i_y$ por lo tanto resulta $\lambda_x > \lambda_y$.

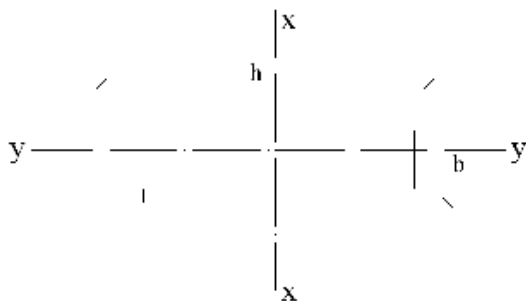
3) Cordón inferior:

Barra 24 $\longrightarrow N = -5436.50 \text{ Kg} = -5.44 \text{ t}$



$S_{kn} = S_{ky} = 100 \text{ cm}$

Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{5.44 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 3.40 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil C conformado en frío C120x 50 x 15 x 2

$$F = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$G = 3.40 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 69.23 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 14.98 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 13.84 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 4.00 \text{ cm}^3$$

$$i_y = i_1 = 1.86 \text{ cm}$$

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{Sk}{i_x} = \frac{100 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 25.00 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 25$$

de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega = 1.06$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.06 \times \frac{5.44 \text{ t}}{4.74 \text{ cm}^2} = 1.22 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Pandeo eje intermedio (y-y)

$$L = S1 \times h \Rightarrow S1 = \frac{L}{h}$$

en donde S1 = Separación entre presillas

h = Cantidad de espacios o campo

L = Longitud de la barra

$$\lambda_1 = \frac{S1}{i1} = \frac{L}{i1 \times h} \leq 50$$

$$h = \frac{L}{iy \times 50} = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 50} = 1.07 \longrightarrow \text{adopto } h = 2.00$$

$$\lambda_1 = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 2.00} = 26.88$$

$$\lambda_y = \frac{L}{iy} = \frac{100 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm}} = 53.76$$

$$\lambda_{yi} = \sqrt{(\lambda_1)^2 + (\lambda_y)^2} = \sqrt{(26.88)^2 + (53.76)^2} = 60.11$$

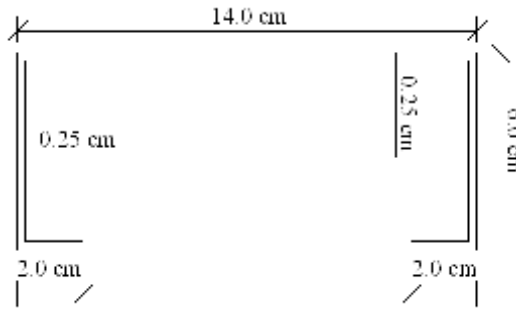
\Rightarrow de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega_{yi} = 1.31$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.31 \times \frac{5.44 \text{ t}}{4.74 \text{ cm}^2} = 1.50 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{B.C.}$$

12.2- Verificación del pandeo lateral:

El pandeo lateral en vigas consiste en un problema de inestabilidad del equilibrio constituido por una desviación lateral de las mismas. El pandeo lateral viene provocado por flexión. A continuación se realizará la verificación de la sección adoptada para la viga a este esfuerzo.

2.1- Verificación de la sección:



Para la verificación del pandeo lateral se analiza la sección de la siguiente manera: se calculan los esfuerzos en una sección ideal en la que se considera un quinto de la altura del alma.

$$h_0 = 1/5 h = 50 \text{ cm} / 5 = 10 \text{ cm}$$

$$A_0 = 7.089 \text{ cm}^2$$

$$I_{yy} = 215.62 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{I_{yy} / A_0} = \sqrt{(215.62 \text{ cm}^4 / 7.089 \text{ cm}^2)} = 5.52 \text{ cm}$$

Entonces se debe cumplir la siguiente condición:

$$C/i_y < 40 \Rightarrow \text{para verificar buenas condiciones.}$$

Donde:

C: longitud de los puntos de arriostamientos (tornapuntas):

Según plano N° ... se tienen 5 arriostamientos ubicados cada 2.34 m en la cercha.

$$\Rightarrow C = 40 \times i_y = 40 \times 5.52 \text{ cm} = 220.60 \text{ cm} < 234.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto no verifica buenas condiciones. Entonces se propone una solución: acortar la distancia entre arriostamientos, lo cual implica mayor cantidad de arriostamiento a lo largo de todo el galpón; o aumentar levemente la sección de la cercha adoptada. A continuación se desarrollará la segunda opción.

La nueva sección propuesta no diferirá demasiado de la anterior. Sólo se propondrá aumentar el ancho del ala superior de las 14.00 cm actuales a 16.00 cm. A continuación se realiza la verificación.

$$A_0 = 7.59 \text{ cm}^2$$

$$I_{yy} = 294.93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{I_{yy} / A_0} = \sqrt{(294.93 \text{ cm}^4 / 7.59 \text{ cm}^2)} = 6.23 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 40 \times i_y = 40 \times 6.23 \text{ cm} = 249.34 \text{ cm} > 234.00 \text{ cm}$$

La nueva sección verifica buenas condiciones.

Para $\lambda_0 = C / i_y = 249.34 \text{ cm} / 6.23 \text{ cm} = 40.02 \Rightarrow \omega_0 = 1.14$

Para $\lambda = C / i_y = 40 \Rightarrow \omega_0 = 1.14$

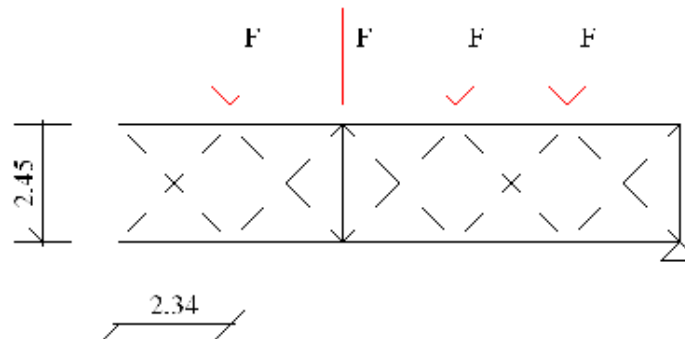
Entonces la tensión de comparación vale:

$$\sigma^* = 1.14 \times \sigma_{adm} / 1.14 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

La sección adoptada en el cordón inferior y superior es un **C 160 x 60 x 20 x 2.5**

12.3- Cálculo de los arriostramientos:

Se colocan arriostramientos en cubierta para absorber las cargas de tracción. Los mismos se calcularán a continuación con 2 perfiles C enfrentados en las montantes y las diagonales son barras redondas, y sus disposición en la estructura se puede observar en el plano N°.....



3.1- Análisis de cargas:

La fuerza $F =$ Normal de cordón inferior de la viga reticulada $\times 20 \% \times$ (cantidad de vigas reticulada) / montantes.

$$F = 5.44 \text{ ton} \times 0.2 \times (11 / 4) = 2.99 \text{ ton} = 2992 \text{ Kg}$$

3.2- Dimensionamiento de las diagonales y montantes:

Una vez obtenidos todos los datos necesarios cargamos los mismos en el Software Pplan, con los valores de normales obtenidos dimensionamos los distintas diagonales y montantes.

- Diagonales:

$$N = 4786.54 \text{ Kg} = 4.79 \text{ ton.}$$

$$A_0 = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{4.79 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Adoptamos barra redonda 13/16

$$F = 3.35 \text{ cm}^2$$

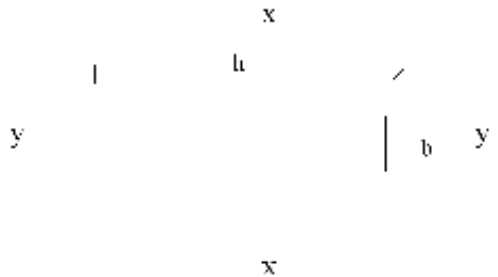
Diámetro = 20.65 mm

Peso = 2.63 Kg/m

- Montantes:

$N = -2522.59 \text{ Kg} = 2.52 \text{ ton.}$

Sección adoptada:



$$A_o = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{2.52 \text{ t}}{1.6 \text{ t/cm}^2} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Perfil 2C conformado en frío C 100 x 50 x 15 x 2

$$F = 4.34 \text{ cm}^2 \times 2 = 8.68 \text{ cm}^2$$

$$G = 3.40 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 69.23 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 14.98 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 13.85 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 8.68 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 4.00 \text{ cm}^3$$

$$i_y = i_1 = 1.86 \text{ cm}$$

Aplico Donke:

$$\lambda_o = \frac{S_k}{i_x} = \frac{245 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 61.25 \longrightarrow \text{de pág. 297 El acero en la construcción} \Rightarrow \lambda = 55$$

de la pág. 642 El acero en la construcción (AC) $\longrightarrow \omega = 1.25$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 1.25 \times \frac{2.52 \text{ t}}{8.68 \text{ cm}^2} = 0.36 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{adm} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Pandeo eje intermedio (y-y)

$$L = S_1 \times h \Rightarrow S_1 = \frac{L}{h}$$

en donde S_1 = Separación entre presillas

h = Cantidad de espacios o campo

L = Longitud de la barra

$$\lambda_1 = \frac{S_1}{i_1} = \frac{L}{i_1 \times h} \leq 50$$

$$h = \frac{L}{i_y \times 50} = \frac{245 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 50} = 2.63 \longrightarrow \text{adopto } h = 3.00$$

$$\lambda_1 = \frac{245 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm} \times 3.00} = 43.90$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{245 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm}} = 131.72$$

$$\lambda_{yi} = \sqrt{(\lambda_1)^2 + (\lambda_y)^2} = \sqrt{(43.90)^2 + (131.72)^2} = 138.84$$

$$\Rightarrow \text{de la pág. 642 El acero en la construcción (AC)} \longrightarrow \omega_{yi} = 3.26$$

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} = 3.26 \times \frac{2.52 \text{ t}}{8.68 \text{ cm}^2} = 0.95 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{B.C.}$$

Los perfiles adoptados son 2U conformado en frío **2 C - 100 x 50 x 15 X 2**

12.4- Dimensionamiento de las vigas de hormigón:

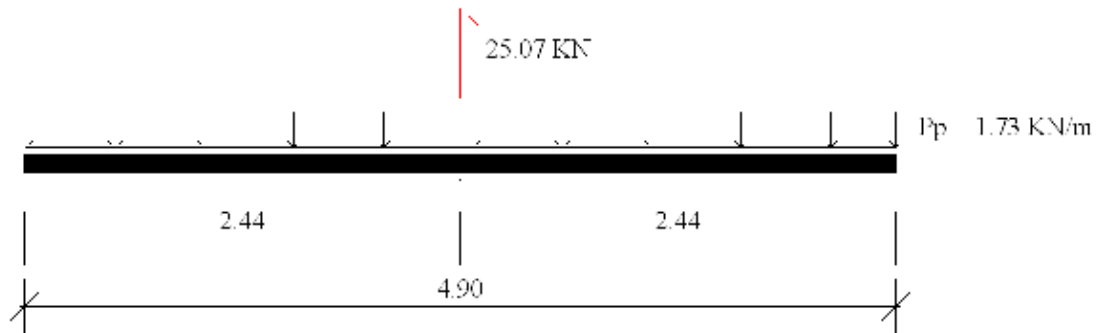
En el punto anterior se calculó la sección de viga reticulada, dado que las columnas están separadas cada 2.45 tenemos debimos eliminar una columna para poder colocar los portones (ver plano N° 5a) por lo tanto se debió colocar una viga entre las dos columnas que soporte las 2 vigas reticuladas (V1), las vigas serán de hormigón armado de 18 cm x 45 cm. Con este esquema estructural se calcularán a continuación los esfuerzos a los que está sometida la viga y se procederá al dimensionamiento.

4.1- Análisis de cargas de V4:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para vigas tipo V3 según plano N° 5a = 4.90 m
- Las cargas actuantes en el Estado I son las reacciones de las vigas reticuladas V3. Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga es de 1253.40 kg. Pero como en esa viga V4 apoyan dos vigas V3 las reacciones son 2506.8 Kg.
- Las cargas actuantes en el Estado II son las reacciones de las vigas reticuladas V3. Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga es de 912.42 kg. Pero como en esa viga V4 apoyan dos vigas V3 las reacciones son 1824.84 Kg.

4.1.1- Estado I

4.1.1.1- Esquema de carga:**4.1.1.2- Solicitaciones:**

$$b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$R_a = -829.55 \text{ Kg}$$

$$R_b = -829.55 \text{ Kg}$$

$$M_u = -2551.61 \text{ Kg m} = 0.025 \text{ MN m}$$

$$\text{Factor de reducción de Resistencia: } \phi = 0.90$$

4.1.1.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 36.80 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.025 \text{ MN m}}{0.90} = 0.028 \text{ MN m}$$

$$c) Kd = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.368 \text{ m}}{\sqrt{0.028 \text{ Mn m}/0.18\text{m}}} = 0.93 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.709 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.086$$

$$k_z = 0.96$$

$$\epsilon_c = 0.0075$$

d) Deformación de la armadura:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.0075 \times \frac{1 - 0.086}{0.086} = 0.08 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = k_z \times d = 0.96 \times 36.80 \text{ cm} = 35.33 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.709 \text{ m}^2 / \text{MN} \times \frac{2.80 \text{ MN cm}}{36.8 \text{ cm}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 b_w \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 18 \text{ cm} \times 36.80 \text{ cm}}{420} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Adopto 2 ϕ 12

4.1.1.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = -829.55 \text{ Kg} = 8.29 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{8.29 \text{ KN}}{0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m}} = 125.23 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{8.29 \text{ KN}}{0.75} = 11.05 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.18 \text{ cm} \times 0.368 \text{ cm} = 0.049 \text{ MN} = 49.37 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

Se adopta la mínima cuantía de estribos.

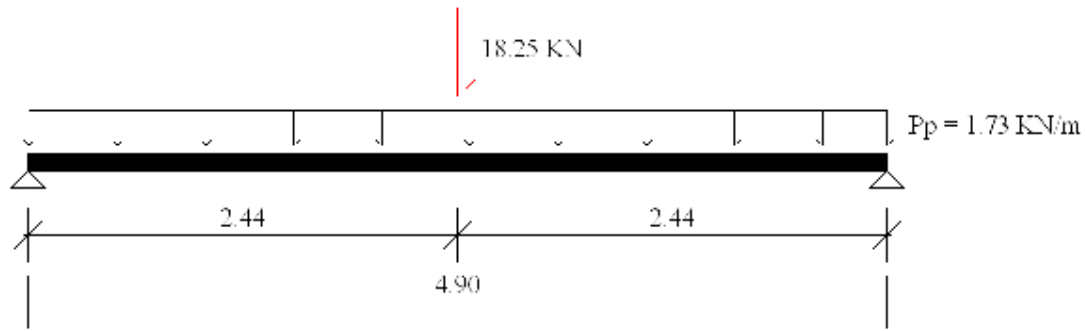
$$S_{\text{max}} = d/2 = 0.368 \text{ m} / 2 = 0.18 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.368 \text{ m}}{0.18 \text{ m}} \times 10^3 = 42.93 \text{ KN}$$

Adopto 1 ϕ 6 c/ 18 cm. De 2 ramas.

4.1.2- Estado II

4.1.2.1- Esquema de carga:



4.1.2.2- Solicitaciones:

$$b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$R_a = 1336.27 \text{ Kg}$$

$$R_b = 1336.27 \text{ Kg}$$

$$M_u = 2754.65 \text{ Kg m} = 0.027 \text{ MN m}$$

$$\text{Factor de reduction de Resistencia: } \phi = 0.90$$

4.1.2.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 36.80 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.027 \text{ MN m}}{0.90} = 0.03 \text{ MN m}$$

$$c) K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.368 \text{ m}}{\sqrt{0.03 \text{ MN m} / 0.18 \text{ m}}} = 0.90 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.752 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.09$$

$$k_z = 0.96$$

$$\epsilon_c = 0.0075$$

d) Deformación de la armadura:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.0075 \times \frac{1 - 0.09}{0.09} = 0.07 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = kz \times d = 0.96 \times 36.80 \text{ cm} = 35.33 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.752 \text{ m}^2 / \text{MN} \times \frac{3.00 \text{ MN cm}}{36.8 \text{ cm}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.752 \text{ m}^2 / \text{MN} \times \frac{3.00 \text{ MN cm}}{36.8 \text{ cm}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 b_w \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 18 \text{ cm} \times 36.8 \text{ cm}}{420} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Adopto 2 ϕ 12

4.1.2.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = 2754.65 \text{ Kg} = 27.55 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{27.55 \text{ KN}}{0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m}} = 415.86 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{27.55 \text{ KN}}{0.75} = 36.73 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.18 \text{ cm} \times 0.368 \text{ cm} = 0.056 \text{ MN} = 49.37 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

Se adopta la mínima cuantía de estribos.

$$S_{\text{max}} = d/2 = 0.368 \text{ m} / 2 = 0.18 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.368 \text{ m}}{0.18 \text{ m}} \times 10^3 = 42.93 \text{ KN}$$

Adopto 1 ϕ 6 c/ 18 cm. De 2 ramas.

4.2- Análisis de cargas de V5:

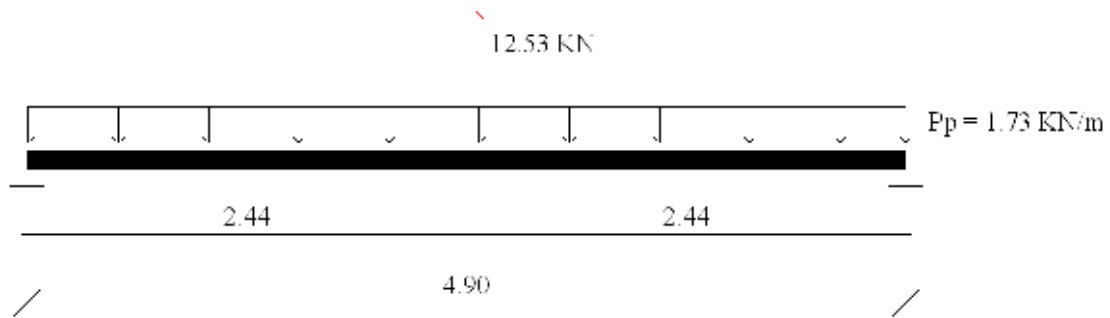
Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para vigas tipo V3 según plano N° 5a = 4.90 m
- Las cargas actuantes en el Estado I son las reacciones de las vigas reticuladas V3. Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga es de 1253.40 kg.

- Las cargas actuantes en el Estado II son las reacciones de las vigas reticuladas V3. Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga es de 912.42 kg.

4.2.1- Estado I

4.2.1.1- Esquema de carga :



4.2.1.2- Solicitaciones:

$$b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$R_a = -202.92 \text{ Kg}$$

$$R_b = -202.92 \text{ Kg}$$

$$M_u = -1016.37 \text{ Kg m} = 0.01 \text{ MN m}$$

Factor de reducción de Resistencia: $\phi = 0.90$

4.2.1.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 36.80 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.01 \text{ MN m}}{0.90} = 0.01 \text{ MN m}$$

$$c) K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.368 \text{ m}}{\sqrt{0.01 \text{ Mn m} / 0.18 \text{ m}}} = 1.56 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.301 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.048$$

$$k_z = 0.98$$

$$\varepsilon_c = 0.0025$$

d) Deformación de la armadura:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.0025 \times \frac{1 - 0.048}{0.048} = 0.05 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = k_z \times d = 0.98 \times 36.80 \text{ cm} = 36.06 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.301 \text{ m}^2 / \text{MN} \times \frac{1.00 \text{ MN cm}}{36.80 \text{ cm}} = 0.66 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 b_w \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 18 \text{ cm} \times 36.80 \text{ cm}}{420} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Adopto 2 ϕ 12

4.2.1.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = -1016.37 \text{ Kg} = 10.16 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{10.16 \text{ KN}}{0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m}} = 153.44 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{10.16 \text{ KN}}{0.75} = 13.55 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m} = 0.049 \text{ MN} = 49.37 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

Se adopta la mínima cuantía de estribos.

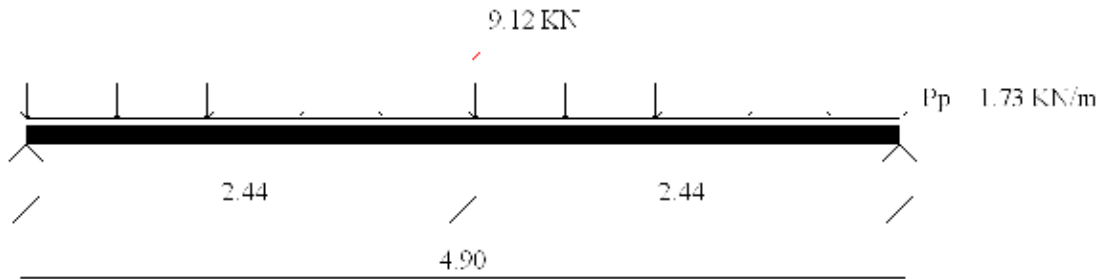
$$S_{\text{max}} = d/2 = 0.368 \text{ m} / 2 = 0.18 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.368}{0.18} \times 10^3 = 42.93 \text{ KN} =$$

Adopto 1 ϕ 6 c/ 18 cm. De 2 ramas.

4.2.2- Estado II

4.2.2.1- Esquema de carga:



4.2.1.2- Solicitaciones:

$$b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$R_a = 880.06 \text{ Kg}$$

$$R_b = 880.06 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1636.93 \text{ Kg m} = 0.016 \text{ MN m}$$

$$\text{Factor de reducción de Resistencia: } \phi = 0.90$$

4.2.1.3- Dimensionamiento por Resistencia a Flexión:

a) Sección:

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2.0 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 36.80 \text{ cm}$$

b) Momento nominal:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.016 \text{ MN m}}{0.90} = 0.018 \text{ MN m}$$

$$c) K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} = \frac{0.368 \text{ m}}{\sqrt{0.018 \text{ MN m} / 0.18 \text{ m}}} = 1.16 \text{ m}/\sqrt{\text{MN}}$$

Para $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ - $f_y = 420 \text{ Mpa}$ → tabla Flexión 3

$$k_e = 24.383 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$k_c = 0.055$$

$$k_z = 0.98$$

$$\epsilon_c = 0.0037$$

d) Deformación de la armadura:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{1 - k_c}{k_c} = 0.0037 \times \frac{1 - 0.055}{0.055} = 0.06 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

e) El brazo de palanca interno es:

$$z = kz \times d = 0.98 \times 36.80 \text{ cm} = 36.06 \text{ cm}$$

f) La armadura necesaria es:

$$A_{s \text{ nec}} = k_e \times \frac{M_n}{d} = 24.383 \text{ m}^2 / \text{MN} \times \frac{1.80 \text{ MN cm}}{36.80 \text{ cm}} = 1.19 \text{ cm}^2$$

g) Armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4 b_w \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 18 \text{ cm} \times 36.80 \text{ cm}}{420} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Adopto 2 ϕ 12

4.2.1.4- Dimensionamiento por resistencia al corte:

$$V_u = 1636.93 \text{ Kg} = 16.37 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{16.37 \text{ KN}}{0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m}} = 247.12 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi} = \frac{16.37 \text{ KN}}{0.75} = 21.83 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{20} \times 0.18 \text{ m} \times 0.368 \text{ m} = 0.049 \text{ MN} = 49.37 \text{ KN}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ no es necesario armadura de corte.

Se adopta la mínima cuantía de estribos.

$$S_{\text{max}} = d/2 = 0.368 \text{ m} / 2 = 0.18 \text{ m}$$

$$V_s \text{ estribos} = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \frac{2 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 420 \times 0.368}{0.18} \times 10^3 = 42.93 \text{ KN} =$$

Adopto 1 ϕ 6 c/ 18 cm. De 2 ramas.

12.5- Dimensionamiento de las columnas de hormigón:

En el punto anterior se calculó la sección de viga necesaria para soportar las cargas de viento, peso propio y lluvia, estas vigas descargan sus reacciones en las columnas según Plano N° 5a, las columnas serán de hormigón armado de 20 x 50. Con este esquema estructural se calcularán a continuación los esfuerzos a los que está sometida la columna y se procederá al dimensionamiento.

5.1- Análisis de cargas de la columna C2:

Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para columnas tipo C2 según plano N° 5a = 7.10 m

- Las cargas actuantes en la hipótesis I son las reacciones de las vigas reticuladas V3, mas las reacciones de las vigas de hormigón V4, más viento y peso propio de la columna.

Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga reticulada V3 es de $R_v = 2506.80 \text{ kg}$ y la de la viga V4 es de $R_v = 829.55 \text{ kg}$

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 17.04 \text{ KN/m}$

Viento = 4.16 KN/m .

- Las cargas actuantes en la hipótesis II son las reacciones de las vigas reticuladas V3, mas las reacciones de las vigas de hormigón V4, más viento y peso propio de la columna.

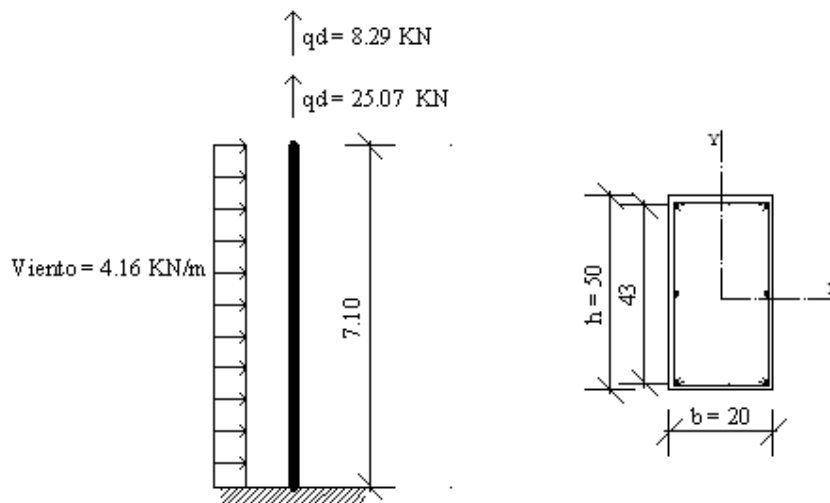
Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga reticulada V3 es de $R_v = 1824.84 \text{ kg}$ y la de la viga V4 es de $R_v = 1336.27 \text{ kg}$

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 17.04 \text{ KN}$

Viento = 4.16 KN/m

5.1.1- Hipótesis I

5.1.1.1- Esquema de carga:



$$P_u = -16.32 \text{ KN}$$

$$M_u = -104.93 \text{ KNm}$$

$$e = M_u / P_u = 104.93 \text{ KN} / 16.32 \text{ KN} = 6.43 \text{ m}$$

Dado que la excentricidad queda afuera de la sección la columna se calcula como flexión simple.

$$P_n = P_u / \phi = 16.32 \text{ KN} / 0.65 = 25.11 \text{ KN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 104.93 \text{ KNm} / 0.65 = 161.43 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.025 \text{ MN}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.012$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.16 \text{ MNm}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.16$$

$$\gamma = 43/50 = 0.86$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.80$

Para $n = 0.012$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.021$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.012$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.017$$

Luego para $\gamma = 0.86$ resulta $\rho_g = 0.019$

5.1.1.2- Calculo de armadura

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.019 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 19.22 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 25 (19.63 cm²)

- Estribos

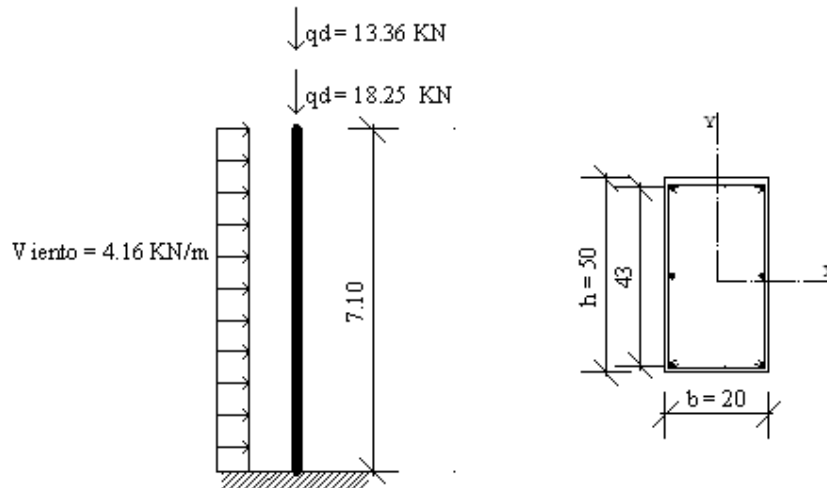
$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 8 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 0.8 = 38.40 \text{ cm} \\ \leq b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

5.1.2- Hipótesis II.

5.1.2.1- Esquema de carga:



$$P_u = 48.65 \text{ KN}$$

$$M_u = -104.93 \text{ KNm}$$

$$e = M_u / P_u = 104.93 \text{ KN} / 48.65 \text{ KN} = 2.16 \text{ m}$$

Dado que la excentricidad queda afuera de la sección la columna se calcula como flexión simple.

$$P_n = P_u / \phi = 48.65 \text{ KN} / 0.65 = 74.85 \text{ KN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 104.93 \text{ KNm} / 0.65 = 161.43 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.075 \text{ MN}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.037$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.16 \text{ MNm}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.16$$

$$\gamma = 43/50 = 0.86$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.80$

Para $n = 0.037$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.021$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.012$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.017$$

Luego para $\gamma = 0.86$ resulta $\rho_g = 0.019$

5.1.2.2- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.019 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 19.22 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 25 (19.63 cm²)

- Estribos

$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 8 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 0.8 = 38.40 \text{ cm} \\ \leq b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

12.5 Dimensionamiento de las columnas de hormigón.**5.2- Análisis de cargas de la columna C3:**

Se cuenta con los siguientes datos:

- Luz de cálculo (L1) para columnas tipo C3 según plano N° 5a = 7.10 m
- Las cargas actuantes en la hipótesis I son las reacciones de las vigas reticuladas V3, mas las reacciones de las vigas de hormigón V5, más viento y peso propio de la columna.

Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga reticulada V3 es de $R_v = 1253.40 \text{ kg}$ y la de la viga V5 es de $R_v = 202.92 \text{ kg}$

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 17.04 \text{ KN/m}$

Viento = 4.16 KN/m.

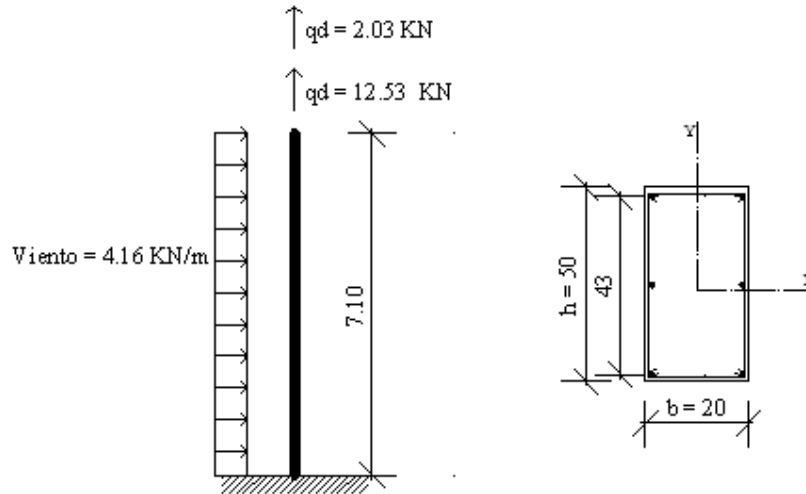
- Las cargas actuantes en la hipótesis son las reacciones de las vigas reticuladas V3, mas las reacciones de las vigas de hormigón V5, más viento y peso propio de la columna.

Según los resultados que arrojó el Software Pplan la reacción de la viga reticulada V3 es de $R_v = 912.42 \text{ kg}$ y la de la viga V4 es de $R_v = 880.06 \text{ kg}$

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 17.04 \text{ KN}$

Viento = 4.16 KN/m

5.2.1- Hipótesis I**5.2.1.1- Esquema de carga:**



$$P_u = -2.48 \text{ KN}$$

$$M_u = 104.93 \text{ KNm}$$

$$e = M_u / P_u = 104.93 \text{ KN} / 2.48 \text{ KN} = 42.31 \text{ m}$$

Dado que la excentricidad queda afuera de la sección la columna se calcula como flexión simple.

$$P_n = P_u / \phi = 2.48 \text{ KN} / 0.65 = 3.81 \text{ KN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 104.93 \text{ KNm} / 0.65 = 161.43 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.004 \text{ MN}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.0019$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.16 \text{ MNm}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.16$$

$$\gamma = 43/50 = 0.86$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.80$

Para $n = 0.0019$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.021$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.0019$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.017$$

Luego para $\gamma = 0.86$ resulta $\rho_g = 0.019$

5.2.1.2- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.019 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 19.22 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 25 (19.63 cm²)

- Estribos

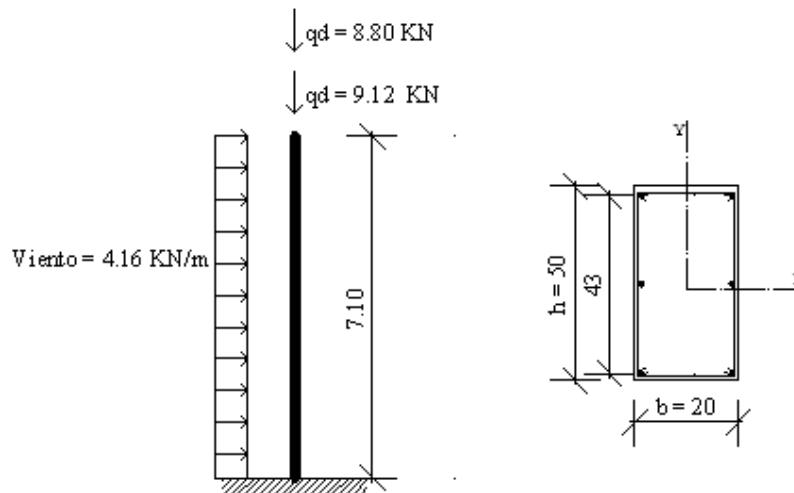
$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 8 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 0.8 = 38.40 \text{ cm} \\ \leq b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

5.2.2- Hipótesis II.

5.2.2.1- Esquema de carga:



$$P_u = 34.96 \text{ KN}$$

$$M_u = -104.93 \text{ KNm}$$

$$e = M_u / P_u = 104.93 \text{ KN} / 34.96 \text{ KN} = 3.00 \text{ m}$$

Dado que la excentricidad queda afuera de la sección la columna se calcula como flexión simple.

$$P_n = P_u / \phi = 34.96 \text{ KN} / 0.65 = 53.78 \text{ KN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 104.93 \text{ KNm} / 0.65 = 161.43 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.053 \text{ MN}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.03$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.16 \text{ MNm}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.16$$

$$\gamma = 43/50 = 0.86$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.80$

Para $n = 0.03$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.021$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.03$

$$m = 0.16$$

$$\rho_g = 0.017$$

Luego para $\gamma = 0.86$ resulta $\rho_g = 0.019$

5.2.2.3- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.019 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 19.22 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 25 (19.63 cm²)

- Estribos

$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 8 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 2.5 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 0.8 = 38.40 \text{ cm} \\ \leq b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

5.3- Análisis de cargas de la columna C4:

Se cuenta con los siguientes datos:

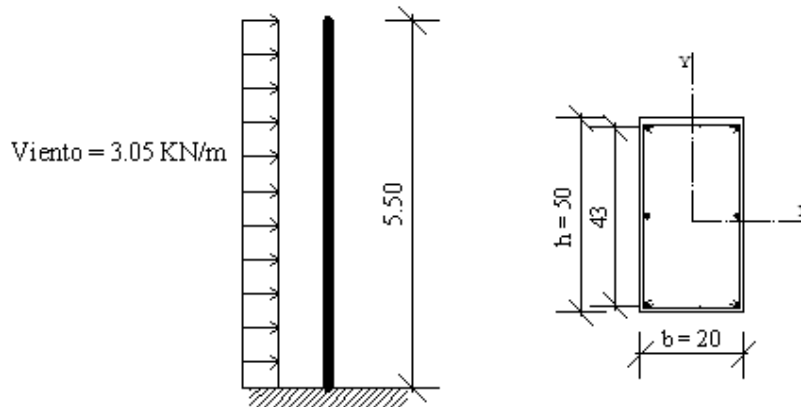
- Luz de cálculo (L1) para columnas tipo C4 según plano N° 5a = 5.50 m

- Las cargas actuantes son el viento más el peso propio de la columna.

Peso propio de la columna es: $P_p = 0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 5.50 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 13.20 \text{ KN/m}$

Viento = 3.05 KN/m.

5.3.1- Esquema de carga:



$$P_u = 13.20 \text{ KN}$$

$$M_u = - 46.13 \text{ KNm}$$

$$e = M_u / P_u = 46.13 \text{ KN} / 13.20 \text{ KN} = 3.49 \text{ m}$$

Dado que la excentricidad queda afuera de la sección la columna se calcula como flexión simple.

$$P_n = P_u / \phi = 13.20 \text{ KN} / 0.65 = 20.31 \text{ KN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 46.13 \text{ KNm} / 0.65 = 70.97 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa} - f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{P_n}{A_g \times f'_c} = \frac{0.020 \text{ MN}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.01$$

$$m = \frac{M_n}{A_g \times h \times f'_c} = \frac{0.071 \text{ MNm}}{0.50 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 20 \text{ MN/m}^2} = 0.071$$

$$\gamma = 43/50 = 0.86$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.80$

Para $n = 0.01$

$$m = 0.071$$

$$\rho_g = 0.007$$

CIRSOC 201, Tablas, COLUMNAS 7.2.3, $\gamma = 0.90$

Para $n = 0.01$

$$m = 0.071$$

$$\rho_g = 0.007$$

Luego para $\gamma = 0.86$ resulta $\rho_g = 0.007$

5.1.1.3- Calculo de armadura.

- Longitudinal.

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.007 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 7 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 16 (8.04 cm²)

- Estribos

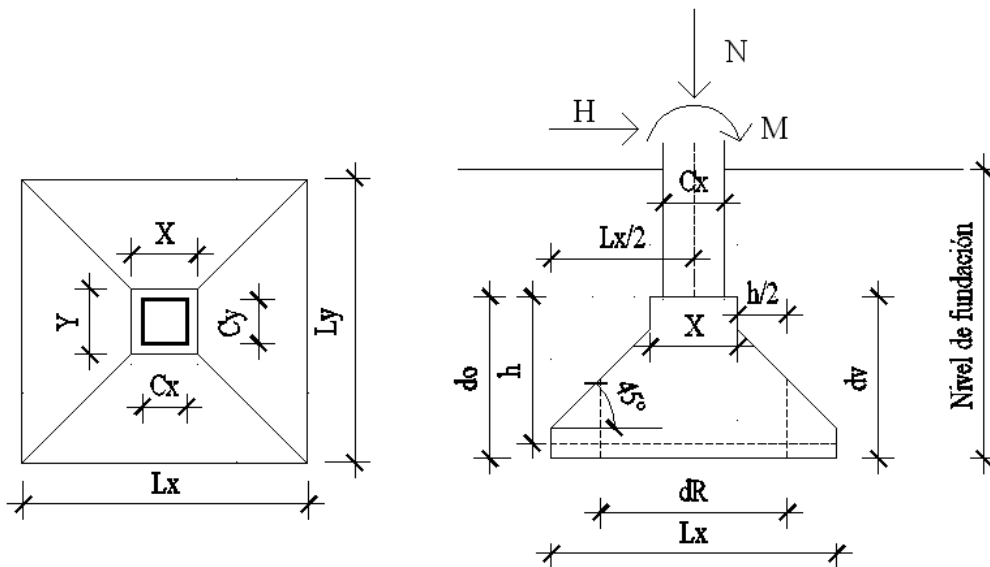
$$d_b = 25 \text{ mm} \longrightarrow d_{be} = 6 \text{ mm}$$

Verificación de separación máxima.

$$S \left\{ \begin{array}{l} \leq 16 d_b = 16 \times 1.6 \text{ cm} = 25.60 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{be} = 48 \times 0.6 = 28.80 \text{ cm} \\ \leq b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

12.6- Dimensionamientos de las bases.

6.1- Bases aisladas con carga horizontal y momento para columnas 2.



6.1.1- Dato de la columna.

Columna de 0.20 m x 0.50 m

Estado I. $R_v = 16.32 \text{ KN}$

$$R_h = -29.54 \text{ KN}$$

$$M = -104.93 \text{ Km}$$

Estado II. $R_v = -48.65 \text{ KN}$

$$R_h = -29.54 \text{ KN}$$

$$M = -104.93 \text{ Km}$$

6.1.2- Datos.

$$M = 104.93 \text{ Km} \quad H = 29.54 \text{ KN}$$

$$h_{\text{fund.}} = 2.00 \text{ m} \quad N_o = 48.65 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{suelo}} = 97 \text{ KN/m}^2$$

6.1.3- Dimensionamiento de tronco.

Siendo las dimensiones de la columna.

$$C_x = 50 \text{ cm y } C_y = 20 \text{ cm}$$

Entonces las dimensiones del tronco son.

$$X = C_x + 0.05 \text{ m} = 0.50 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = \mathbf{0.55 \text{ m} = X}$$

$$Y = C_y + 0.05 \text{ m} = 0.20 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = \mathbf{0.25 \text{ m} = Y}$$

6.1.4- Adoptar lado de la base paralelo al momento.

Adoptamos $L_x = 3.50 \text{ m} = a$

6.1.5- Adopto lado de la base perpendicular al momento.

$$L_y \geq \frac{1.20 N_o}{L_x \sigma_{\text{suelo}}} = \frac{1.20 \times 48.65 \text{ KN}}{3.50 \text{ m} \times 97 \text{ KN/m}^2} = 0.17 \text{ m}$$

Adopto $L_y = 2.00 \text{ m}$

6.1.6- Verificación al vuelco.

$$(P + N_o) a/2 \geq 1.50 (M + H \times L_h)$$

$$P = P_{\text{base}} + P_{\text{suelo}} = (3.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3) + (1.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 15.30 \text{ KN/m}^3) = 244.65 \text{ KN}$$

$$(244.65 \text{ KN} + 48.65 \text{ KN}) \times \frac{3.50 \text{ m}}{2} = 513.27 \text{ KNm}$$

$$M = 104.93 \text{ KN} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 164.01 \text{ KNm}$$

$$1.50 (164.01 \text{ KNm} + 29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 334.64 \text{ KNm}$$

513.27 KNm \geq 334.65 KNm \rightarrow Verifica Buena Condición

6.1.7- Verificación al deslizamiento.

$$(N_o + P) \text{ tg } \varphi_d \geq 1.50 H$$

$$\varphi_d = 2/3 \varphi = 2/3 \times 35^\circ = 23.33$$

$$(48.65 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN}) \times \text{tg } 23.33 = 126.50 \text{ KN}$$

$$1.50 \times 29.54 \text{ KN} = 44.31 \text{ KN}$$

126.50 KN \geq 44.31 KN \rightarrow Verifica Buena Condición

6.1.8- Cálculo de tensión en el terreno.

$$e = \frac{M + H \times h_{\text{fund.}}}{N+P} = \frac{164.01 \text{ KN} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m})}{48.65 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN}} = 0.76 \text{ m}$$

$$e \geq L_x / 6 = 3.50 \text{ m} / 6 = 0.58 \rightarrow \text{Carga Fuera del núcleo central.}$$

$$0.76 \text{ m} > 0.58 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{N+P}{L_x - 2e} \frac{1}{L_y} \leq 4/3 \sigma_{\text{suelo}}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{(48.65 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN})}{3.50 \text{ m} - 2 \times 0.76 \text{ m}} \times 1/2.00 \text{ m} = 98.75 \text{ KN/m}^2$$

$$4/3 \sigma_{\text{suelo}} = 4/3 \times 97 \text{ KN/m}^2 = 129.33 \text{ KN/m}^2$$

98.75 KN/m² \leq 129.33 KN/m² \rightarrow Verifica Buena Condición

6.2.9- Diagrama de tensiones.

$$q_1 = \frac{P+N}{L_x L_y} + \frac{6 \times (M + (H \times h_{\text{fund.}}))}{L_y \times L_x^2}$$

$$q_1 = \frac{244.65 \text{ KN} + 48.65 \text{ KN}}{3.5 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}} + \frac{6 \times (164.01 \text{ KNm} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}))}{2.00 \text{ m} \times (3.5 \text{ m})^2} = 96.53 \text{ KN/m}^2$$

6.2.10- Longitud de carga.

$$L_c = \frac{2 \times (N + P)}{q_1 \times L_y} = \frac{2 \times (48.65 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN})}{96.53 \text{ KN/m}^2 \times 2.00 \text{ m}} = 3.04 \text{ m}$$

6.2.11- Solicitación interna de la losa.

$$\text{Voladizo } s/X = \frac{L_x - X}{2} = \frac{3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2} = 1.475 \text{ m}$$

$$\text{Voladizo } s/Y = \frac{L_y - Y}{2} = \frac{2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$q_{\text{dim}} = q_1 \times \frac{(1 - (L_x - X)/2)}{L_c} = 96.53 \text{ KN/m}^2 \times \frac{(1 - (3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})/2)}{3.04 \text{ m}} = 49.69 \text{ KN}$$

$$M_x = \frac{(q_{\text{dim}} + (2 \times q_1)) \times L_y \times ((L_x - X)/2)^2}{6}$$

$$M_x = \frac{(49.69 \text{ KN/m}^2 + (2 \times 96.53 \text{ KN/m}^2)) \times 2.00 \text{ m} \times ((3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})/2)^2}{6} = 148.29 \text{ KNm}$$

$$M_y = \frac{q_1 \times L_c \times ((L_y - Y)/2)^2}{4} = \frac{96.53 \text{ KN/m}^2 \times 3.04 \text{ m} \times ((2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})/2)^2}{4} =$$

$$M_y = 56.17 \text{ KNm}$$

6.2.12- Dimensionamiento altura de la losa.

$$d_{ox} \geq \frac{(L_x - X)}{4} = \frac{(3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})}{4} = 0.74 \text{ m}$$

$$d_{oy} \geq \frac{(L_y - Y)}{4} = \frac{(2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{4} = 0.44 \text{ m}$$

Adopto $d_o = 0.75 \text{ m}$

$$h_x = d_o - 5 \text{ cm} = 75 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - 1 \text{ cm} = 70 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 69 \text{ cm}$$

6.2.13- Dimensionamiento Armadura.

Siendo $\rightarrow \beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$

$\rightarrow \beta_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$m_{sx} = \frac{M_x}{Y \times h_x^2 \times \beta_r} = \frac{148.29 \text{ KNm}}{0.25 \text{ m} \times (0.7 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.07$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sx}}] = 1.2 \times [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.07}] = 0.13$$

$$A_{sx} = W_m \times \frac{Y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 0.13 \times \frac{25 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}}{4200/175} = 9.60 \text{ cm}^2 = A_{sx}$$

$$9.60 \text{ cm}^2 / 3.50 \text{ m} = 2.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de $5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 10$ distribuidos $1 \phi 10$ c/ 15 cm

$$m_{sy} = \frac{M_y}{X \times h_y^2 \times \beta_r} = \frac{56.17 \text{ KNm}}{0.55 \text{ m} \times (0.69 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.01$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_s y}] = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.01}] = 0.024$$

$$A_{s_y} = w_y \times \frac{X \times h_y}{B_s / \beta_r} = 0.024 \times \frac{55 \text{ cm} \times 69 \text{ cm}}{4200/175} = 3.80 \text{ cm}^2 = A_{s_y}$$

$$3.80 \text{ cm}^2 / 2.00 \text{ m} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de $5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 10$ distribuidos $1 \phi 10 \text{ c}/15 \text{ cm}$

6.2.14- Verificación al punzonado.

$$\sigma_t = \frac{N}{(L_x \times L_y)} = \frac{48.65 \text{ KN}}{(3.5 \text{ m} \times 2.00 \text{ m})} = 6.95 \text{ KN/m}^2 = q_{ef}$$

6.2.15- Altura de punzonado.

$$h_m = \frac{h_x + h_y}{2} = \frac{0.70 \text{ m} + 0.69 \text{ m}}{2} = 0.695 \text{ m}$$

6.2.16- Circunferencia de inserción de carga.

$$C = 1.13 \sqrt{X \times Y} = 1.13 \sqrt{0.55 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}} = 0.42 \text{ m}$$

6.2.17- Circunferencia superior.

$$d_r = C + h_m = 0.42 \text{ m} + 0.695 \text{ m} = 1.11 \text{ m}$$

6.2.18- Circunferencia inferior.

$$d_k = C + 2 \times h_m = 0.42 \text{ m} + 2 \times 0.695 \text{ m} = 1.81 \text{ m}$$

6.2.19- Perímetro de punzonado.

$$U = \pi \times d_k = \pi \times 1.81 \text{ m} = 5.69 \text{ m}$$

6.2.20- Carga de punzonado.

$$Q_R = N - q_{ef} \times \frac{\pi \times d_k^2}{4} = 48.65 \text{ KN} - 6.95 \text{ KN/m}^2 \times \frac{\pi \times (1.81 \text{ m})^2}{4} = 30.77 \text{ KN}$$

6.2.21- Altura de corte.

$$h_x' = \left[\frac{(L_x - d_r) \times (d_o - d) + d}{(L_x - x)} \right] - 0.05 \text{ m} =$$

$$h_x' = \left[\frac{(3.5 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}}{(3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m})} \right] - 0.05 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$$

$$h_y' = \left[\frac{(L_y - d_r) \times (d_o - d) + d}{(L_y - y)} \right] - 0.05 \text{ m} =$$

$$(L_y - y)$$

$$hy' = \frac{[(2.00 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

$$hm' = \frac{hx' + hy'}{2} = \frac{0.55 \text{ m} + 0.40 \text{ m}}{2} = 0.48 \text{ m}$$

6.2.22- Tensiones de corte.

$$\tau_R = \frac{Q_R}{U \times hm'} = \frac{30.77 \text{ KN}}{5.69 \text{ m} \times 0.48 \text{ m}} = 11.27 \text{ KN/m}^2$$

6.2.23- Coeficiente Gama γ .

$$\mu_x = \frac{F_{ex}}{hm'} = \frac{2.74 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.48 \text{ m}} = 5.71$$

$$\mu_y = \frac{F_{ey}}{hm'} = \frac{1.90 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.48 \text{ m}} = 3.96$$

$$\mu' = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} = \frac{5.71 + 3.96}{2} = 4.83$$

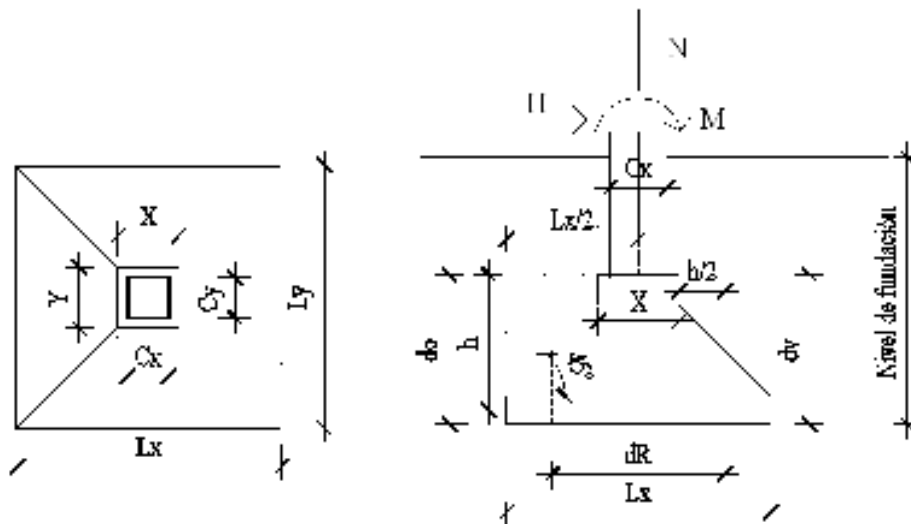
$$\alpha_e = 1.30 \text{ a } 1.40$$

$$\gamma_1 = 1.3 \alpha_e \times \sqrt{\mu'} = 1.30 \times 1.30 \times \sqrt{4.83} = 3.71$$

$$\tau_R = \gamma_1 \times \tau_{011} = 3.71 \times 450 \text{ KN/m}^2 = 1672.09 \text{ KN/m}^2$$

$1672.09 \text{ KN/m}^2 \geq 11.27 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Verifica Buena Condición**
No necesita armadura de corte.

12.6.2- Bases aisladas con carga horizontal y momento para columnas 3.



6.2.1- Dato de la columna.

Columna de 0.20 m x 0.50 m

Estado I. $R_v = 2.48 \text{ KN}$
 $R_h = -29.54 \text{ KN}$
 $M = -104.93 \text{ Km}$

Estado II. $R_v = -34.96 \text{ KN}$
 $R_h = -29.54 \text{ KN}$
 $M = -104.93 \text{ Km}$

6.2.2- Datos.

$M = 104.93 \text{ Km}$ $H = 29.54 \text{ KN}$
 $h_{\text{fund.}} = 2.00 \text{ m}$ $N_o = 34.96 \text{ KN}$
 $\sigma_{\text{suelo}} = 97 \text{ KN/m}^2$

6.2.3- Dimensionamiento de tronco.

Siendo las dimensiones de la columna.

$C_x = 50 \text{ cm}$ y $C_y = 20 \text{ cm}$

Entonces las dimensiones del tronco son.

$X = C_x + 0.05 \text{ m} = 0.50 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$

$Y = C_y + 0.05 \text{ m} = 0.20 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$

6.2.4- Adoptar lado de la base paralelo al momento.

Adoptamos $L_x = 3.50 \text{ m} = a$

6.2.5- Adopto lado de la base perpendicular al momento.

$$L_y \geq \frac{1.20 N_o}{L_x \sigma_{\text{suelo}}} = \frac{1.20 \times 34.96 \text{ KN}}{3.50 \text{ m} \times 97 \text{ KN/m}^2} = 0.12 \text{ m}$$

Adopto $L_y = 2.00 \text{ m}$

6.2.6- Verificación al vuelco.

$(P + N_o) a/2 \geq 1.50 (M + H \times L_h)$

$P = P_{\text{base}} + P_{\text{suelo}} = (3.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3) + (1.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 15.30 \text{ KN/m}^3) = 244.65 \text{ KN}$

$(244.65 \text{ KN} + 34.96 \text{ KN}) \times \frac{3.50 \text{ m}}{2} = 489.32 \text{ KNm}$

$M = 104.93 \text{ KN} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 164.01 \text{ KNm}$

$1.50 (164.01 \text{ KNm} + 29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 334.64 \text{ KNm}$

489.32 KNm \geq 334.65 KNm \rightarrow Verifica Buena Condición

6.2.7- Verificación al deslizamiento.

$$(N_o + P) \operatorname{tg} \varphi_d \geq 1.50 H$$

$$\varphi_d = 2/3 \varphi = 2/3 \times 35^\circ = 23.33$$

$$(34.96 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN}) \times \operatorname{tg} 23.33 = 120.59 \text{ KN}$$

$$1.50 \times 29.54 \text{ KN} = 44.31 \text{ KN}$$

120.59 KN \geq 44.31 KN \rightarrow Verifica Buena Condición

6.2.8- Cálculo de tensión en el terreno.

$$e = \frac{M + H \times h_{\text{fund.}}}{N+P} = \frac{104.93 \text{ KN} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m})}{34.96 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN}} = 0.59 \text{ m}$$

$$e \geq L_x / 6 = 3.50 \text{ m} / 6 = 0.58 \rightarrow \text{Carga Fuera del núcleo central.}$$

$$0.59 \text{ m} > 0.58 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{N+P}{L_x - 2e} \frac{1}{L_y} \leq 4/3 \sigma_{\text{suelo}}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{(34.96 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN})}{3.50 \text{ m} - 2 \times 0.59 \text{ m}} \times 1/2.00 \text{ m} = 80.35 \text{ KN/m}^2$$

$$4/3 \sigma_{\text{suelo}} = 4/3 \times 97 \text{ KN/m}^2 = 129.33 \text{ KN/m}^2$$

80.35 KN/m² \leq 129.33 KN/m² \rightarrow Verifica Buena Condición

6.2.9- Diagrama de tensiones.

$$q_1 = \frac{P+N}{L_x L_y} + \frac{6 \times (M + (H \times h_{\text{fund.}}))}{L_y \times L_x^2}$$

$$q_1 = \frac{244.65 \text{ KN} + 34.96 \text{ KN}}{3.5 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}} + \frac{6 \times (104.93 \text{ KNm} + (29.54 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}))}{2.00 \text{ m} \times (3.5 \text{ m})^2} = 80.11 \text{ KN/m}^2$$

6.2.10- Longitud de carga.

$$L_c = \frac{2 \times (N + P)}{q_1 \times L_y} = \frac{2 \times (34.96 \text{ KN} + 244.65 \text{ KN})}{80.11 \text{ KN/m}^2 \times 2.00 \text{ m}} = 3.49 \text{ m}$$

6.2.11- Solicitación interna de la losa.

$$\text{Voladizo } s/X = \frac{L_x - X}{2} = \frac{3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2} = 1.475 \text{ m}$$

$$\text{Voladizo } s/Y = \frac{L_y - Y}{2} = \frac{2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$q_{\text{dim}} = q_1 \times \frac{(1 - (L_x - X)/2)}{L_c} = 80.11 \text{ KN/m}^2 \times \frac{(1 - (3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})/2)}{3.49 \text{ m}} = 52.07 \text{ KN}$$

$$M_x = \frac{(q_{\text{dim}} + (2 \times q_1)) \times L_y \times ((L_x - X)/2)^2}{6}$$

$$M_x = \frac{(52.07 \text{ KN/m}^2 + (2 \times 80.11 \text{ KN/m}^2)) \times 2.00 \text{ m} \times ((3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})/2)^2}{6} = 124.87 \text{ KNm}$$

$$M_y = \frac{q_1 \times L_c \times ((L_y - Y)/2)^2}{4} = \frac{80.11 \text{ KN/m}^2 \times 3.49 \text{ m} \times ((2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})/2)^2}{4} =$$

$$M_y = 53.51 \text{ KNm}$$

6.2.12- Dimensionamiento altura de la losa.

$$d_{ox} \geq \frac{(L_x - X)}{4} = \frac{(3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})}{4} = 0.74 \text{ m}$$

$$d_{oy} \geq \frac{(L_y - Y)}{4} = \frac{(2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{4} = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{Adopto } d_o = 0.75 \text{ m}$$

$$h_x = d_o - 5 \text{ cm} = 75 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - 1 \text{ cm} = 70 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 69 \text{ cm}$$

6.2.13- Dimensionamiento Armadura.

$$\text{Siendo } \rightarrow \beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \beta_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m_{sx} = \frac{M_x}{Y \times h_x^2 \times \beta_r} = \frac{124.87 \text{ KNm}}{0.25 \text{ m} \times (0.7 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.06$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sx}}] = 1.2 \times [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.06}] = 0.11$$

$$A_{sx} = W_m \times \frac{Y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 0.11 \times \frac{25 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}}{4200/175} = 8.02 \text{ cm}^2 = A_{sx}$$

$$\rightarrow 11 \phi 10 \text{ distribuidos } 1 \phi 10 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$$

$$m_{sy} = \frac{M_y}{X \times h_y^2 \times \beta_r} = \frac{53.51 \text{ KNm}}{0.55 \text{ m} \times (0.69 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.01$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_s y}] = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.01}] = 0.024$$

$$A_{s_y} = w_y \times \frac{X \times h_y}{B_s / \beta_r} = 0.024 \times \frac{55 \text{ cm} \times 69 \text{ cm}}{4200/175} = 3.80 \text{ cm}^2 = A_{s_y}$$

Adopto a sección mínima por metro de 5 cm²/m → 7 φ 10 distribuidos 1 φ 10 c/ 15 cm

6.2.14- Verificación al punzonado.

$$\sigma_t = \frac{N}{(L_x \times L_y)} = \frac{34.96 \text{ KN}}{(3.5 \text{ m} \times 2.00 \text{ m})} = 5.00 \text{ KN/m}^2 = q_{ef}$$

6.2.15- Altura de punzonado.

$$h_m = \frac{h_x + h_y}{2} = \frac{0.70 \text{ m} + 0.69 \text{ m}}{2} = 0.695 \text{ m}$$

6.2.16- Circunferencia de inserción de carga.

$$C = 1.13 \sqrt{X \times Y} = 1.13 \sqrt{0.55 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}} = 0.42 \text{ m}$$

6.2.17- Circunferencia superior.

$$d_r = C + h_m = 0.42 \text{ m} + 0.695 \text{ m} = 1.11 \text{ m}$$

6.2.18- Circunferencia inferior.

$$d_k = C + 2 \times h_m = 0.42 \text{ m} + 2 \times 0.695 \text{ m} = 1.81 \text{ m}$$

6.2.19- Perímetro de punzonado.

$$U = \pi \times d_k = \pi \times 1.81 \text{ m} = 5.69 \text{ m}$$

6.2.20- Carga de punzonado.

$$Q_R = N - q_{ef} \times \frac{\pi \times d_k^2}{4} = 34.96 \text{ KN} - 5.00 \text{ KN/m}^2 \times \frac{\pi \times (1.81 \text{ m})^2}{4} = 22.09 \text{ KN}$$

6.2.21- Altura de corte.

$$h_x' = \left[\frac{(L_x - d_r) \times (d_o - d) + d}{(L_x - x)} \right] - 0.05 \text{ m} =$$

$$h_x' = \left[\frac{(3.5 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}}{(3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m})} \right] - 0.05 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$$

$$h_y' = \left[\frac{(L_y - d_r) \times (d_o - d) + d}{(L_y - x)} \right] - 0.05 \text{ m} =$$

$$(L_y - y)$$

$$hy' = \frac{[(2.00 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(2.00 \text{ m} - 0.25 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

$$hm' = \frac{hx' + hy'}{2} = \frac{0.55 \text{ m} + 0.40 \text{ m}}{2} = 0.48 \text{ m}$$

6.2.22- Tensiones de corte.

$$\tau_R = \frac{Q_R}{U \times hm'} = \frac{22.09 \text{ KN}}{5.69 \text{ m} \times 0.48 \text{ m}} = 8.09 \text{ KN/m}^2$$

6.2.23- Coeficiente Gama γ .

$$\mu_x = \frac{F_{ex}}{hm'} = \frac{8.02 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.48 \text{ m}} = 16.71$$

$$\mu_y = \frac{F_{ey}}{hm'} = \frac{3.80 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.48 \text{ m}} = 7.92$$

$$\mu' = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} = \frac{16.71 + 7.92}{2} = 12.31$$

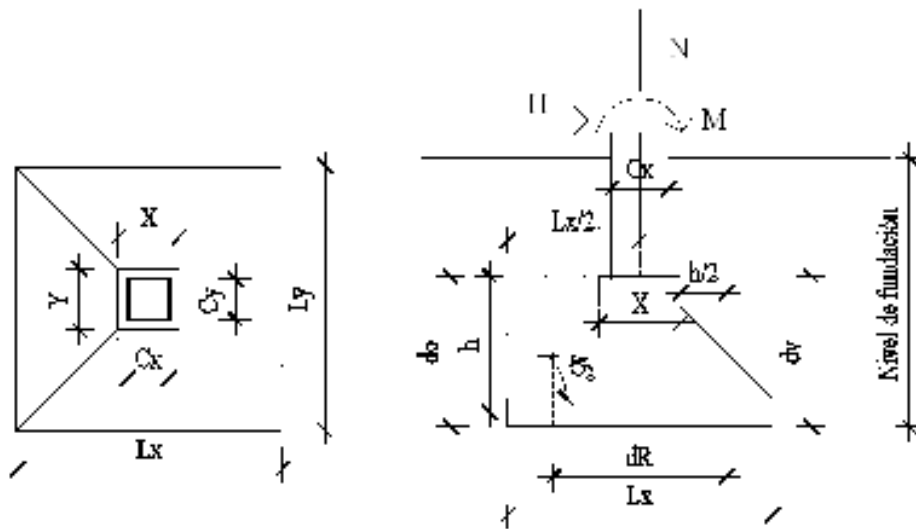
$$\alpha_e = 1.30 \text{ a } 1.40$$

$$\gamma_1 = 1.3 \alpha_e \times \sqrt{\mu'} = 1.30 \times 1.30 \times \sqrt{12.31} = 5.93$$

$$\tau_R = \gamma_1 \times \tau_{011} = 5.93 \times 450 \text{ KN/m}^2 = 2668.62 \text{ KN/m}^2$$

$2668.62 \text{ KN/m}^2 \geq 8.09 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Verifica Buena Condición**
No necesita armadura de corte.

12.6.3- Bases aisladas con carga horizontal y momento para columnas 4.



6.3.1- Dato de la columna.

Columna de 0.20 m x 0.50 m

Estado I. $R_v = 13.20 \text{ KN}$
 $R_h = -16.76 \text{ KN}$
 $M = -46.13 \text{ Km}$

6.3.2- Datos.

$M = 46.13 \text{ Km}$ $H = 16.76 \text{ KN}$
 $h_{\text{fund.}} = 2.00 \text{ m}$ $N_o = 13.20 \text{ KN}$
 $\sigma_{\text{suelo}} = 97 \text{ KN/m}^2$

6.3.3- Dimensionamiento de tronco.

Siendo las dimensiones de la columna.

$C_x = 50 \text{ cm}$ y $C_y = 20 \text{ cm}$

Entonces las dimensiones del tronco son.

$X = C_x + 0.05 \text{ m} = 0.50 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$

$Y = C_y + 0.05 \text{ m} = 0.20 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$

6.3.4- Adoptar lado de la base paralelo al momento.

Adoptamos $L_x = 3.50 \text{ m} = a$

6.3.5- Adopto lado de la base perpendicular al momento.

$$L_y \geq \frac{1.20 N_o}{L_x \sigma_{\text{suelo}}} = \frac{1.20 \times 13.20 \text{ KN}}{3.50 \text{ m} \times 97 \text{ KN/m}^2} = 0.047 \text{ m}$$

Adopto $L_y = 1.50 \text{ m}$

6.3.6- Verificación al vuelco.

$(P + N_o) a/2 \geq 1.50 (M + H \times L_h)$

$P = P_{\text{base}} + P_{\text{suelo}} = (3.50 \text{ m} \times 1.50 \times 0.50 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3) + (1.50 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 15.30 \text{ KN/m}^3) = 183.49 \text{ KN}$

$(183.49 \text{ KN} + 13.20 \text{ KN}) \times \frac{3.50 \text{ m}}{2} = 344.21 \text{ KNm}$

$M = 46.13 \text{ KN} + (16.76 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 79.65 \text{ KNm}$

$1.50 (79.65 \text{ KNm} + 16.76 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}) = 169.76 \text{ KNm}$

$344.21 \text{ KNm} \geq 169.76 \text{ KNm} \rightarrow$ Verifica Buena Condición

6.3.7- Verificación al deslizamiento.

$(N_o + P) \text{ tg } \phi_d \geq 1.50 H$

$$\varphi d = 2/3 \varphi = 2/3 \times 35^\circ = 23.33$$

$$(13.20 \text{ KN} + 183.49 \text{ KN}) \times \text{tg } 23.33 = 84.83 \text{ KN}$$

$$1.50 \times 16.76 \text{ KN} = 25.14 \text{ KN}$$

84.83 KN \geq 25.14 KN \rightarrow Verifica Buena Condición

6.3.8- Cálculo de tensión en el terreno.

$$e = \frac{M + H \times h_{\text{fund.}}}{N+P} = \frac{79.65 \text{ KN} + (16.76 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m})}{13.20 \text{ KN} + 183.49 \text{ KN}} = 0.57 \text{ m}$$

$$e \leq L_x / 6 = 3.50 \text{ m} / 6 = 0.58 \rightarrow \text{Carga Dentro del núcleo central.}$$

$$0.57 \text{ m} < 0.58 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 4/3 \frac{N+P}{L_x - 2e} \frac{1}{L_y} \leq \sigma_{\text{suelo}}$$

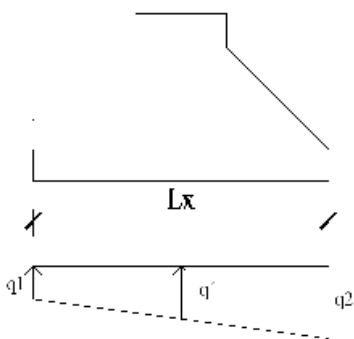
$$\sigma_c = 4/3 \frac{(13.20 \text{ KN} + 183.49 \text{ KN})}{3.50 \text{ m} - 2 \times 0.57 \text{ m}} \times 1/1.50 \text{ m} = 74.08 \text{ KN/m}^2$$

74.08 KN/m² \leq 97.00 KN/m² \rightarrow Verifica Buena Condición

6.3.9- Diagrama de tensiones.

$$q_1 = \frac{N}{L_x L_y} \times (1 + \frac{6e}{L_x}) = \frac{13.20 \text{ KN}}{3.5 \text{ m} \times 1.50 \text{ m}} \times (1 + \frac{6 \times 0.57 \text{ m}}{3.5 \text{ m}}) = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{N}{L_x L_y} \times (1 - \frac{6e}{L_x}) = \frac{13.20 \text{ KN}}{3.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}} \times (1 - \frac{6 \times 0.57 \text{ m}}{3.5 \text{ m}}) = 0.05 \text{ KN/m}^2$$



$$q' = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{L_x} (L_x - \frac{L_x - x}{2})$$

$$q' = 0.05 \text{ KN/m}^2 + \frac{4.97 \text{ KN/m}^2 - 0.05 \text{ KN/m}^2}{3.50 \text{ m}}$$

$$(3.5 \text{ m} - \frac{3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2}) = 2.90 \text{ KN/m}^2$$

6.3.10- Dimensionamiento a flexión.

$$M_x = q' \times L_y \times \frac{(L_x - X)^2}{8} + (q_1 - q') \times L_y \frac{(L_x - X)^2}{12} =$$

$$M_x = 2.90 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times \frac{(3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m})^2}{8} + (4.97 \text{ KN/m}^2 - 2.90 \text{ KN/m}^2) \times$$

$$1.50 \text{ m} \times \frac{(3.50 \text{ m} - 0.55)^2}{12} = \mathbf{6.98 \text{ KNm} = M_x}$$

$$M_y = \frac{(q_1 + q_2)}{2} \times L_x \times \frac{(L_y - Y)^2}{8} = \frac{4.97 \text{ KN/m}^2 + 0.05 \text{ KN/m}^2}{2} \times 3.5 \text{ m} \times \frac{(1.5 \text{ m} - 0.25 \text{ m})^2}{8} =$$

$$\mathbf{M_y = 1.71 \text{ KNm}}$$

6.3.11- Dimensionamiento altura de la losa.

$$d_{ox} \geq \frac{(L_x - X)}{4} = \frac{(3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})}{4} = 0.74 \text{ m}$$

$$d_{oy} \geq \frac{(L_y - Y)}{4} = \frac{(1.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{4} = 0.31 \text{ m}$$

Adopto $d_o = \mathbf{0.75 \text{ m}}$

$$h_x = d_o - 5 \text{ cm} = 75 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = \mathbf{70 \text{ cm} = h_x}$$

$$h_y = h_x - 1 \text{ cm} = 70 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = \mathbf{69 \text{ cm} = h_y}$$

6.3.12- Dimensionamiento Armadura.

Siendo $\rightarrow \beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$

$\rightarrow \beta_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$m_{sx} = \frac{M_x}{Y \times h_x^2 \times \beta_r} = \frac{6.98 \text{ KNm}}{0.25 \text{ m} \times (0.7 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.003$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sx}}] = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.003}] = 0.005$$

$$A_{sx} = w_x \times \frac{Y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 0.005 \times \frac{25 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}}{4200/175} = \mathbf{0.36 \text{ cm}^2}$$

$$0.36 \text{ cm}^2 / 3.50 \text{ m} = 0.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de $5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 10$ distribuidos $1 \phi 10$ c/ 15 cm

$$m_{sy} = \frac{M_y}{X \times h_y^2 \times \beta_r} = \frac{1.71 \text{ KNm}}{0.55 \text{ m} \times (0.69 \text{ m})^2 \times 17500 \text{ KN/m}^2} = 0.0004$$

$$W_m = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times m_{sy}}] = 1.2 [1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.0004}] = 0.00072$$

$$A_{sy} = w_y \times \frac{X \times h_y}{\beta_s / \beta_r} = 0.00072 \times \frac{55 \text{ cm} \times 69 \text{ cm}}{4200/175} = \mathbf{0.11 \text{ cm}^2}$$

$$0.11 \text{ cm}^2 / 1.50 \text{ m} = 0.073 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto a sección mínima por metro de $5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 10$ distribuidos $1 \phi 10$ c/ 15 cm

6.1.13- Verificación al punzonado.

$$\sigma_t = \frac{N}{(L_x \times L_y)} = \frac{13.20 \text{ KN}}{(3.5 \text{ m} \times 1.50 \text{ m})} = 2.51 \text{ KN/m}^2 = q \text{ ef}$$

$$h_m = \frac{h_x + h_y}{2} = \frac{0.70 \text{ m} + 0.69 \text{ m}}{2} = 0.695 \text{ m}$$

$$C = 1.13 \sqrt{X \times Y} = 1.13 \sqrt{0.55 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}} = 0.42 \text{ m}$$

$$d_r = C + h_m = 0.42 \text{ m} + 0.695 \text{ m} = 1.11 \text{ m}$$

$$d_k = C + 2 \times h_m = 0.42 \text{ m} + 2 \times 0.695 \text{ m} = 1.81 \text{ m}$$

$$Q_R = N - q \text{ ef} \times \frac{\pi \times d_k^2}{4} = 13.20 \text{ KN} - 2.51 \text{ KN/m}^2 \times \frac{\pi \times (1.81 \text{ m})^2}{4} = 6.74 \text{ KN}$$

$$U = \pi \times d_k = \pi \times 1.81 \text{ m} = 5.69 \text{ m}$$

$$h_x' = \frac{[(L_x - d_r) \times (d_o - d) + d]}{(L_x - x)} - 0.05 \text{ m} =$$

$$h_x' = \frac{[(3.5 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$$

$$h_y' = \frac{[(L_y - d_r) \times (d_o - d) + d]}{(L_y - y)} - 0.05 \text{ m} =$$

$$h_y' = \frac{[(1.5 \text{ m} - 1.11 \text{ m}) \times (0.70 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}]}{(1.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})} - 0.05 \text{ m} = 0.31 \text{ m}$$

$$h_m' = \frac{h_x' + h_y'}{2} = \frac{0.55 \text{ m} + 0.31 \text{ m}}{2} = 0.43 \text{ m}$$

6.1.14- Tensiones de corte.

$$\tau_R = \frac{Q_R}{U \times h_m'} = \frac{6.74 \text{ KN}}{5.69 \text{ m} \times 0.43 \text{ m}} = 2.75 \text{ KN/m}^2$$

6.1.15) Calculo de γ

$$\mu_x = \frac{F_{ex}}{h_m'} = \frac{0.10 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.43 \text{ m}} = 0.23$$

$$\mu_y = \frac{F_{ey}}{h_m'} = \frac{0.073 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.43 \text{ m}} = 0.17$$

$$\mu' = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} = \frac{0.23 + 0.17}{2} = 0.20$$

$$\gamma_1 = 1.3 \alpha_e \times \sqrt{\mu'} = 1.30 \times 1.30 \times \sqrt{0.20} = 0.76$$

$$\tau_R = \gamma_1 \times \tau_{011} = 0.76 \times 450 \text{ KN/m}^2 = 340.00 \text{ KN/m}^2$$

$$340.00 \text{ KN/m}^2 \geq 2.75 \text{ KN/m}^2$$

No necesito armadura de corte

6.1.15- Corte.

$$Q_{11} = \frac{(q' + q_1)}{2} \times (L_x - X - hx/2) \times L_y =$$

$$Q_{11} = \frac{2.90 \text{ KN/m}^2 + 4.97 \text{ KN/m}^2}{2} \times (3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m} - (0.7 \text{ m})/2) \times 1.50 \text{ m} = 15.35 \text{ KN}$$

$$h_{11} = \left[\frac{(L_x - d^R)}{(L_x - X)} \times (d_o - d) + d \right] - 0.05 \text{ m} =$$

$$h_{11} = \left[\frac{(3.5 \text{ m} - 1.11 \text{ m})}{(3.5 \text{ m} - 0.55 \text{ m})} \times (0.75 \text{ m} - 0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m} \right] - 0.05 \text{ m} = \mathbf{0.59 \text{ m} = h_{11}}$$

6.1.16- Ancho colaborante.

$$b = \left[\frac{(L_y - Y)}{(L_x - X)} \times h \right] + Y = \left[\frac{(1.50 \text{ m} - 0.25 \text{ m})}{(3.50 \text{ m} - 0.55 \text{ m})} \times 0.7 \text{ m} \right] + 0.25 = 0.55 \text{ m}$$

$$\tau_{11} = \frac{Q_{11}}{b_o K_z h_{11}} = \frac{15.35 \text{ KN}}{0.55 \text{ m} \times 0.85 \times 0.59 \text{ m}} = 55.65 \text{ KN/m}^2$$

$\tau_{11} \leq \tau_{011} \rightarrow 55.65 \text{ KN/m}^2 \leq 450 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Verifica Buena Condición**
No necesita armadura de corte.

COMPUTO Y PRESUPUESTO

de los objetivos del presente trabajo es la realización del cómputo y presupuesto de la proyectada, a los fines de conocer los montos aproximados del proyecto.

En los resultados obtenidos de este análisis los que justifican o no la ejecución del

Es por esto que se incluye la tarea de computar todo lo que se requiere para la totalidad del proyecto. Ahora bien, una vez que la obra está definida en su totalidad, se

Capítulo 13.

PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA.

Se han considerado los ítems presentes en el presupuesto detallado a continuación fueron agrupados en forma global.

Los precios utilizados para la obtención de los precios, fueron:

- Suplemento Cleziñ Arquitectura
- Revista Vivienda
- Consultas vía web

Como se puede observar en la planilla siguientes, al final del trabajo, la obra completa resulta arrojarse un costo directo de \$ 3.144.501. Este valor debe ser afectado por un coeficiente de reserva para incluir en el mismo los gastos generales, costos indirectos, honorarios, gastos financieros e impuestos, cuyo detalle se encuentra en la planilla de cálculo correspondiente. Este coeficiente, tiene un valor de 1,48 con lo que se llega a una inversión de \$ 4.653.862.

13- COMPUTO Y PRESUPUESTO.

Uno de los objetivos del presente trabajo es la realización del cómputo y presupuesto de la obra proyectada, a los fines de conocer los montos aproximados del proyecto.

Serán los resultados obtenidos de este análisis los que justificarán o no la ejecución del mismo. Es por esto que se incluye la tarea de computar todo lo proyectado, dejando a la luz la viabilidad del proyecto. Ahora bien, una vez que la obra está definida en su totalidad, se puede llevar a cabo esta tarea sin inconvenientes. Para su realización se tiene en cuenta todo lo desarrollado en los capítulos precedentes.

Destacamos que los ítems presentes en el presupuesto detallado a continuación fueron computados en forma global.

Las fuentes utilizadas para la obtención de los precios, fueron:

- Suplemento Clarín Arquitectura
- Revista Vivienda
- Consultas vía web

Como se puede observar en la planillas siguientes, al final del trabajo, la obra completa terminada arroja un costo directo de \$ 3.144.501. Este valor debe ser afectado por un coeficiente de resumen para incluir en el mismo los gastos generales, costos indirectos, beneficio, gastos financieros e impuestos, cuyo detalle se encuentra en la planilla de cálculo correspondiente. Este coeficiente, tiene un valor de 1,48 con lo que se llega a una inversión de **\$ 4.653.862.**

COEFICIENTE DE RESUMEN

COSTO DIRECTO		1,000
GASTOS GENERALES E INDIRECTOS	15,00% de 1,00 +	0,150
UTILIDAD	12,00% de 1,00 +	<u>0,120</u>
		1,270
IVA	21,00% de (c) +	<u>0,210</u>
COEFICIENTE DE RESUMEN		1,48

ADOPTADO **1,48**

PRESUPUESTO GENERAL							
Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ ítem	\$ Rubro	% ítem s/Rubro	
ANARES					\$ 11.500	0,37%	
a de cerco y obrador	G1			9.000			
o del terreno.	G1			2.500			
TROL					\$ 73.873	2,35%	
ientos	m3	13,45	98,57	1.325,77			
s	m3						
5	m3	1,04	181,84	189,11			
0	m3	7,14	181,84	1.298,34			
entos	m3	1,68	552,92	928,91			
p/muros	m2	25,60	23,32	596,99			
llo común	m3						
5	m3	1,58	693,74	1.096,11			
0	m3	16,32	589,05	9.613,30			
p	m3						
entos.	m3	2,33	2367,23	5.515,65			
iugo	m2						
r	m2	54,40	13,38	727,87			
r	m2	74,20	24,76	1.837,19			
r	m2	54,40	24,76	1.346,94			
r	m2	74,20	57,49	4.265,76			
r	m2	54,40	57,49	3.127,46			
Cerámico	m2	11,60	96,40	1.118,24			
cascote	m3	1,60	43,18	69,09			
o a la cal	m2	17,76	32,76	581,82			
a la cal	m2	17,76	32,76	581,82			
elación	m2	17,76	23,42	415,94			
cos	m2	17,76	63,00	1.118,88			

110	Zócalos	m	20,30	18,90	383,67	
120	Carpintería de madera	u	1,00	258,30	258,30	
	Puerta de madera de 0,7 x 2,05	u	1,00	789,50	789,50	
	Carpintería metálica	u	1,00	560,00	560,00	
	Puerta de 90 x 210 cm	u	2,00	445,73	891,46	
	Ventana de 340 x 100 cm	u	1,00	236,56	236,56	
	Ventana de 130 x 100 cm	u	1,00	237,93	237,93	
130	Ventana de 90 x 100 cm	Gl	1,00	1.100,00	1.100,00	
	Ventilucos 60 x 40 cm	Gl	1,00	585,25	585,25	
140	Instalaciones sanitarias	Gl	1,00	700,00	700,00	
	Instalación sanitaria completa	Gl	1,00	287,67	15.649,25	
150	Instalaciones eléctricas	Gl	1,00	225,42	16.726,16	
	Instalación completa bocas p iluminación y tomas	Gl	1,00	700,00	700,00	
160	Instalaciones gas	m2	54,40	287,67	15.649,25	
	Instalación completa de gas	m2	74,20	225,42	16.726,16	
	Pinturas	m2				
	Látex exterior	m2				
	Látex interior	m2				
3	OFICINAS, COMEDORES, VESTUARIOS Y BAÑOS				\$426.058	13,55%
10	Excavaciones de cimientos	m3	73,87	98,57	7.281,37	
20	Llenado de cimientos	m3	41,37	181,84	7.522,72	
30	Mamosteria en cimientos	m3	8,38	552,92	4.633,47	
40	Capa aisladora cajón p/muros	m2	97,53	23,32	2.274,40	
50	Mamosteria de ladrillo cerámicos portantes	m3				
	Para muro de 8 x 18 x 33	m2	27,15	57,44	1.559,50	
20	Para muro de 12 x 19 x 33	m2	224,10	76,03	17.038,32	
30	Para muro de 18 x 19 x 33	m2	153,60	98,23	15.088,13	
60	Estructura resistente	m3				
	Losa viguetas pretensadas de H y ladrillos cerámicos esp. 17cm	m3	228,80	162,45	37.168,56	

20	Vigas de H° A°	m3	0,66	2035,86	1.343,67
70	Revoques y revestimientos.	m2			
10	Exterior hidrófugo	m2	153,60	13,38	2.055,17
20	Gruoso interior	m2	656,10	24,76	16.245,04
30	Gruoso exterior	m2	153,60	24,76	3.803,14
40	Fino interior	m2	525,70	57,49	30.222,49
50	Fino exterior	m2	153,60	57,49	8.830,46
60	Revestimiento Cerámico	m2	130,40	96,40	12.570,56
80	Piso de hormigon con malla sima	m3	20,59	80,00	1.647,20
90	Cieloiraso				
10	Revoque grueso a la cal	m2	228,80	32,76	7.495,49
20	Revoque fino a la cal	m2	228,80	32,76	7.495,49
100	Marmoles	ml	6,30	604,17	3.806,27
110	Pisos y zócalos				
	Carpeta de nivelación	m2	228,80	23,42	5.358,50
	Piso de cerámicos	m2	228,80	63,00	14.414,40
	Zócalos	m	150,70	18,90	2.848,23
120	Carpinteria de madera				
10	Puerta de madera de 120 x 210	u	1,00	3525,80	3.525,80
20	Puerta placa de 80 cm	u	14,00	287,70	4.027,80
30	Puerta placa de 90 x 200 cm	u	2,00	340,20	680,40
130	Carpinteria metálica				
10	Puerta de 90 x 205 cm	u	1,00	789,50	789,50
20	Ventana de 200 x 150 cm	u	2,00	1169,10	2.338,20
30	Ventana de 200 x 80 cm	u	2,00	670,53	1.341,06
40	Ventiluces 50 x 150 cm	u	2,00	375,25	750,50
50	Ventana de 80 x 100 cm	u	2,00	254,14	508,28
140	Instalaciones sanitarias	Gl			
10	Instalación sanitaria completa	Gl	1,00	18350,00	18.350,00
150	Instalaciones eléctricas	Gl			

4											\$ 1.979,481		62,95%
10	160	Instalación completa bocas p iluminación y tomas	GI	1,00	11010,00	11.010,00							
		Instalaciones gas	GI										
10	170	Instalación completa de gas	GI	1,00	9344,65	9.344,65							
		Pinturas	m2										
10		Látex exterior	m2	153,60	287,67	44.186,11							
20		Látex interior	m2	525,70	225,42	118.503,29							
		GALPON PRINCIPAL											
		Excavaciones											
10		Cimientos	m3	138,63	98,57	13.664,76							
20		Bases	m3	619,60	132,88	82.332,45							
20		Llenado de cimientos	m3	41,37	181,84	7.522,72							
30		Mampostería en cimientos	m3	10,64	552,92	5.883,07							
40		Capa aisladora cajón p/muros	m2	231,30	23,32	5.393,92							
50		Mampostería de ladrillo cerámicos portantes	m3										
20		Para muro de 12 x 19 x 33	m2	74,50	52,43	3.906,04							
30		Para muro de 18 x 19 x 33	m2	400,00	98,23	39.292,00							
60		Estructuras de H° A°	m3										
10		Vigas 18 x 40 cm	m3	3,53	2330,69	8.227,34							
20		Columnas de 100 x 20 cm	m3	12,00	2667,00	32.004,00							
30		Columnas de 20 x 50 cm	m3	7,56	2667,00	20.162,52							
40		Bases aisladas 3,50 m x 2,00 m	m3	42,00	1127,10	47.338,20							
50		Bases aisladas 5,00 m x 2,50 m	m3	300,00	1127,10	338.130,00							
70		Estructura de madera											
10		Tirantes de madera laminada encolada estructural 3'' x 9''	pie	6273,91	7,80	48.936,50							
20		Pórtico de madera laminada encolada estructural	pie	18877,00	27,25	514.398,25							
80		Techo de chapa PANELPlac	m2	1375,00	260,00	357.500,00							
90		Cerramiento lateral de chapa PANELPlac	m2	300,00	260,00	78.000,00							
80		Revoques y revestimientos.	m2										
10		Exterior hidrófugo	m2	355,00	13,38	4.749,90							

20	Grueso interior	m2	436,50	24,76	10.807,74	
30	Grueso exterior	m2	355,00	24,76	8.789,80	
40	Fino interior	m2	436,50	57,49	25.094,39	
50	Fino exterior	m2	355,00	57,49	20.408,95	
90	Piso de hormigon con malla sima	m3	1250,00	99,42	124.275,00	
100	Carpintería metálica	u				
10	Portones de 300 x 400 cm	u	6,00	12000,00	72.000,00	
20	Ventana de 200 x 150 cm	u	9,00	1169,10	10.521,90	
110	Instalaciones eléctricas	Gl				
10	Instalación completa bocas p iluminación y tomas	Gl	1,00	37553,25	37.553,25	
120	Instalaciones contra incendio	Gl				
10	Instalación contra incendio completa	Gl	1,00	62588,75	62.588,75	
5	GALPON DE ACOPIO Y TINGLADO				\$562.838	17,90%
10	Excavaciones	m3	46,38	98,57	4.571,68	
10	Cimientos	m3	210,00	132,88	27.904,80	
20	Bases	m3	26,00	181,84	4.727,84	
20	Llenado de cimientos	m3	6,70	552,92	3.704,56	
30	Mampostería en cimientos	m2	74,20	23,32	1.730,34	
40	Capa aisladora cajón p/muros	m3				
50	Mampostería de ladrillo cerámicos portantes	m2				
60	Para muro de 18 x 19 x 33	m3	422,10	53,64	22.641,44	
10	Estructuras de H° A°	m3				
10	Vigas 18 x 40 cm	m3	5,18	2035,86	10.545,75	
20	Columnas de 20 x 50 cm	m3	9,76	2667,00	26.029,92	
30	Bases aisladas 3,50 m x 2,00 m	m3	63,00	1127,10	71.007,30	
40	Bases aisladas 3,50 m x 1,50 m	m3	15,75	1127,10	17.751,83	
70	Estructura metálica	u				
10	Viga reticulada V3	u	18,00	4503,27	81.058,82	
20	Perfiles C 100 x 50 x 15 x 2	u	10,00	479,46	4.794,58	

30	Barra redonda 13/16	ton	0,55	7245,00	3.984,75	
80	Techo de chapa PANALPlac	m2	450,00	260,00	117.000,00	
70	Revoques y revestimientos.	m2				
10	Exterior hidrófugo	m2	422,10	13,38	5.647,70	
20	Gruoso interior	m2	422,10	24,76	10.451,20	
30	Gruoso exterior	m2	422,10	24,76	10.451,20	
40	Fino interior	m2	422,10	57,49	24.266,53	
50	Fino exterior	m2	422,10	57,49	24.266,53	
60	Cieloraso suspendido	m2	225,00	65,33	14.699,25	
80	Piso de hormigon con malla sima	m3	292,50	99,42	29.080,35	
90	Carpintería metálica	u	3,00	12000,00	36.000,00	
	Portones de 300 x 400 cm	u	9,00	1169,10	10.521,90	
	Ventana de 200 x 150 cm					
6	SALA DE BOMBAS				\$70.200	2,23%
	Sala de maquina	m2	35,10	2000,00	70.200	
7	RED VIAL				\$20.550	0,65%
	Piedra basáltica	m2	300,00	68,50	20.550	
TOTAL						
COEFICIENTE DE RESUMEN					\$3.144.501	100%
TOTAL COSTO DE OBRA					1,48	
					\$4.653.862	

ANÁLISIS DE RENTABILIDAD

El VAN y el TIR son dos herramientas financieras procedentes de las matemáticas financieras que nos permiten evaluar la rentabilidad de un proyecto de inversión, entendiéndose por proyecto de inversión no solo como la creación de un nuevo negocio, sino también, como acciones que podemos hacer en un negocio en marcha.

Capítulo 14.

ANÁLISIS DE RENTABILIDAD.

Valor actual neto (VAN)

El VAN es un indicador financiero que mide los flujos de los futuros ingresos y egresos que tiene un proyecto, para determinar, si luego de descontar la inversión inicial, nos quedaría una ganancia. Si el resultado es positivo, el proyecto es viable. Basta con hallar el VAN de un proyecto de inversión para saber si dicho proyecto es viable o no. El VAN también nos puede determinar cuál proyecto es el más rentable entre varios proyectos de inversión. Así, si alguien nos ofrece comprar nuestro negocio, con este indicador podemos determinar si el precio ofrecido está por encima o por debajo de lo que ganaríamos de hacerlo.

La fórmula del VAN es:

$$VAN = BNA - Inversión$$

El beneficio neto actualizado (BNA) es el valor actual del flujo de caja o beneficio neto proyectado, el cual ha sido actualizado a través de una tasa de descuento.

La tasa de descuento (TD) con la que se descuentan el flujo neto proyectado, es el la tasa de oportunidad, rendimiento o rentabilidad mínima, que se espera ganar, por lo tanto, cuando la inversión resulta mayor que el BNA (VAN negativo o menor que 0) es porque no se ha cumplido dicha tasa. Cuando el BNA es igual a la inversión (VAN igual a 0) es porque se ha cumplido con dicha tasa. Y cuando el BNA es mayor que la inversión es porque se ha cumplido con dicha tasa y además, se ha generado una ganancia o beneficio adicional.

$VAN > 0 \rightarrow$ el proyecto es rentable

$VAN = 0 \rightarrow$ el proyecto es rentable también, porque ya está incorporado ganancia de la TD

$VAN < 0 \rightarrow$ el proyecto no es rentable.

14- ANÁLISIS DE RENTABILIDAD.

El VAN y el TIR son dos herramientas financieras procedentes de las matemáticas financieras que nos permiten evaluar la rentabilidad de un proyecto de inversión, entendiéndose por proyecto de inversión no solo como la creación de un nuevo negocio, sino también, como inversiones que podemos hacer en un negocio en marcha, tales como el desarrollo de un nuevo producto, la adquisición de nueva maquinaria, el ingreso en un nuevo rubro de negocio, etc.

14.1- Valor actual neto (VAN)

El VAN es un indicador financiero que mide los flujos de los futuros ingresos y egresos que tendrá un proyecto, para determinar, si luego de descontar la inversión inicial, nos quedaría alguna ganancia. Si el resultado es positivo, el proyecto es viable. Basta con hallar VAN de un proyecto de inversión para saber si dicho proyecto es viable o no. El VAN también nos permite determinar cuál proyecto es el más rentable entre varias opciones de inversión. Incluso, si alguien nos ofrece comprar nuestro negocio, con este indicador podemos determinar si el precio ofrecido está por encima o por debajo de lo que ganaríamos de no venderlo.

La fórmula del VAN es:

$$\text{VAN} = \text{BNA} - \text{Inversión}$$

Donde el beneficio neto actualizado (BNA) es el valor actual del flujo de caja o beneficio neto proyectado, el cual ha sido actualizado a través de una tasa de descuento.

La tasa de descuento (TD) con la que se descuenta el flujo neto proyectado, es la tasa de oportunidad, rendimiento o rentabilidad mínima, que se espera ganar; por lo tanto, cuando la inversión resulta mayor que el BNA (VAN negativo o menor que 0) es porque no se ha satisfecho dicha tasa. Cuando el BNA es igual a la inversión (VAN igual a 0) es porque se ha cumplido con dicha tasa. Y cuando el BNA es mayor que la inversión es porque se ha cumplido con dicha tasa y además, se ha generado una ganancia o beneficio adicional.

$\text{VAN} > 0 \rightarrow$ el proyecto es rentable.

$\text{VAN} = 0 \rightarrow$ el proyecto es rentable también, porque ya está incorporado ganancia de la TD.

$\text{VAN} < 0 \rightarrow$ el proyecto no es rentable.

Entonces para hallar el VAN se necesitan: tamaño de la inversión, flujo de caja neto proyectado y tasa de descuento.

14.2- Tasa interna de retorno (TIR)

La TIR es la tasa de descuento (TD) de un proyecto de inversión que permite que el BNA sea igual a la inversión (VAN igual a 0). La TIR es la máxima TD que puede tener un proyecto para que sea rentable, pues una mayor tasa ocasionaría que el BNA sea menor que la inversión (VAN menor que 0).

Entonces para hallar la TIR se necesitan: tamaño de inversión, flujo de caja neto proyectado.

Si esta tasa fuera mayor, el proyecto empezaría a no ser rentable, pues el BNA empezaría a ser menor que la inversión. Y si la tasa fuera menor, a menor tasa, el proyecto sería cada vez más rentable, pues el BNA sería cada vez mayor que la inversión.

COSTO DE OBRA Y EQUIPAMIENTOS

Edificio	\$	4.653.862,00
Equipo	\$	76.827,00
Maquinaria	\$	<u>493.830,00</u>
TOTAL	\$	5.224.519,00

Tabla -..

COSTO DE PRODUCCIÓN

Personal	\$	105.668,80
Materiales	\$	34.137,80
Energia	\$	10.000,00
Gas	\$	1.800,00
Internet y teléfono	\$	<u>1.000,00</u>
TOTAL	\$	<u>152.606,60</u>
Varios 15%	\$	<u>22.890,99</u>
TOTAL	\$	175.497,59

PRODUCCIÓN

pie2/mes		\$pie	Total
47335,2	\$	5,25	\$ 248.509,80

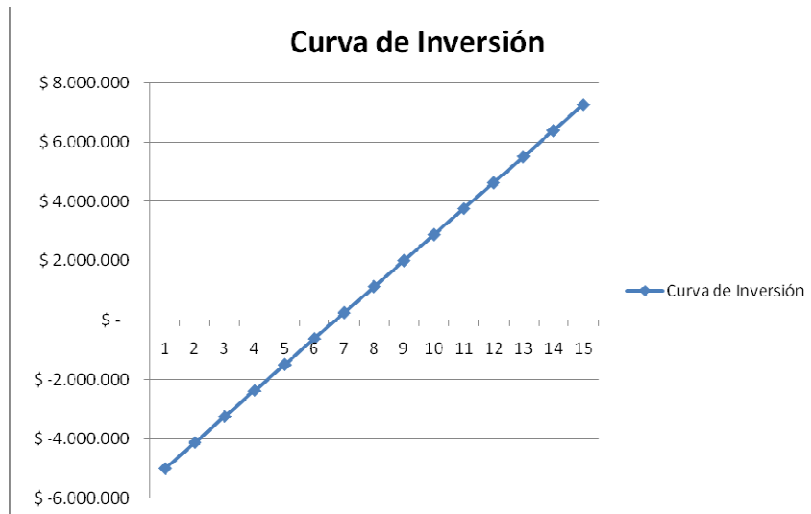
Datos:

Egresos Obra: \$ -5.224.519
 Años 15
 Ingresos \$ 248.510
 Costo Operativo \$ -175.498
 Tasa de descuento 8%

Años	1	2	3	4	5	6	7
Egreso Obra	\$ -5.224.519						
Costo Operativo	\$ -526.493	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971
Ingresos	\$ 745.529	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118
Flujo	\$ -5.005.482	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147
Acumulado	\$ -5.005.482	\$ -4.129.336	\$ -3.253.189	\$ -2.377.043	\$ -1.500.896	\$ -624.750	\$ 251.397

Años	8	9	10	11	12	13	14	15
Egreso Obra								
Costo Operativo	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971	\$ -2.105.971
Ingresos	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118	\$ 2.982.118
Flujo	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147	\$ 876.147
Acumulado	\$ 1.127.544	\$ 2.003.690	\$ 2.879.837	\$ 3.755.983	\$ 4.632.130	\$ 5.508.276	\$ 6.384.423	\$ 7.260.570

TIR	15,04%
VAN	\$ 7.223.160



de acuerdo a lo expuesto y desarrollado hasta el momento, puedo decir que desde el punto de vista técnico se arribaron a las siguientes conclusiones:

Se logró concretar las etapas formativas desde el inicio del proyecto, es decir, se ha desarrollado el temario previsto incluyendo los principales puntos de los que un ingeniero civil tendría incumbencia en una obra de esta naturaleza. Finalmente, se ha logrado el desarrollo de una Fábrica de vigas de madera.

CONCLUSIÓN.

Después de haberlo conseguido, con los esfuerzos de todos los involucrados en el proyecto, puedo decir que vale destacar la importancia a nivel local que reviste este emprendimiento, fundamentándose desde el punto de vista económico.

En el proyecto una fábrica con una producción de 36 vigas de madera por día. Además durante el desarrollo de la misma se tuvo muy presente la planificación y posibilidades de futuras ampliaciones, como también un diseño de fábrica segura.

Al finalizar el cronograma global de la obra arrojó un costo de \$ 5.234.319.

Por último, puedo decir que vale destacar la importancia a nivel local que reviste este emprendimiento, fundamentándose desde el punto de vista económico.

Habiendo hecho referencia a los aspectos técnicos del proyecto, podemos dar lugar a las conclusiones personales a las que arribé.

Prácticamente puedo decir que para poder resolver los problemas ante los cuales nos enfrentamos en el transcurso, me vi obligado al empleo de los conocimientos adquiridos durante los años de estudio en nuestra facultad, e incluso ir más allá, buscando otras fuentes de información, como empresas con conocimientos en los distintos temas que abarcan el proyecto y apoyándome en docentes y profesionales que sin intermediarios me brindaron su tiempo y conocimientos, e hicieron posible llevar adelante este proyecto.

Como nos acercó mucho a la realidad de trabajo, es decir, interactuar constantemente con personas con experiencias y conocimientos en distintas especialidades, lo cual hizo muy interesante y valioso el proceso de aprendizaje.

Las sensaciones con las que me encuentro al finalizar este proyecto es de una enorme felicidad al haber alcanzado una de las etapas más difíciles de nuestras vidas, que es la de convertirse en profesional, y de una hermosa gratitud hacia cada uno de las personas que de uno u otro modo nos acompañaron y nos ayudaron a hacer realidad un sueño.

De acuerdo a lo explicado y demostrado hasta el momento, puedo decir que desde el punto de vista técnico se arribaron a las siguientes conclusiones:

He logrado concretar las pautas formuladas desde el inicio del proyecto, es decir, se ha desarrollado el temario previsto incluyendo los principales puntos en los que un Ingeniero Civil tendría incumbencia en una obra de esta naturaleza. Habiendo sido mi principal objetivo el desarrollo de una Fábrica de vigas de madera laminada encolada; estoy en condiciones de expresar haberlo conseguido, con las especificaciones, cálculos y documentación que acompañan el presente proyecto.

Se proyectó una fábrica con una producción de 36 vigas de madera por día, además durante el diseño de la misma se tuvo muy presente la planificación y posibilidades de futuras ampliaciones, como también un diseño de fábrica segura.

Al finalizar el cómputo global de la obra arroja un precio de \$ 5.224.519

Por último, puedo decir que cabe destacar la importancia a nivel local que tendría este emprendimiento, fundamentalmente desde el punto de vista económico.

Habiendo hecho referencia a los aspectos técnicos del proyecto, podemos dar lugar a las conclusiones personales a las que arribe.

Brevemente puedo decir que para poder resolver los problemas ante los cuales me enfrente en este transcurso, me vi exigida al empleo de los conocimientos adquiridos durante los años de estudio en nuestra facultad, e incluso ir más allá, buscando otras fuentes de información, como empresas con conocimientos en los distintos temas que abarcan el proyecto y apoyándome en docentes y particulares que sin mezquindades me brindaron su tiempo y conocimientos, e hicieron posible llevar adelante este proyecto.

Esto nos acercó mucho a la realidad de trabajo, es decir, interactuar constantemente con personas con experiencias y conocimiento en distintas especialidades, lo cual hizo muy interesante y nutrido el proceso de aprendizaje.

Las sensaciones con las que me encontré al finalizar este proyecto es de una enorme felicidad al haber alcanzado una de las etapas más difíciles de nuestras vidas, que es la de convertirme en profesional; y de una inmensa gratitud hacia cada una de las personas que de una u otra forma nos acompañaron y nos ayudaron a hacer realidad mi sueño.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA:

- GARCÍA ESTEBAN, Luis y otros; *La madera y su tecnología*. Editorial Fundación. Conde del Valle de Salazar Grupo Mundi prensa, Madrid 2002.
- SÁNCHEZ MAZARÍA, Antonio; *La madera laminada encolada*. Editorial Fundación. Escuela de edificación. Madrid 1992.
- ARQ. DEMKOFF MIQUEL, L. *Tecnología estructural en madera en los arboles del siglo XXI*
- XVIII Jornadas Forestales de Entre Ríos
- CELANO, Jorge & JACOBO, Guillermo (2002), El Hábitat Humano en el NEA Una perspectiva de solución desde la óptica tecnológica: Uso de la madera en sistemas constructivos, Ediciones Moglia SRL, Corrientes, Argentina, ISBN N° 987-43-4556-X.
- DEMKOFF, .Miguel L. V. (2003), Fabricación de madera laminada encolada estructural, RITIM - FCF-UNaM, Edema S.A. El Dorado, Misiones, Argentina.
- DEMKOFF, .Miguel L. V. (2002), Proyecto vigas laminadas, RITIM-GTZ-FMPA-FCF-UNaM, El Dorado Misiones, Argentina.
- IWAKIRI, S. (2004), Paneis de madeira, Fupef, Curitiba, Brasil.
- NORMA IRAM 9662-2 - Madera laminada encolada estructural - Parte 2: Tablas de eucalipto (*Eucalyptus grandis*)
- M. D. DIAZ DORADO, Instalaciones sanitarias y contra incendio en edificios.
- GEOTECNIA, Material de estudio de la cátedra.
- TABLAS DE TENSAR – Para el dimensionamiento de losas.
- CUADERNO 220, Reglamentos de H°A°.
- REGLAMENTO CIRSO 102, Para el cálculo de acciones de viento.
- EL ACERO EN LA CONSTRUCCION, Editorial Reverte 2001
- RAMON ARGUELLES ALVAREZ, Editorial Fundación Conde Valle Salazar
- TABLAS DE MATERIALES DE ACINDAR.
- CIMENTACIONES, Material de estudio de la cátedra.
- COMPUTOS Y PRESUPUESTOS – Mario E. Chandías y José Martín Ramos, 2004
- REVISTA VIVIENDA.

Sitios web consultados:

- <http://www.poliobras.com.ar/>

- <http://www.tensolite.com.ar/tensolit/Tabl2.htm>
- http://www.taurusmaquinas.com/maquinas_home.html#
- <http://www.maquinariaparamadera.com/es/30-moldurera.html>
- <http://www.crecenegocios.com/el-van-y-el-tir/>

AGRADECIMIENTOS.

- A mi Director Ing. Guillaumet, Alfredo
- Asesores: Ing. Dabove, Daniel, Ing. Urbina, Gerardo e Ing. Perelli, Diego
- Al director académico Ing. Carlos Alberdi
- Ing. Aramburu, Jorge
- Ing. Barello, Luis
- Ing. Braun, Oscar
- Ing. Diab, Jacinto
- Sr. Gorosito, Luciano

Finalmente, y no por ello menos importante, a nuestras familias, amigos, compañeros, profesores y demás personas que con su apoyo y opinión en todo momento, lograron inspirarnos para trabajar con más ganas.

A todos ellos muchas gracias.

SABRINA B. RABOLINI

Capítulo 15.

PLANOS.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - UTN

Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

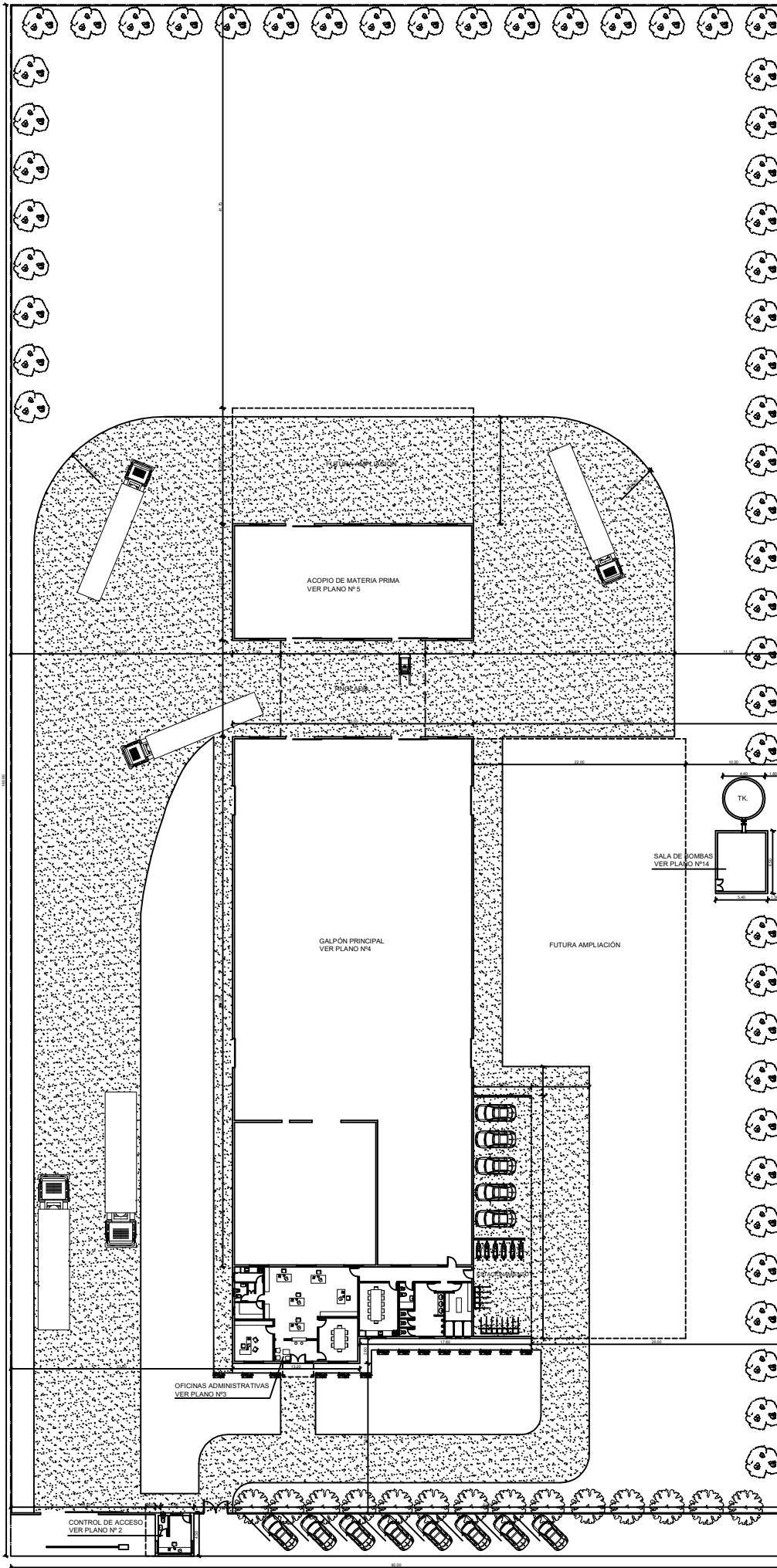
PLANO Nº

Escala: Tema:

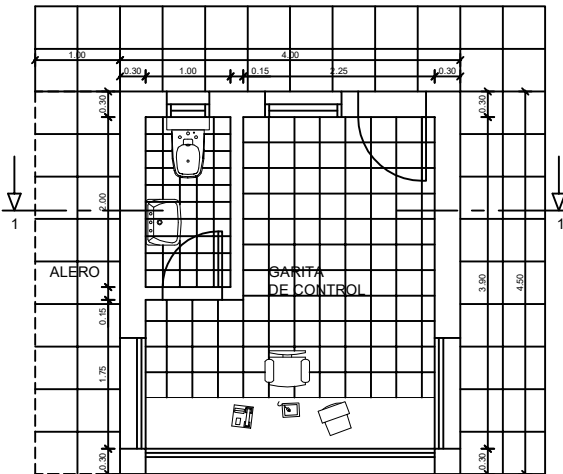
1:200

PLANTA GENERAL

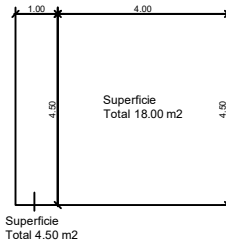
01



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT		PLANO Nº
Proyecto Final - Ingeniería Civil		
Alumno: Sabrina B. Rabolini		01
Escala:	Tema:	
1:200	PLANTA GENERAL	

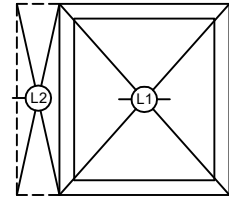


PLANTA
1:50



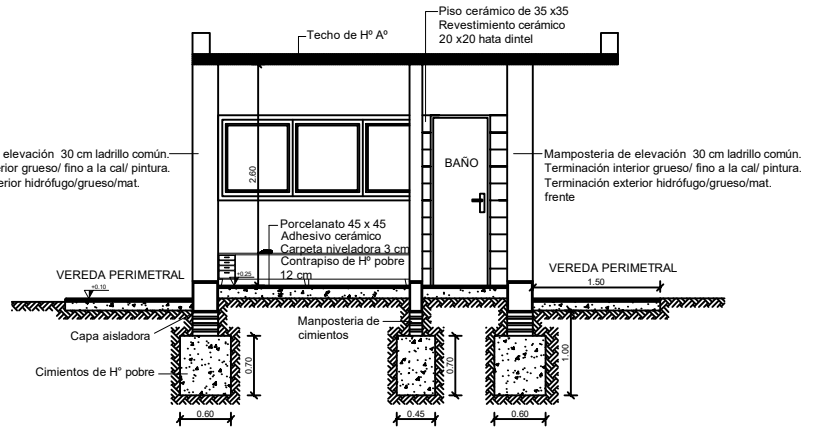
Superficie
Total 4.50 m²

POLÍGONO
1:100

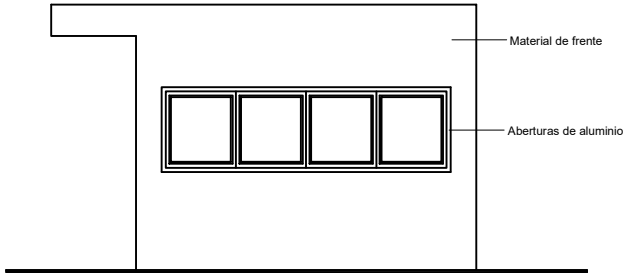


ESTRUCTURA
1:100

Mampostería de elevación 30 cm ladrillo común.
Terminación interior grueso/ fino a la cal/ pintura.
Terminación exterior hidrófugo/grueso/mat. frente

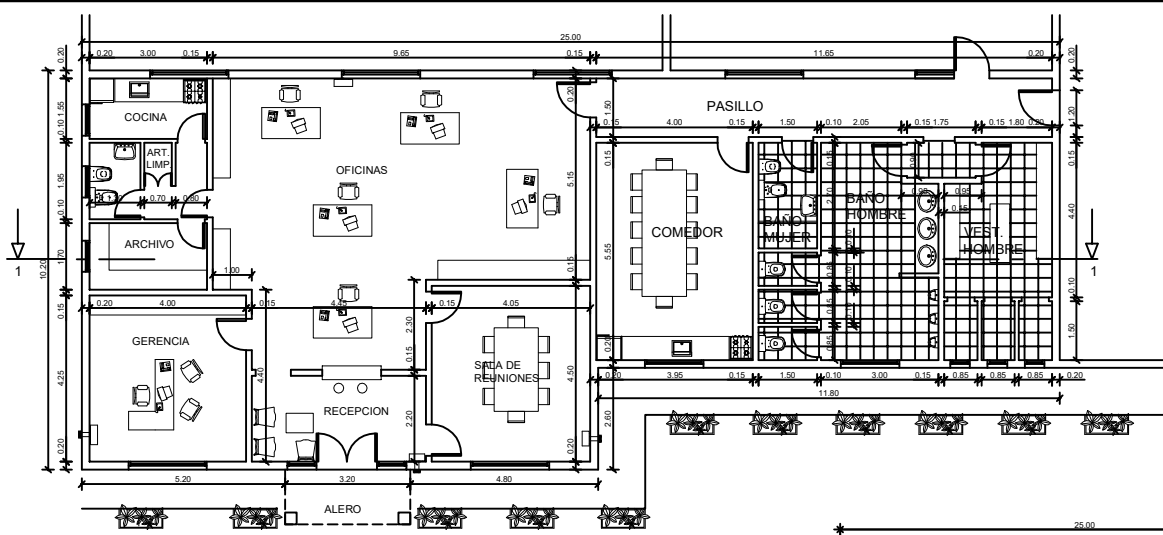


CORTE 1-1
1:50

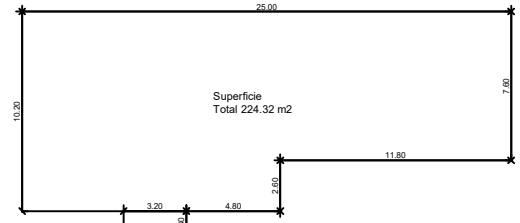


VISTA FRONTAL
1:50

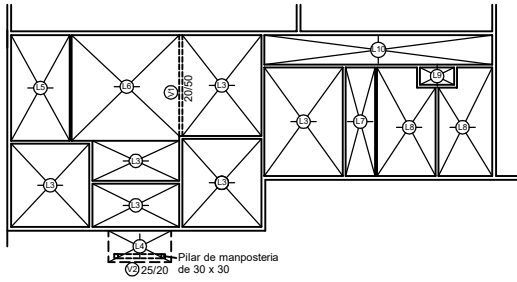
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT	
Proyecto Final - Ingeniería Civil	
Alumno: Sabrina B. Rabolini	
Escala: varias	Tema: GARITA DE CONTROL
PLANO N° 02	



PLANTA
1:100

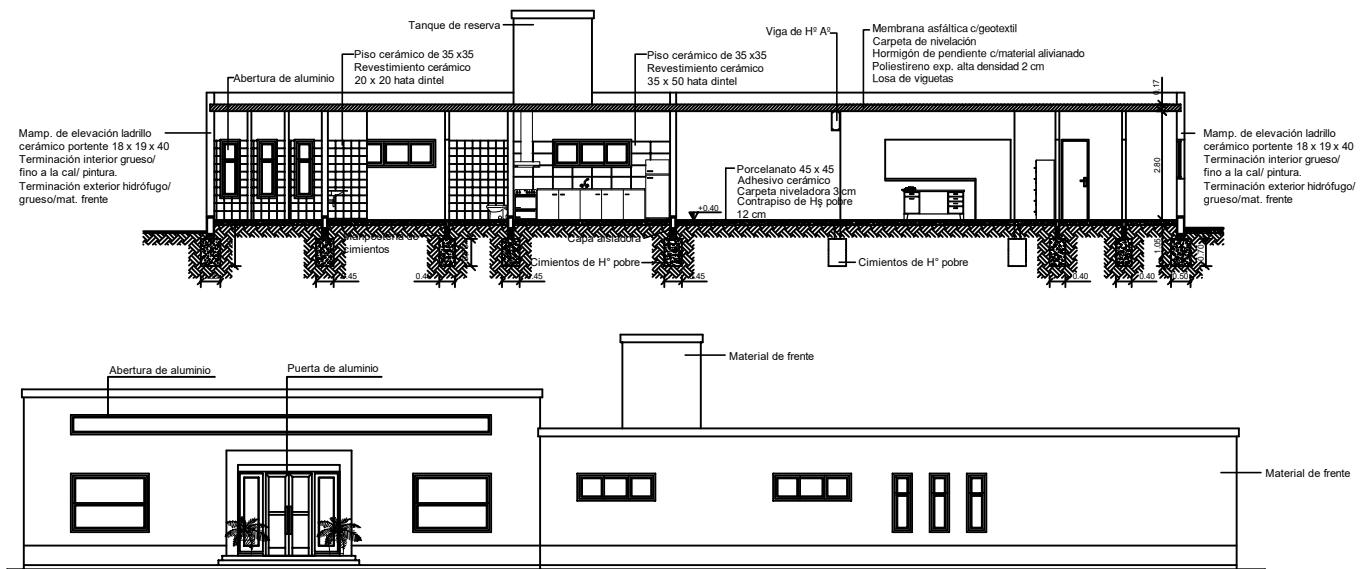


POLIGONO
1:200



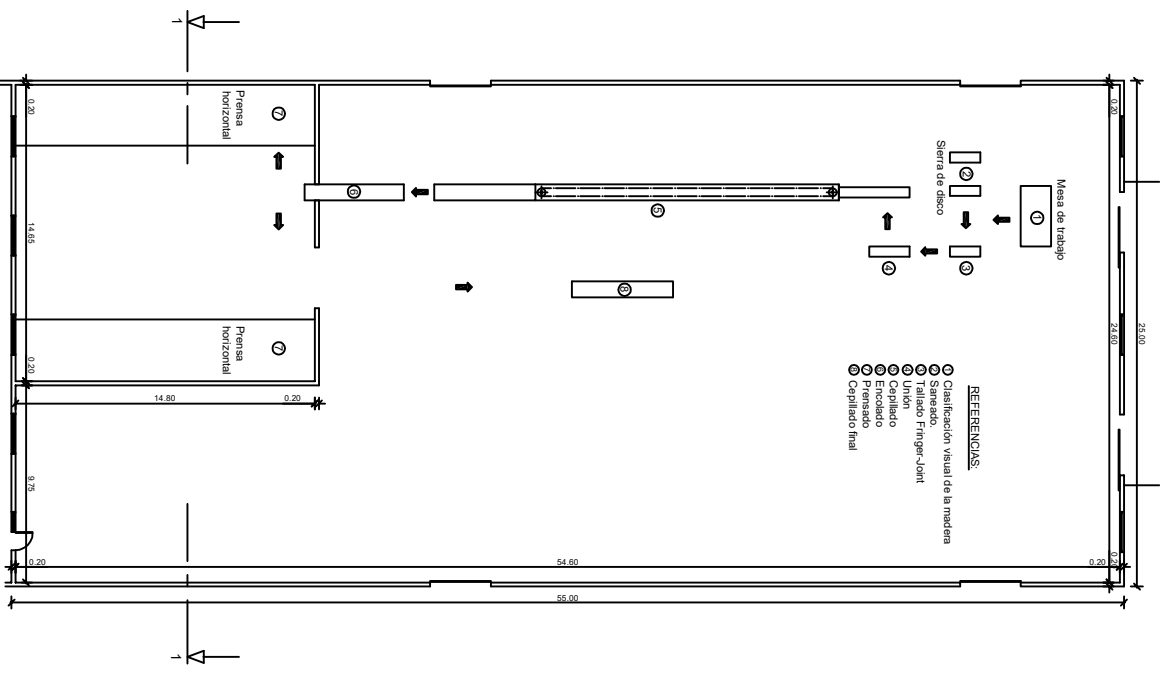
ESTRUCTURA
1:100

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT		PLANO N° 03
Proyecto Final - Ingeniería Civil		
Alumno: Sabrina B. Rabolini		
Escala: varias	Tema: OFICINAS, COMEDOR Y VESTUARIOS	

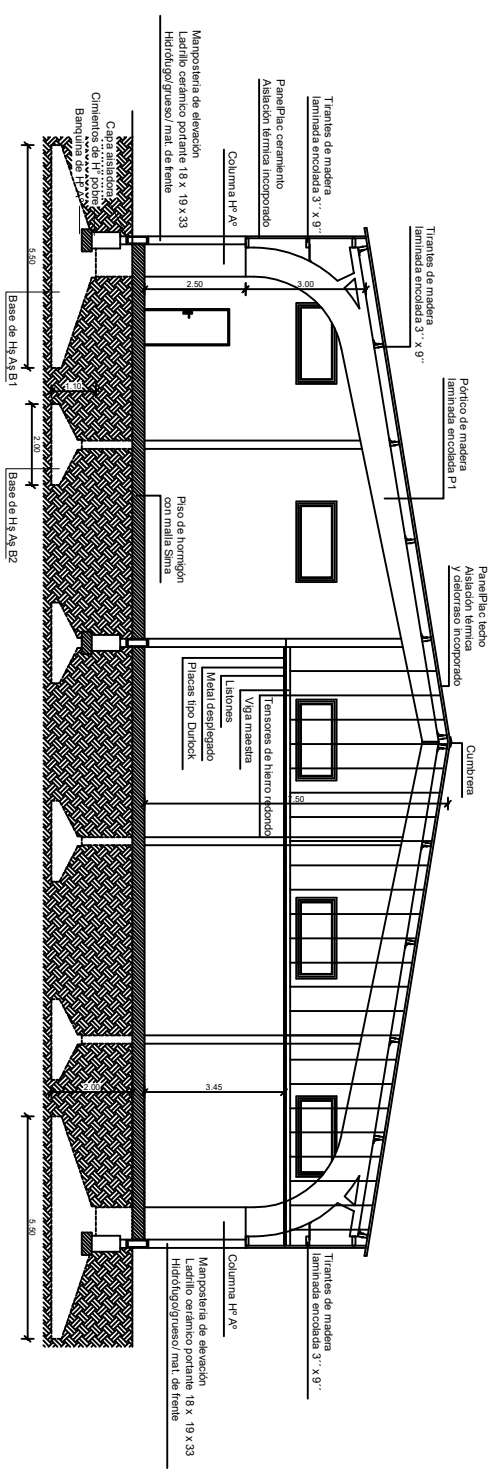


VISTA FRONTAL
1:100

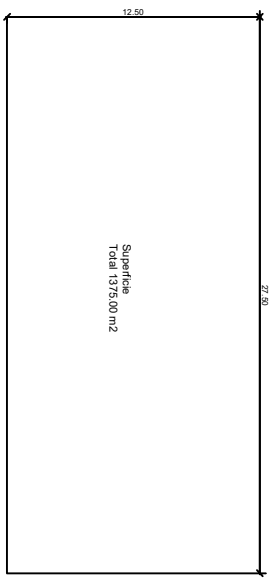
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT		PLANO N° 3a
Proyecto Final - Ingeniería Civil		
Alumno: Sabrina B. Rabolini		
Escala: varias	Tema: OFICINAS, COMEDOR Y VESTUARIOS (fachada y cortes)	



PLANTA
1:200

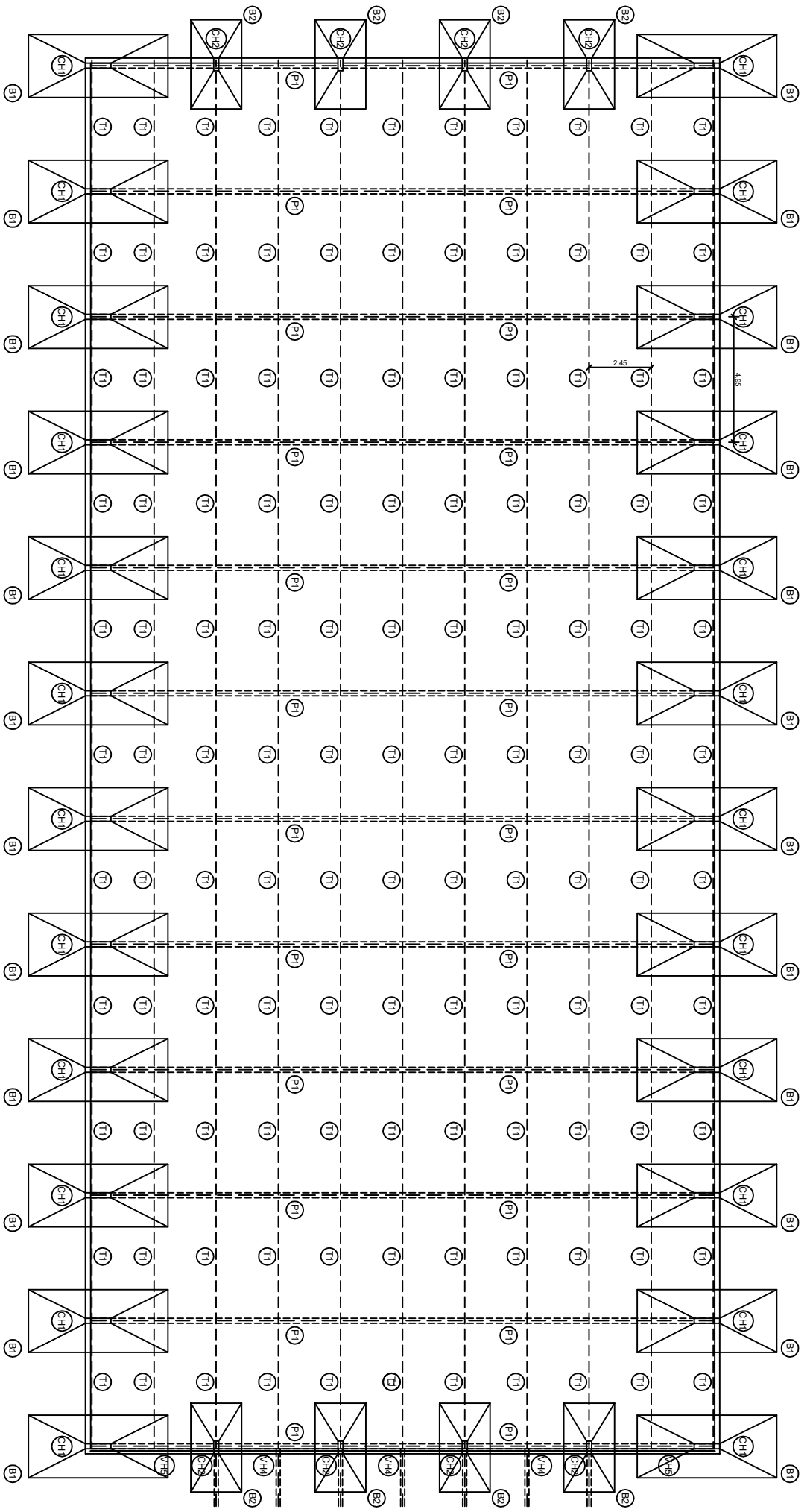


CORTE 1-1
1:100



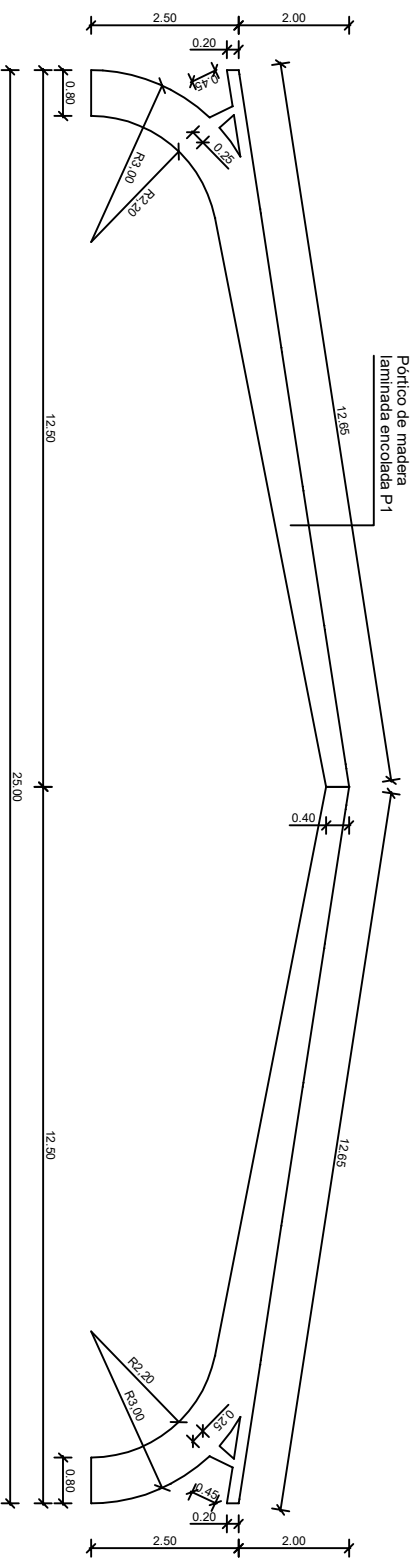
POLIGONO
1:200

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT	
Proyecto Final - Ingeniería Civil	
Alumno: Sabrina B. Rabolini	
Escala: varias	Tema: GALPÓN PRINCIPAL
PLANO N° 04	



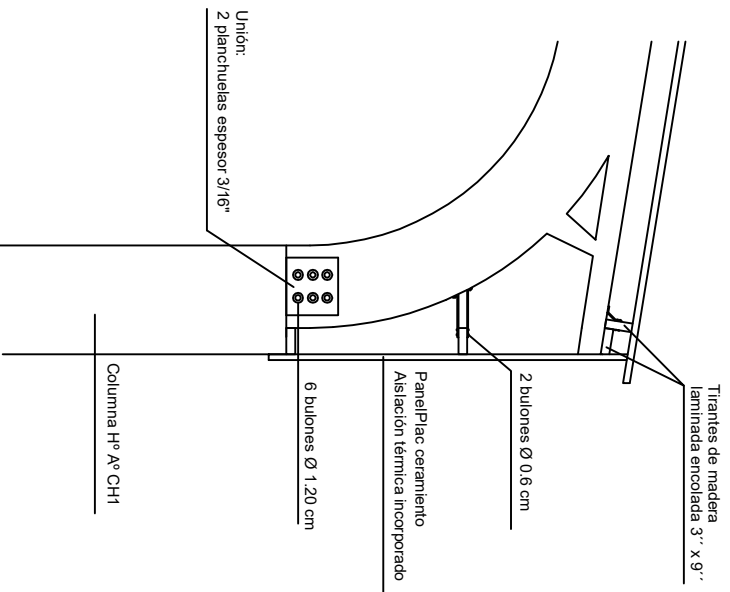
ESTRUCTURA
1:75

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT	
Proyecto Final - Ingeniería Civil	
Alumno: Sabrina B. Rabolini	
Escala: 1:75	Tema: GALPÓN PRINCIPAL (estructura)
PLANO N°	
4a	



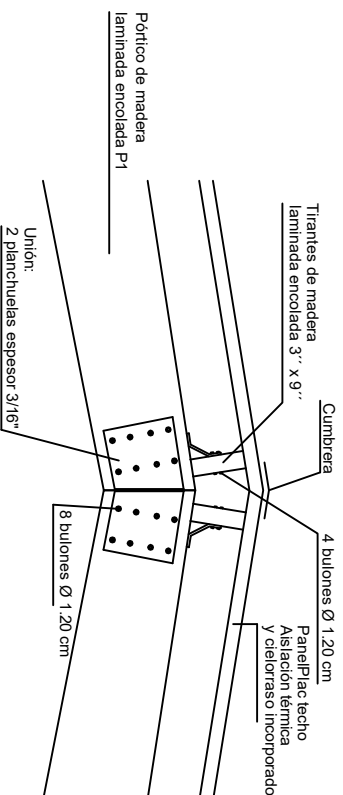
PORTICO P1

1:100



DETALLE 2

1:50



DETALLE 1

1:25

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

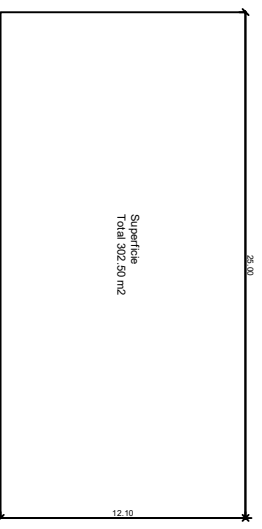
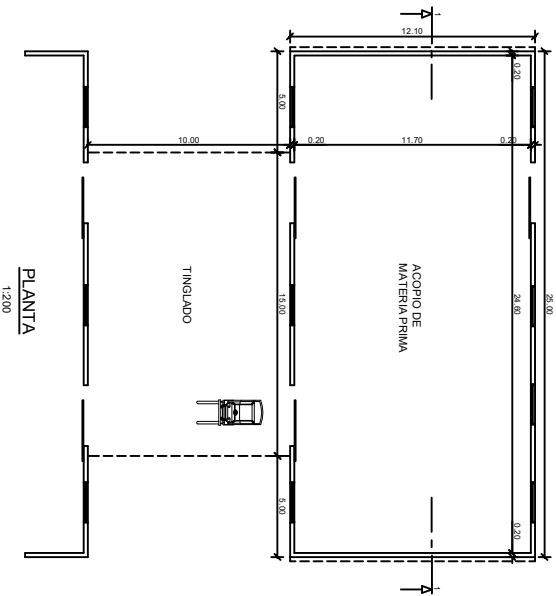
PLANO Nº

Escala:
varias

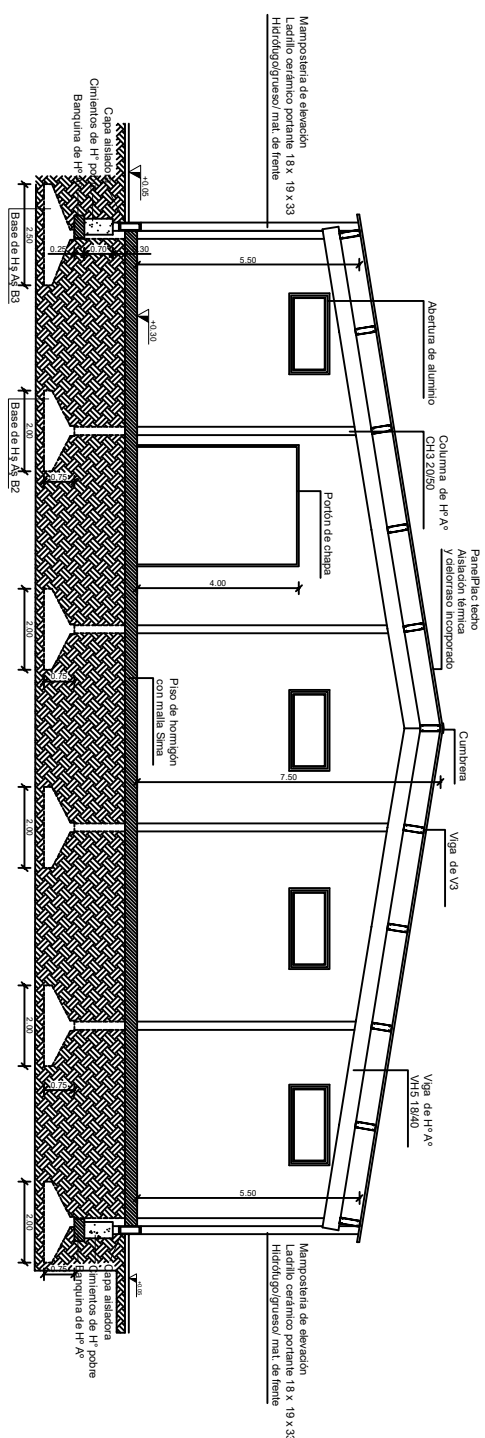
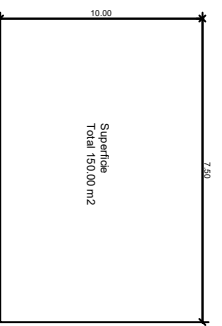
Tema:

GALPÓN PRINCIPAL (detalles)

4b

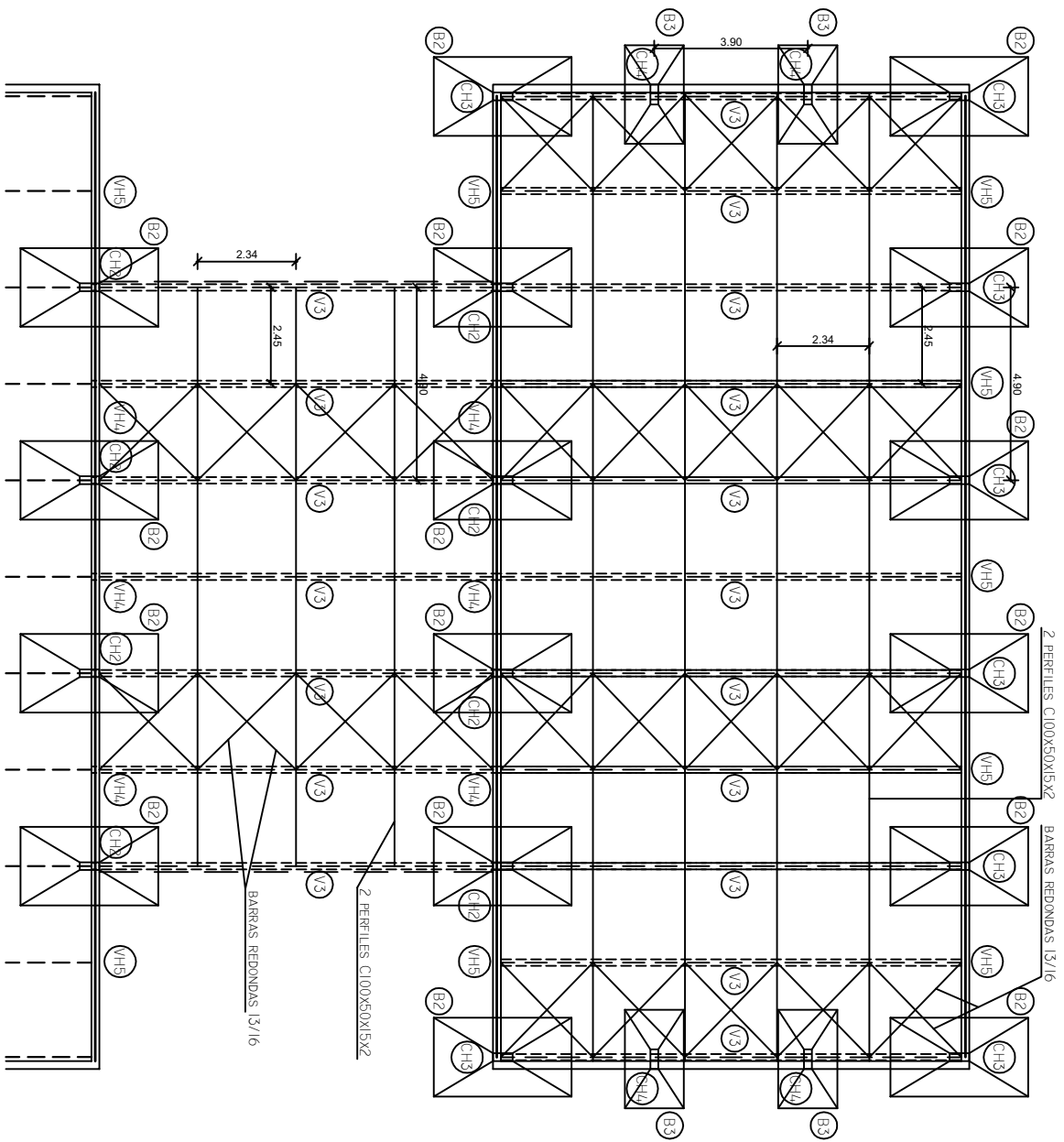


POLIGONO
1:200

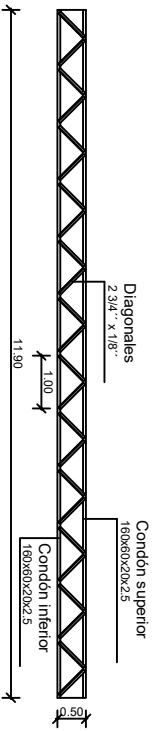


CORTE 1-1
1:100

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT	
Proyecto Final - Ingeniería Civil	
Alumno: Sabrina B. Rabolini	
Escala: varias	Tema: GALPÓN DE ACOPIO Y TINGLADO
PLANO Nº 05	



ESTRUCTURA
1:75



VIGA 3
1:100

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

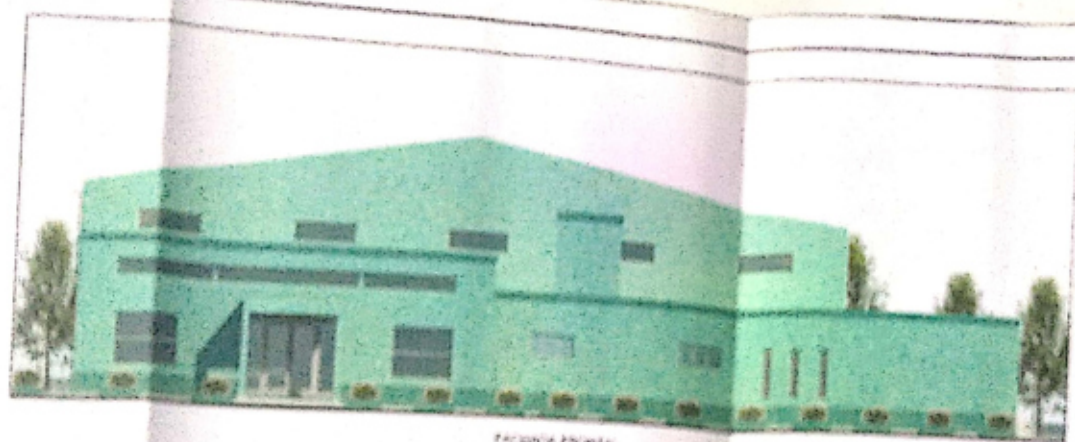
Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

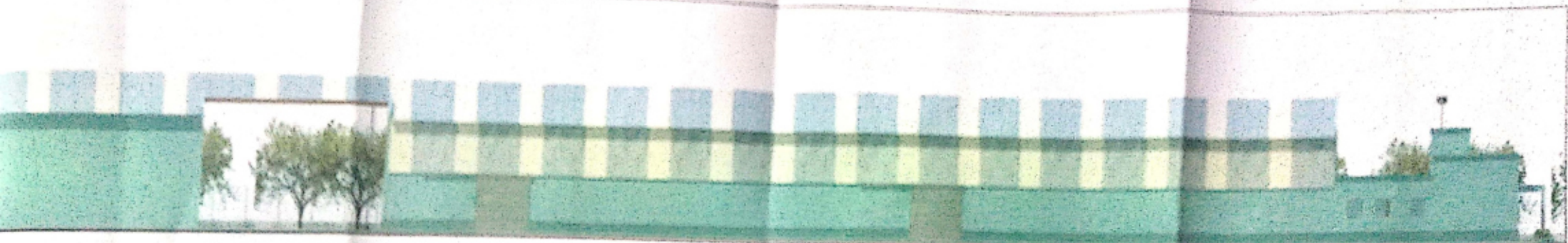
PLANO Nº

Escala: Tema: GALPÓN DE ACOPIO Y TINGLADO
varias (estructura)

5a



FACHADA FRONTAL



FACHADA LATERAL

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Finat - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

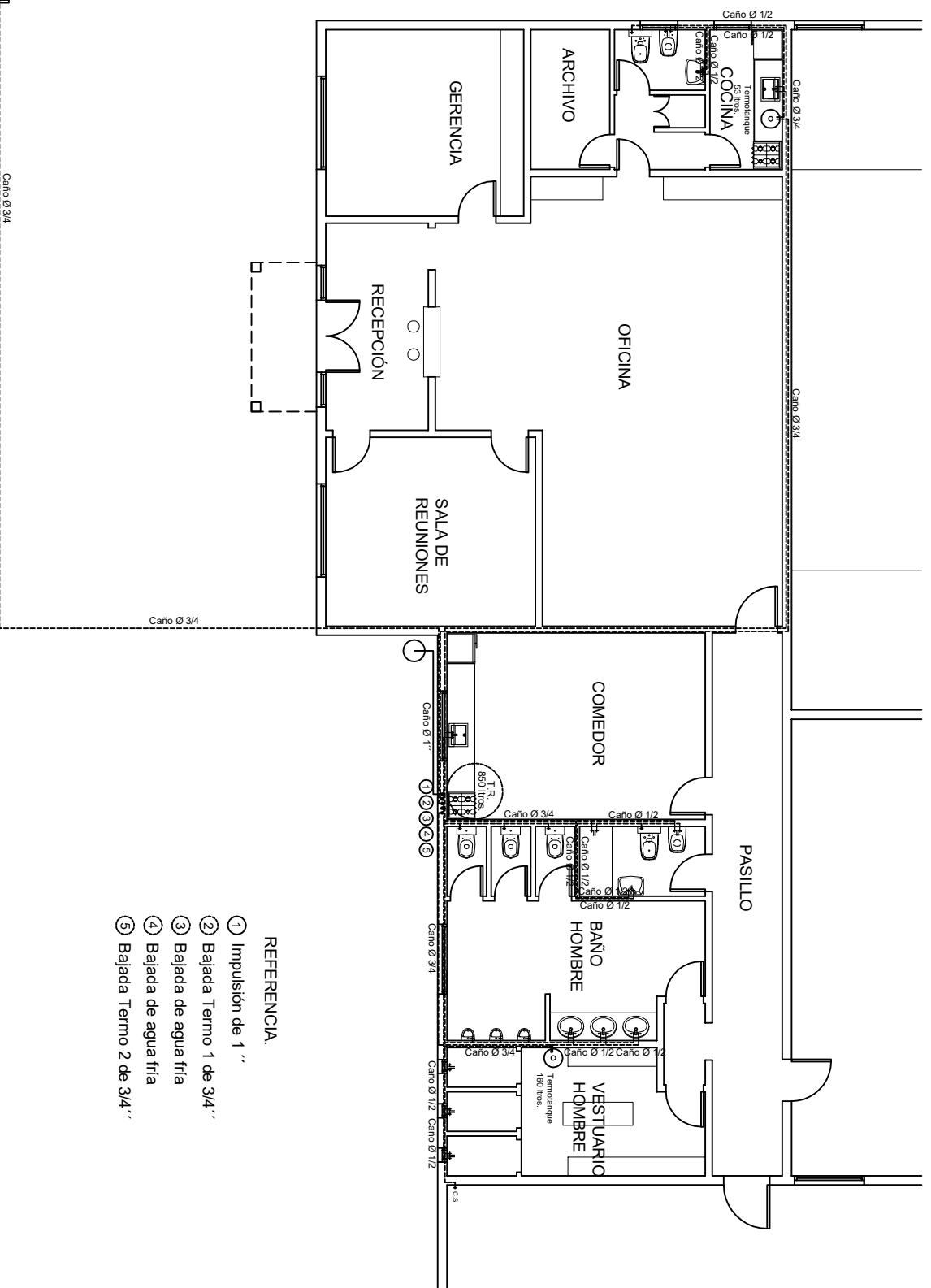
Escala:
1:50

Tema:

FACHADAS GENERAL

PLANO Nº

06



REFERENCIA.

- ① Impulsión de 1''
- ② Bajada Termo 1 de 3/4''
- ③ Bajada de agua fría
- ④ Bajada de agua fría
- ⑤ Bajada Termo 2 de 3/4''

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Final - Ingeniería Civil

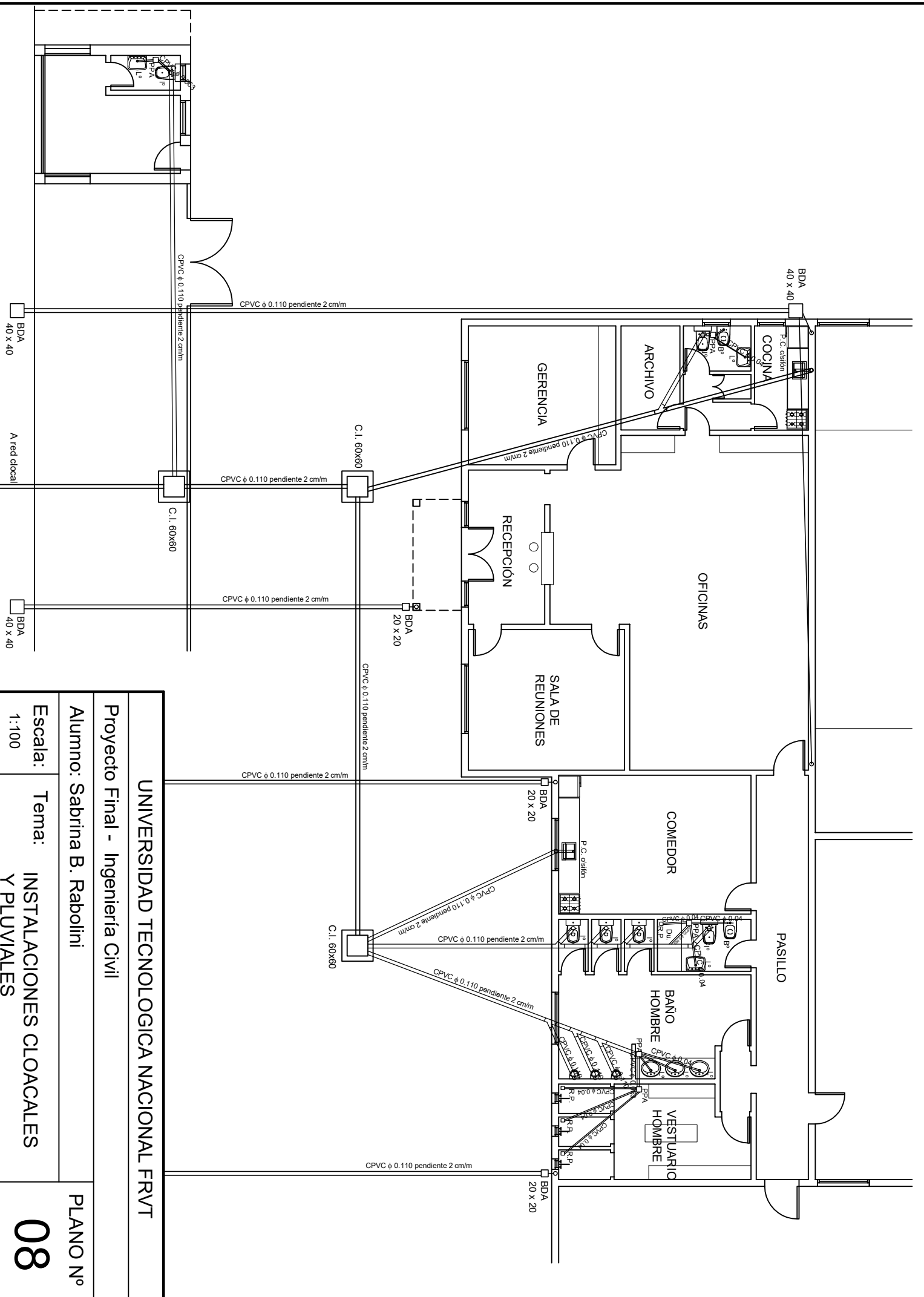
Alumno: Sabrina B. Rabolini

Escala: 1:100

Tema: INSTALACIÓN DE AGUA

PLANO Nº

07



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

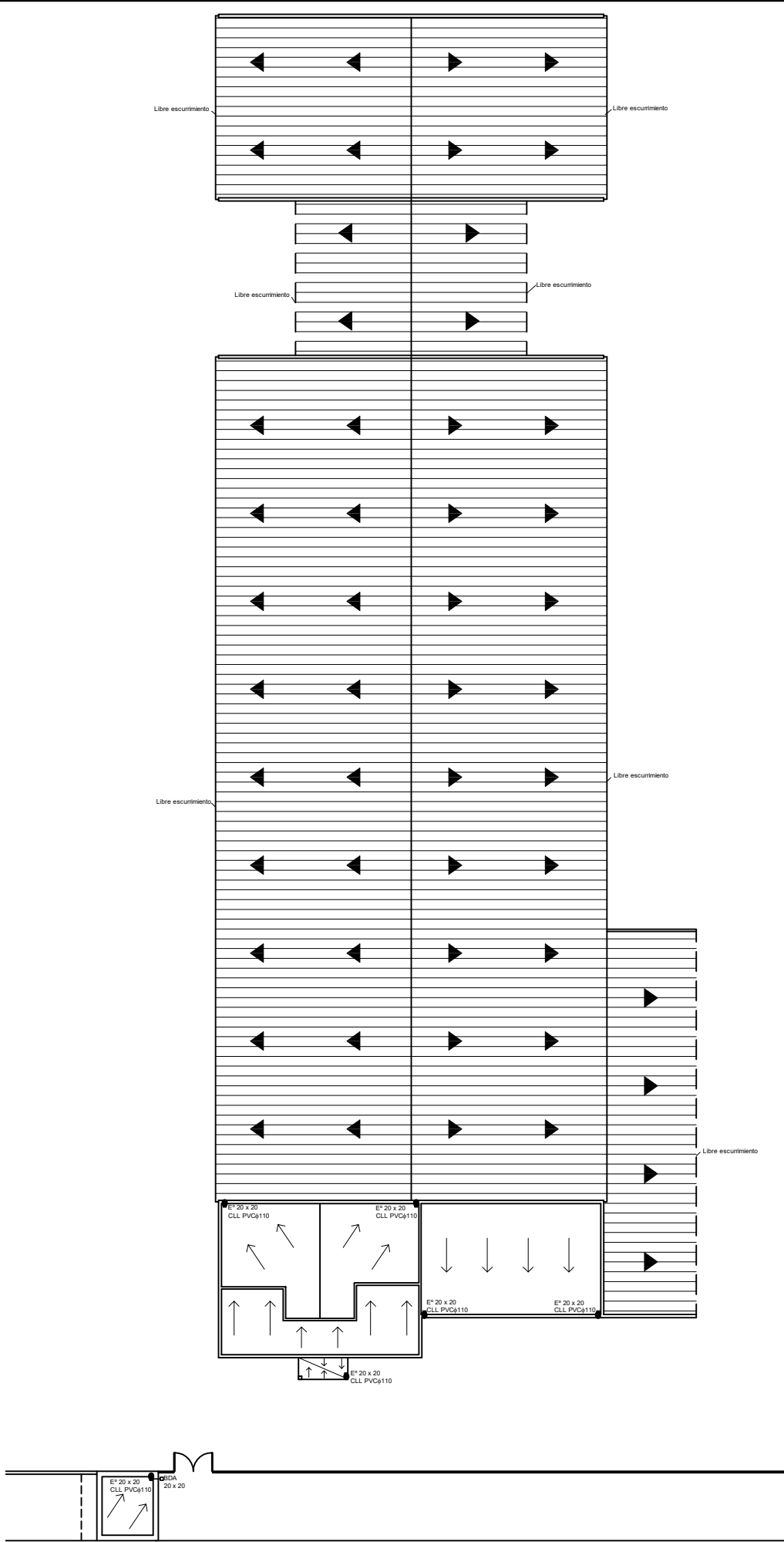
Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

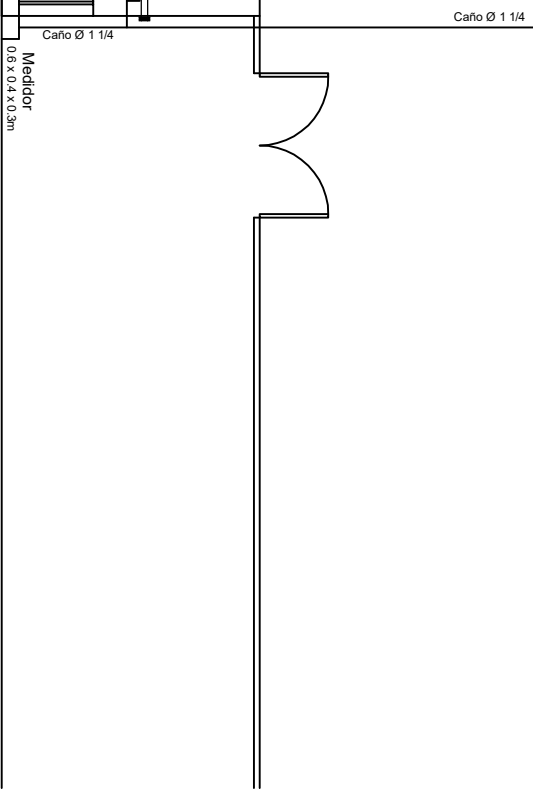
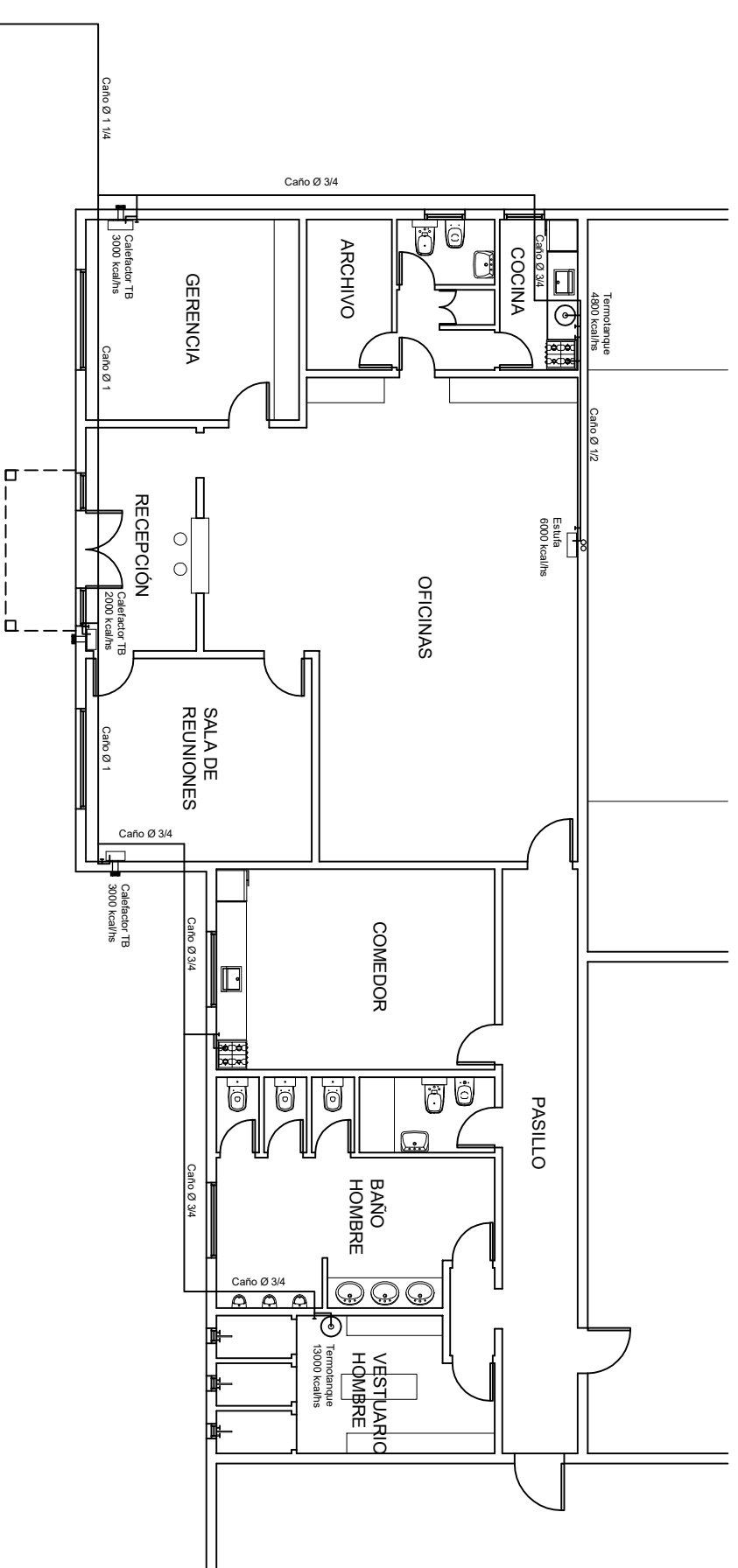
PLANO Nº

Escala: 1:100
 Tema: INSTALACIONES CLOACALES Y PLUVIALES

08



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT		PLANO N° 09
Proyecto Final - Ingeniería Civil		
Alumno: Sabrina B. Rabolini		
Escala: 1:200	Tema: PLANTA DE TECHO	



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

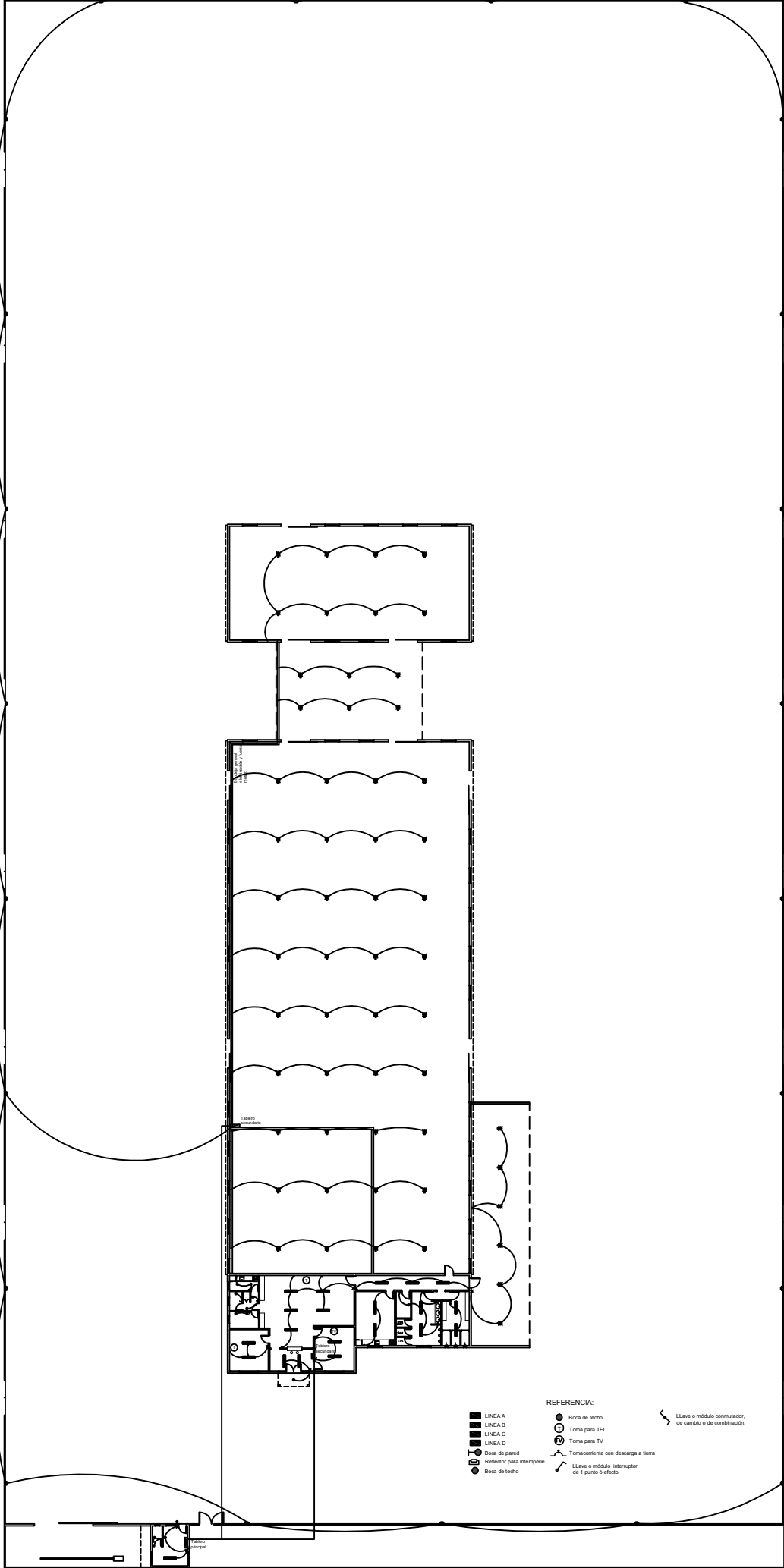
PLANO Nº

Escala: 1:100

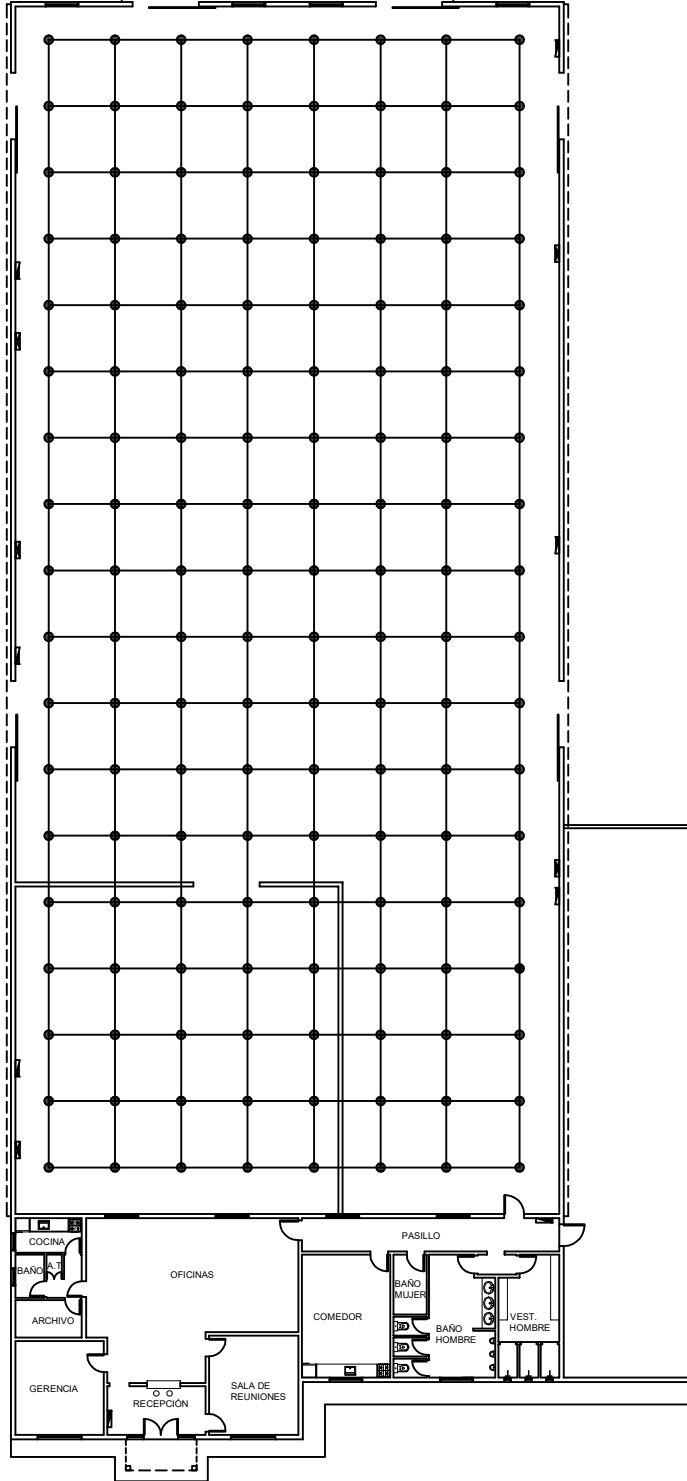
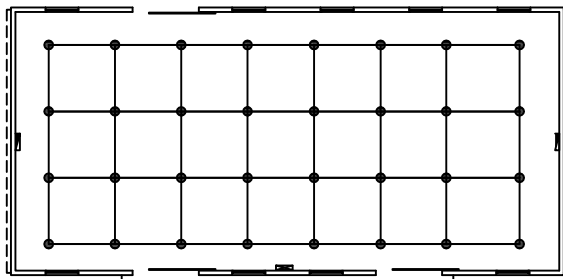
Tema:

INSTALACIÓN DE GAS

10



- REFERENCIA:**
- LINEA A
 - LINEA B
 - LINEA C
 - LINEA D
 - Boa de pared
 - Reflector para a intemperie
 - Boa de techo
 - Boa de techo
 - Toma para TEL
 - Toma para TV
 - Tomacorriente con descarga a tierra
 - Llave o módulo interruptor de 1 punto ó efecto.
 - Llave o módulo conmutador, de cambio o de combinación.



REFERENCIA:

▮ Matafuegos tipo ABC ● Rociadores

▮ Mangueras

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Final - Ingeniería Civil

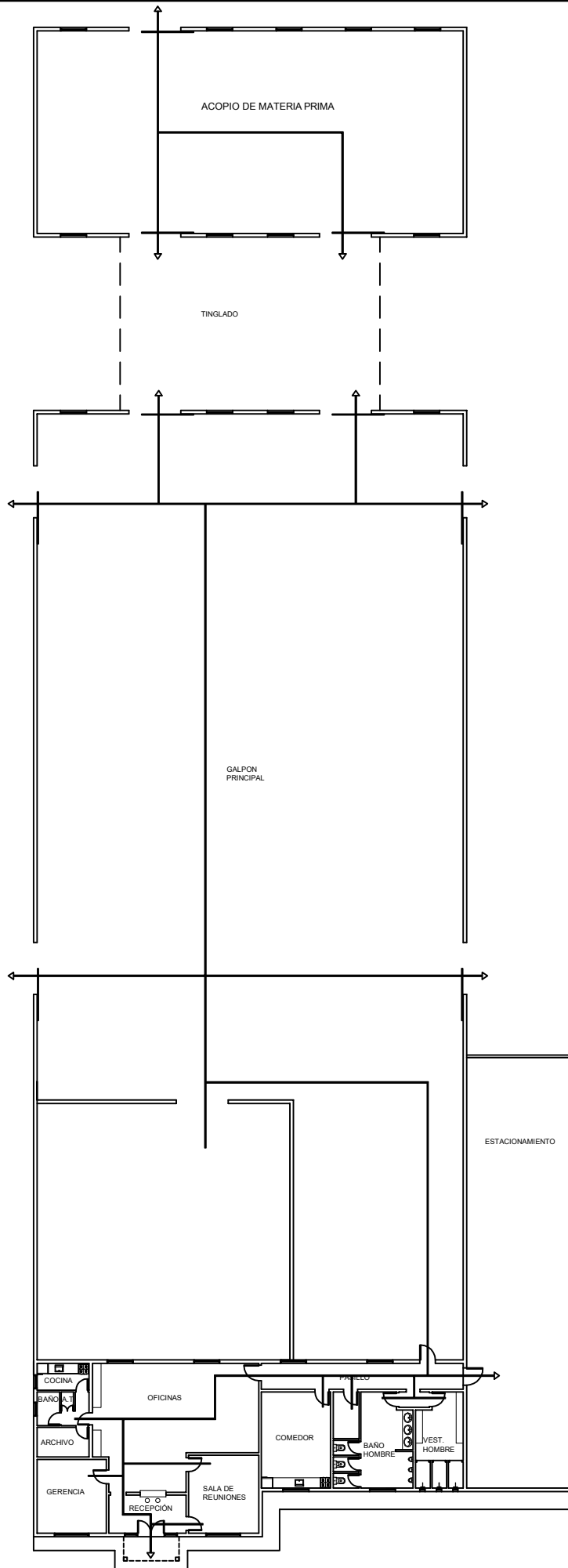
Alumno: Sabrina B. Rabolini

PLANO Nº

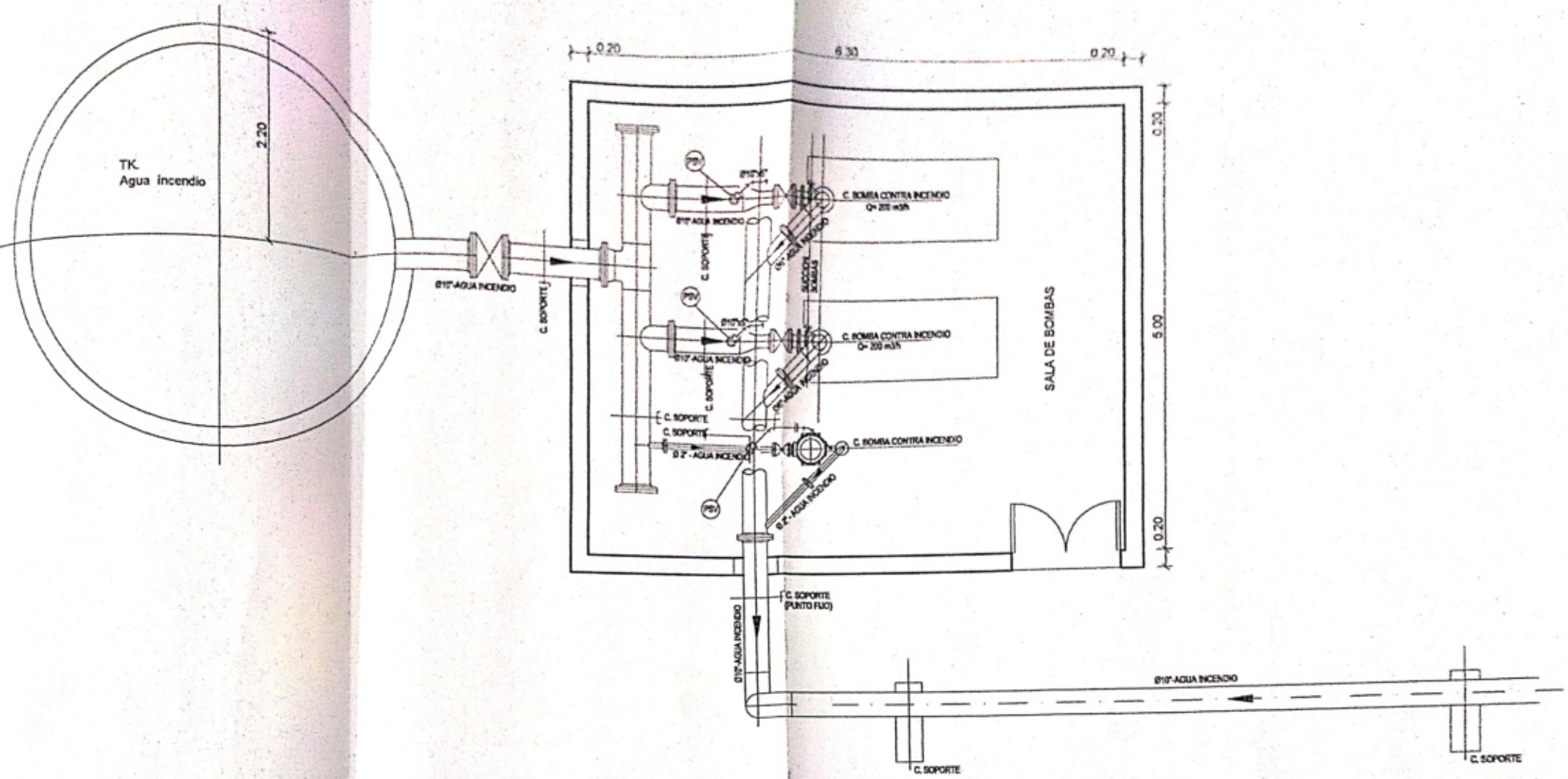
Escala:
1:200

Tema:
INSTALACIÓN CONTRA INCENDIO

12



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FRVT		PLANO N° 13
Proyecto Final - Ingeniería Civil		
Alumno: Sabrina B. Rabolini		
Escala: 1:200	Tema: FLUJOGRAMA DE EVACUACIÓN	



UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL FRVT

Proyecto Final - Ingeniería Civil

Alumno: Sabrina B. Rabolini

PLANO Nº

Escala:
1:50

Tema:
SALA DE BOMBAS

14