 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N° 33

**“PLANTA ACONDICIONAMIENTO
DE ESPIGAS DE MAÍZ”**

Director Técnico:
Ing. Carlos Alberdi


Asesores Técnicos:
Ing. Oscar Braun
Ing. Jorge Rena
Ing. Adrián Pagliano

Director Académico:
Ing. Carlos Alberdi

Alumnos:
Dominguez Aymarà
Favaretto Mauricio
Suarez Damián



AÑO 2010

 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N° 33

**“PLANTA ACONDICIONAMIENTO
DE ESPIGAS DE MAÍZ”**

Director Técnico:

Ing. Carlos Alberdi

Asesores Técnicos:

Ing. Oscar Braun

Ing. Jorge Rena

Ing. Adrián Pagliano

Director Académico:

Ing. Carlos Alberdi

Alumnos:

Dominguez Aymar

Favaretto Mauricio

Suarez Damián

AÑO 2010

INDICE

1	Introducción y Alcance del proyecto	1
1.1	Introducción	2
1.2	Objetivos y Alcances del proyecto	3
2	Capacidad de la Planta	5
2.1	Introducción	6
2.2	Capacidad de recepción y acondicionamiento promedio de plantas de referencia	9
2.3	Elección de la capacidad de recepción de la planta proyectada	9
3	Terreno	11
3.1	Ubicación geográfica del terreno	12
3.2	Elección del Terreno	12
3.3	Imagen Satelital del lote	13
3.4	Superficie del lote	14
4	Procesos de Planta	15
4.1	Recepción de espigas de maíz	16
	Control de Ingreso	16
	Oficina de balanza	16
	Descarga de espigas	16
	Galpón de deschalado	16
	Celda de Secado	19
	Desgranado	21
	Almacenaje	23
	Carga camión	23
4.2	Recepción a Granel	24
	Control de Ingreso	24
	Oficina de balanza	24
	Descarga	24
	Secado a granel	25
	Almacenaje	26
	Carga camión	26
5	Nivelación del terreno	28
5.1.	Introducción	29
5.1.2	Distintos tipos de nivelación	29
5.1.3	Nivelación geométrica	29
5.2	Trabajos de campo	31

6	Ensayos de suelo	42
6.1	Introducción	43
6.2	Tareas realizadas en el lugar	43
6.3	Ensayos en el laboratorio	44
6.3.1.	Perfil de suelo - napa freática	44
6.4	Tipos y profundidad de fundación	45
6.4.1.	Excavaciones y relleno posterior	45
6.4.2.	Cálculo de asientos	46
6.4.3.	Presión admisible para zapata anular de silo	47
6.5	Resúmenes y conclusiones	48
7	Caminos de planta	49
7.1	Elementos que integran la calzada	50
7.1.2.	Calzada	50
7.1.3.	Pendiente Transversal	50
7.1.4.	Ancho de calzada	50
7.1.5.	Radio mínimos	51
7.1.6.	Banquinas	52
7.2	Trazado de proyecto de pavimento	53
7.2.1.	Tipos de pavimento	53
7.2.2.	Consideraciones generales	53
7.2.3.	Criterios de diseño	54
7.3	Elementos que integran el pavimento rígido	55
7.3.1.	Subrasante	55
7.3.2.	Subbase	56
7.3.3.	Superficie de rodadura	56
7.4	Proceso constructivo general	57
7.5.	Diseño de pavimentos rígidos	61
7.5.1.	Pavimento rígido de hormigón	61
7.5.2.	Cargas máximas reglamentarias	62
7.5.3.	Juntas	64
7.5.4.	Transferencia de carga - pasadores	68
8	Proyecto de desagüe	71
8.1.	Introducción	72
8.2.	Frecuencia de lluvia	72
8.3.	Duración de la lluvia	73
8.4.	Coefficiente de escorrentía	74
8.5.	Tiempo de concentración	75
8.6.	Cálculo del caudal	76
9	Balanza y plataforma de descarga	86
9.1.	Introducción al empuje de suelos	87
9.2.	Dimensionamiento de tabique lateral para rampa descarga a espiga	89

9.3.	12.3.1	Dimensionamiento de tabique lateral para rampa descarga a granel	97
9.4.	12.3.2	Dimensionamiento viga plataforma de descarga espiga	105
9.5.	12.3.3	Dimensionamiento de viga de plataforma de descarga a espiga	106
9.6.	12.3.4	Dimensionamiento de viga de plataforma de descarga a granel	107
9.7.	12.3.5	Dimensionamiento de viga de plataforma de descarga a granel (pistón)	108
9.8.	12.3.6	Dimensionamiento de viga de balanza	109
10	13.4	Naves de recepción	110
10.1.	13.5	Cálculo y diseño de una nave reticulada	111
10.1.1.	13.7	Cálculo de efectos del viento	111
10.1.2.	13.8	Dimensionamiento de las correas de techo	120
10.1.3.	13.9	Dimensionamiento de la correa puntal	125
10.1.4.	13.10	Dimensionamiento de la correa de frontis	129
10.1.5.	13.11	Dimensionamiento de las columnas de frontis	131
10.1.6.	13.12	Dimensionamiento de las correas laterales	133
10.1.7.	13.13	Dimensionamiento del pórtico	136
10.1.8.	13.14	Viga a contraviento	141
10.1.9.	13.15	Dimensionamiento de arriostamiento	144
10.1.10		Cálculo de placa base	148
10.1.11		Base galpón desgranado	157
11		Nave de deschalado	162
11.1.		Cálculo de efectos del viento	163
11.2.		Dimensionamiento de correa de cubierta	170
11.3.		Dimensionamiento de correa puntales	175
11.4.		Dimensionamiento de correa laterales	179
11.5.		Dimensionamiento de correa de frontis	182
11.6.		Dimensionamiento de columnas de frontis	184
11.7.		Dimensionamiento de pórtico	186
11.8.		Dimensionamiento de arriostamiento	196
11.9		Cálculo de pilar	199
11.10.		Dimensionamiento de las uniones abulonadas en pórtico	202
11.11.		Cálculo de la placa base	205
11.12.		Base de galpón deschalado	213
12		Sector almacenaje	220
12.1.		Cálculo de silo áreo capacidad 244 tn	221
12.2.		Dimensionamiento de la viga de fundación	243

12.3.	Galería y torre de soporte de galería	247
12.3.1.	Cálculo de los efectos del viento	247
12.3.2.	Cálculo de galería	252
12.3.3.	Cálculo de la torre	261
12.3.4.	Método de Sulzberger	264
12.3.5.	Dimensionamiento de la columna de la base	266
13	Diseño y cálculo estructural de oficinas, vestuarios y comedor	267
13.1.	Cálculo de garita de control - balanza	268
13.2.	Cálculo oficina administrativa - losas de H° A°	274
13.3.	Cálculo de oficina administrativa - losas viguetas	280
13.4.	Cálculo de oficina administrativa - viga	285
13.5.	Cálculo de oficina administrativa - columna	291
13.6.	Cálculo de oficina administrativa - bases	295
13.7.	Cálculo de comedor - losas-	301
13.8.	Cálculo de comedor - vigas-	305
13.9.	Cálculo de comedor - columnas -	317
13.10.	Cálculo de comedor - bases -	327
13.11.	Cálculo de oficinas a granel - losas	342
13.12.	Cálculo de vestuario a granel - losas-	343
13.13.	Cálculo de vestuario a espiga - losas-	346
13.14.	Cálculo de oficina desgranado - losas-	349
13.15.	Cálculo de baño comedor transportistas	350
	ANEXO Capítulo 13 - Planillas de doblado	352
14	Presupuesto general de la obra	363
	CONCLUSION	372
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	375
	AGRADECIMIENTOS	377

INTRODUCCION Y ALCANCES DEL PROYECTO



Universidad Tecnológica Nacional
Facultad Regional Venado Tuerto

1.1 INTRODUCCIÓN

Venado Tuerto y su región se caracterizan biológicamente comprendida dentro de la Región de La Pampa húmeda y en el área de desarrollo nacional con el más alto grado de desarrollo agrícola. Su posición estratégica la vincula de forma equidistante con las principales ciudades del país y puertos.

En materia agropecuaria destaca uno de los vitales del triángulo agrícola, junto con los cordones de Rosario y Pergamino. La tierra propia para el cultivo de soja, trigo, maíz y girasol. Por esta razón y por la rápida comunicación con los puertos de Rosario a través de la Ruta Nacional N° 33, ha sido elegida por numerosas empresas extranjeras para la instalación de sus plantas de acopio. Venado Tuerto y sus alrededores concentran el 10% de la producción de cereales de La República Argentina.

En los últimos años se produce un aumento por un fuerte crecimiento de áreas cultivadas, con lo cual las empresas agropecuarias de venado tuerto ven un importante crecimiento en la demanda de sus productos.

Después de analizar la situación de las distintas empresas productoras de cereales en el campo de Venado Tuerto y zona de influencia, llegamos a la conclusión de que muchas de estas se encuentran trabajando prácticamente al 100% de su capacidad y son limitada su posibilidad de ampliación por distintos motivos:

- FALTA DE ESPACIO FÍSICO.
- CRECIMIENTOS SIN PLANIFICACIÓN.
- LIMITACIONES EN VÍAS DE ACCESO.
- CUESTIONES POLITICAS DE LA EMPRESA.

Es decir, las empresas ante la necesidad de aumentar sus volúmenes de trabajo como materia prima para satisfacer las demandas de los mercados internacionales e internacionales, ven limitado sus posibilidades de desarrollo de producción y acondicionamiento de espigas de maíz en sus plantas de proceso por distintos motivos.

Frente a esta situación, la necesidad de mejorar la capacidad de las plantas de proceso de espigas de maíz en Venado Tuerto y zona de influencia.

INTRODUCCION Y ALCANCES DEL PROYECTO

1.1 INTRODUCCION

Venado Tuerto y su región se encuentran íntegramente comprendidos dentro de la Región de La Pampa Húmeda y en el área del territorio nacional con el más alto grado de desarrollo agrícola. Su posición casi central la vincula de forma equitativa con las principales ciudades del país y puertos.

En materia agropecuaria integra uno de los vértices del triángulo agrario, junto con las ciudades de Rosario y Pergamino. Es tierra propicia para el cultivo de soja, trigo, maíz y girasol. Por esta razón y por la rápida comunicación con los puertos de Rosario a través de la Ruta Nacional N° 33, ha sido elegida por numerosas empresas cerealeras para la instalación de sus plantas de acopio. Venado Tuerto y sus alrededores concentran el 10% de la producción de cereales de La República Argentina.

En los últimos años se produjo en nuestro país un notorio crecimiento de áreas cultivables, con lo cual las empresas productoras de semilla han tenido un importante incremento en la demanda de sus productos.

Luego de analizar la situación de las distintas empresas productoras de semillas en la ciudad de Venado Tuerto y zonas de influencia, llegamos a la conclusión de que muchas de estas se encuentran trabajando prácticamente al 100% de su capacidad y ven limitada su posibilidad de ampliación por distintos motivos:

- FALTA DE ESPACIO FISICO.
- CRECIMIENTOS SIN PLANIFICACION.
- LIMITACIONES EN VIAS DE ACCESO.
- CUESTIONES POLITICAS DE LA EMPRESA.

Es decir, las empresas ante la necesidad de aumentar los volúmenes de espiga (como materia prima) para satisfacer las demandas de los mercados nacionales e internacionales, ven limitadas sus posibilidades de aumentar la recepción y acondicionamiento de espigas de maíz en sus plantas de proceso por lo antes dicho.

Frente a esta limitante, la tendencia de algunas de las empresas más importantes de nuestra ciudad es ampliar sus áreas de siembra con el esperado incremento de volumen de espigas de maíz, para luego enviar a recibir y acondicionar estas espigas

a plantas de terceros. Y de esta manera lograr incrementar sus materias primas para poder responder a las demandas de los mercados.

Las plantas de terceros con las que se está trabajando en la actualidad se encuentran a varios kilómetros de la ciudad de Venado Tuerto, por lo que los costos del producto terminado se incrementan debido a la logística, controles de calidad y demás factores que afectan estos procesos. Otra dificultad que se presenta, es el monitoreo de las cargas, control del tiempos que transcurre desde el campo hasta que la carga llega a la planta, etc. Que si bien esto nos es para nada imposible de lograr y de hecho las empresas lo llevan adelante; mucho más simple y sencillo se realizaría si la planta a la que se tercericizar la recepción estuviera situada en la ciudad de Venado Tuerto.

Frente a lo antes visto, planteamos la construcción de una planta de procesamiento de espigas de maíz en una primera etapa y una recepción de cereal a granel (maíz, soja, girasol, sorgo, etc.) en una segunda etapa en la ciudad de Venado Tuerto; para de esta manera poder brindar un servicio de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz a las distintas empresas de la zona. Viendo esto como una solución viable para las empresas productoras de semillas de maíz; permitiéndoles ampliar la capacidad de recepción, facilitando los controles de calidad y monitoreo de sus cargas, y aliviando estos puntos críticos que se les generan en la producción de semillas.

En el capítulo 2 se exponen los valores y antecedentes que se consideraron para la elección de la capacidad de la planta, teniendo en cuenta las necesidades de la región y su crecimiento a largo plazo.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES DEL PROYECTO

Nuestro objetivo es proyectar una planta de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz para semillas y almacenamiento de cereales a granel con una capacidad almacenaje a granel de 7.680 toneladas en sus dos primeras etapas; planificando además futuras ampliaciones que aumenten la capacidad de la planta en un 100%, es decir, obteniendo una capacidad de almacenaje final de 15.360 toneladas.

Asimismo, el objetivo perseguido no es ser una planta de almacenaje de cereal, sino ser una empresa que brinda a terceros el servicio de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz, para que luego estos terceros lleven el material a granel para procesar en sus respectivas plantas de proceso.

En el presente proyecto se desarrollaron los siguientes ítems:

- Evaluación del volumen y capacidad de la planta.
- Evaluación del terreno y posibilidad de ampliación.
- Descripción del proceso productivo.
- Diseño general de la planta.
- Nivelación del terreno.
- Ensayos de suelos.
- Proyecto de pavimentos.
- Proyecto de desagües.
- Diseño y cálculo estructural de oficinas, vestuarios y comedor.
- Diseño y cálculo de fundación de la balanza y plataformas de descarga.
- Diseño y cálculo estructural de naves de deschalado y desgranado.
- Diseño y cálculo estructural de silos aéreos de 240Ton.
- Diseño y cálculo estructural de galerías y torres.
- Presupuesto general de la obra.

CAPACIDAD DE LA PLANTA

2. CAPACIDAD DE LA PLANTA

2.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo a lo dicho en el capítulo N° 1, en el presente vamos a analizar los factores estadísticas y demás consideraciones que se tuvieron en cuenta para proyectar la capacidad de la planta.

Como se dijo anteriormente, el principal punto a resolver es la capacidad máxima de la planta de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz para poder brindar un servicio de terceros. Lo que se hizo, fue recibir información y conseguir datos de las tres empresas productoras de semillas de maíz más importantes de la ciudad de Venado Tuerto y La Región.

Los datos a considerar fueron los siguientes:

- AÑO DE COSECHA
- HECTÁREAS SEMBRADAS
- RINDE DE ESPIGAS POR HECTÁREAS
- RINDE A GRANEL
- VENTANA DE COSECHA
- ESPIGAS ENTADAS A PLANTAS DE TERCERO

NOTA

El análisis fue realizado sobre los últimos 6 años (Cosechas del 2004 al 2009).

Por cuestiones de seguridad y política interna de las empresas, los datos obtenidos fueron globales. Los mismos se analizaron y analizaron en promedio para analizar la capacidad de recepción como si se tratara de un promedio de una única empresa.

Así mismo, se noto que los volúmenes mundos por cada una de las empresas en forma individual, no muestran gran dispersión unas de las otras. Además, la forma de trabajo en los distintos sectores de estas empresas (Recepción de Espiga, Deschalarlo, Secado y Desgrainado) eran muy similares, incluso en muchos casos no sólo se utilizan las mismas capacidades de máquinas-equipos, sino también iguales marcas.

A continuación podemos ver el Cuadro 1-A y Gráfico 1-B con los volúmenes de recepción de maíz (promedio) correspondientes a los últimos años.

CAPACIDAD DE LA PLANTA

2. CAPACIDAD DE LA PLANTA

2.1 INTRODUCCION

De acuerdo a lo dicho en el capítulo N° 1, en el presente vamos a explicar los factores, estadísticas y demás consideraciones que se tuvieron en cuenta para proyectar la capacidad de la planta.

Como se dijo anteriormente, el principal punto a resolver es la capacidad necesaria de la planta de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz para poder brindar un servicio de terceros. Lo que se hizo, fue recabar información y conseguir datos de las tres empresas productoras de semilla de maíz más importantes de la ciudad de Venado Tuerto y La Región.

Los datos a considerar fueron los siguientes:

- AÑO DE COSECHA
- HECTAREAS SEMBRADAS
- RINDE DE ESPIGAS POR HECTAREAS
- RINDE A GRANEL
- VENTANA DE COSECHA
- ESPIGAS ENVIADAS A PLANTAS DE TERCERO

NOTA:

El análisis fue realizado sobre los últimos 6 años (Cosechas del 2004 al 2009).

Por cuestiones de seguridad y políticas internas de las empresas, los datos obtenidos fueron globales. Los mismos se unificaron y obtuvimos un promedio para analizar la capacidad de recepción como si estariamos hablando de una única empresa.

Así mismo, se notó que los volúmenes manipulados por cada una de las empresas en forma individual, no mostraban gran dispersión unas de las otras. Además, la forma de trabajo en los distintos sectores de estas empresas (Recepción de Espiga, Deschalado, Secado y Desgranado) eran muy similares, incluso en muchos casos no sólo se utilizan las mismas capacidades de máquinas-equipos, sino también iguales marcas.

A continuación podemos ver el Cuadro 1-A y Gráfico 1-B con los volúmenes de espiga de maíz (promedio) correspondientes a los distintos años:

AÑO	SUP. SEMBRADA (HAS.)	ESPIGA (TON.)	ESPIGA (TON/HAS.)	GRANEL (TON.)	ESPIGA A PLANTA. 3ros (TON.)	DIAS DE COSECHA (Días)
2004	5500	36000	6,55	19200	0	83
2005	6500	40000	6,15	21000	0	80
2006	17300	88300	5,10	31800	0	70
2007	10000	51143	5,11	25600	15000	120
2008	12000	54514	4,54	22426	18500	120
2009	17500	96500	5,51	23500	21000	140
*2010	8000	44000	5,50	19800	10000	90

* Valores estimados

Cuadro 2.1.A

Como podemos notar en el Cuadro 2.1.A, el continuo crecimiento de los volúmenes que se evidencia desde los años 2004 hasta 2009 (excepto en el año 2007 por sobre producción en el año 2006), se ven disminuidos para el estimado del año 2010 debido al conflicto de público conocimiento entre el sector Agropecuario y el Gobierno Nacional, el cual tuvo consecuencias altamente negativas no sólo para estas dos partes sino también para la población en general.

Superficie sembradas de maiz en ha. Período 2004/2010



Gráfico I.

Toneladas cosechadas de maíz en espiga y granel resultante

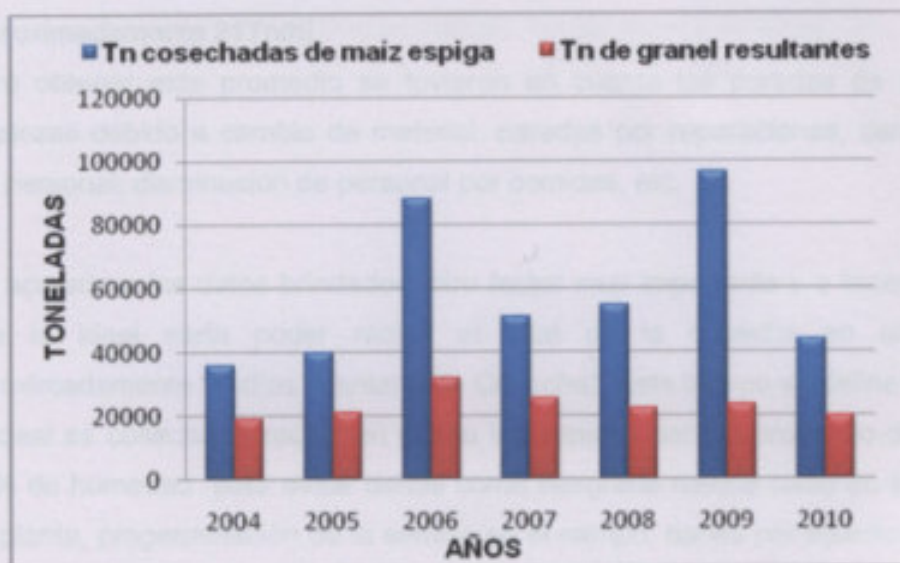


Gráfico II.

Almacenamiento de toneladas de maíz para espiga en plantas terciarizadas

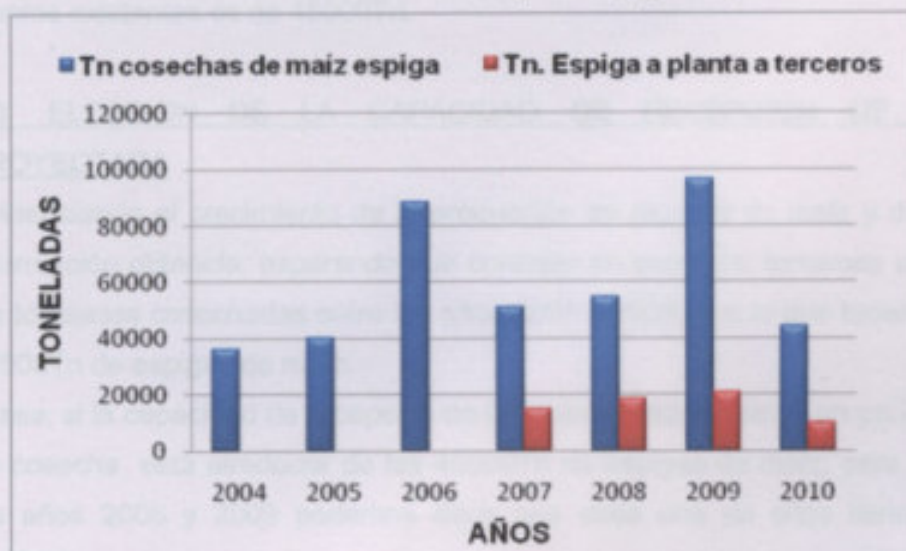


Gráfico III.

2.2. CAPACIDAD DE RECEPCION Y ACONDICIONAMIENTO PROMEDIO DE LAS PLANTAS DE REFERENCIA

La capacidad de recepción de las plantas encuestadas es de 500Tn/día (Aproximadamente 21Tn/h).

Para obtener este promedio se tuvieron en cuenta las paradas de recepción por: limpiezas debido a cambio de material, paradas por reparaciones, cambios de turno del personal, disminución de personal por comidas, etc.

De acuerdo a los datos brindados, otro factor muy importante y a tener en cuenta es que lo ideal sería poder recibir el total de la cosecha en un período de aproximadamente 90 días (Ventana de Cosecha). Este tiempo se define en base a que lo ideal es cosechar y recibir en planta las espigas con un promedio de entre 30% y 35% de humedad para evitar daños como desgrane natural tanto en el campo como en planta, pregerminación de la semilla en el campo, daños por insectos en el campo, ataques de hongos en el campo, etc.

En conclusión, si consideramos un período de cosecha de 90 días a un ritmo de recepción de 500Tn/día, obtenemos que la capacidad de recepción ideal de las plantas existentes es de 45000Tn.

2.3. ELECCION DE LA CAPACIDAD DE RECEPCION DE LA PLANTA PROYECTADA

Evidenciando el crecimiento de la producción de espigas de maíz y de acuerdo a la información obtenida, esperando que continúe en aumento; tomamos un promedio de las toneladas cosechadas entre los años 2008 y 2009, con lo que tenemos un total de 75500Tn de espigas de maíz.

O sea, si la capacidad de recepción de las plantas existentes en un período de 90 días de cosecha está alrededor de las 45000Tn de espigas de maíz; para la media entre los años 2008 y 2009 podemos decir que cada una de ellas tiene un déficit de 30500Tn.

Para lo cual como se muestra en el Cuadro 1-A, en los últimos años fue necesario, no sólo enviar material a recibir a plantas de terceros, sino también una ampliación considerable de la ventana de cosecha, con el potencial riesgo que esto significa de acuerdo a lo visto párrafos atrás.

Por lo tanto, la suma del remanente total de espigas de las tres empresas más importantes productoras de semillas de maíz de la ciudad de Venado Tuerto rondaría las 91000Tn. Es hacia este mercado donde se apunta la proyección de una nueva planta de recepción y a acondicionamiento de espigas de maíz con una capacidad de 500Tn/día en una primera etapa y con la posibilidad de ampliar su capacidad al doble en una segunda etapa. (VER PLANO N° 1).

TERRENO

3. MISIÓN

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL TERRENO

El lote donde se instalará la "Planta de acondicionamiento de espigas de maíz" se encuentra sobre la Ruta Nacional N° 23 en el Km. 625, dentro del área rural de la ciudad de Venado Tuerto.

3.2. ELECCIÓN DEL TERRENO

En la elección del terreno se tuvo en cuenta principalmente las siguientes características:

• Regulaciones

Para la ubicación de la planta, se tuvo en cuenta que el lote se encuentra fuera del radio urbano de la ciudad, ya que el Reglamento de Urbanismo prohíbe la construcción de parcelas ubicadas en el radio urbano.

• Ubicación

Esta tiene en cuenta aspectos geográficos, vitales que se encuentran a unos 5 km del centro de las Ruta Nacional N° 23, que es el eje principal, pero se debe considerar más importancia del caso.

• Medidas del lote

El área del lote que se consideró en cuanto a dimensiones, para poder instalar cómodamente la planta y tener un control de costos, se eligió un lote de 50,45 ha., ya que cumple con todas las condiciones de uso.

TERRENO

3.-TERRENO

3.1.- UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL TERRENO

El lote donde se establecerá la Planta de Acondicionamiento de Espigas de maiz se encuentra sobre la Ruta Nacional N° 33 en el Km 628, dentro del área rural de la ciudad de Venado Tuerto.

3.2.- ELECCION DEL TERRENO

En la elección del terreno se tuvo en cuenta principalmente las siguientes características:

- *Reglamentación*

Para la ubicación de la planta, se tuvo en cuenta que el lote se encontrara fuera del radio urbano de la ciudad, ya que el Reglamento de Edificación prohíbe la construcción de plantas cerealeras en el egido urbano.

- *Ubicación*

Esta tiene en cuenta accesos estratégicos, debido a que la planta está ubicada a 5 km del cruce de las Ruta Nacional N° 8 y N° 33, que se encuentran entre las rutas cerealeras más importantes del país.

- *Medidas del lote*

El área del lote sea la adecuada en cuanto a dimensiones, para poder diseñar cómodamente la planta y tener en cuenta las futuras ampliaciones. El lote tiene un área de 50.45 ha., de las cuales solo fueron utilizadas para el proyecto 9.92 ha.

Plano de ubicación del lote donde se implantará la obra dentro del Distrito de Venado Tuerto.

Ubicación de la planta





4. PROCESOS de PLANTA

4.1. RECEPCIÓN de ESPIGAS DE MAIZ

1) Control de Ingreso (ver plano nº 1)

Se registra el ingreso del camión con mensajería a la planta y se registra a la oficina de balanceo.

2) Oficina de Balanceo (ver plano nº 2)

El balanceo recibirá la cinta de parte del camión con los datos de la espiga que se registrará como ingreso previamente por vigilantes y verificada luego de haberse efectuado el pesaje bruto del equipo (más tara) y se tomará el promedio de los datos del material. Una vez registrados todos estos datos, el responsable de ingreso y la cinta de salida para su posterior despacho.

A la salida del camión se deberá emitir la tara y relacionar el peso bruto y neto.

3) Despacho de Espigas (ver plano nº 3)

El responsable del sector indicará al transportista el destino a donde se dirigirá. El transportista presentará un lote de las espigas que se le indicó y se hará el acople. Luego de bajar las espigas a la plataforma se procederá a cargar el despacho del material en la Banda Vibratoria Nº 01, con capacidad de 100 toneladas hasta la cinta transportadora CT-7, que sirve las espigas hasta el punto de despacho.

4) Galpón de Despacho (ver plano nº 4)

Las espigas provenientes de la plataforma de recepción ingresan al galpón de despacho a través de la cinta transportadora vibratoria con el motor de despacho Nº CTD-1, esta cinta posee brazos transportadores horizontales que sirven al flujo del material a cada uno de los niveles de los descargadores. Los operarios son los encargados de abastecer el nivel superior de las espigas y así a través los brazos horizontales para que bajen los descargadores mediante un sistema de cinta.

Una vez en los descargadores, como en cualquier sistema se produce el despacho de las espigas, las espigas bajan por la parte superior de los descargadores y caen en las mesas de selección Nº 0101A y 0101B donde se efectúan los controles (generalmente los controles por cinta) para su posterior despacho.

PROCESOS de PLANTA

4. PROCESOS de PLANTA

4.1. RECEPCION de ESPIGAS DE MAIZ

1) Control de Ingreso (ver plano nº 2)

Se registra el Ingreso del camión con mercadería a la planta y se notifica a la oficina de balanza.

2) Oficina de Balanza (ver plano nº 3)

El Balancero recibirá la carta de porte del camionero la cual debe de haber sido registrada como ingresada previamente por vigilancia y verificará todos los datos; se efectúa el pesaje bruto del equipo (neto más tara) y se tomará la humedad de ingreso del material. Una vez registrados todos estos datos, el transportista se dirigirá a la playa de espera para su posterior descarga.

A la salida del camión se deberá pesar la tara y establecer el peso neto de la carga.

3) Descarga de Espiga (ver plano nº 4)

El responsable del sector indicará al transportista el ingreso a la rampa de descarga. El transportista posicionará en una de las plataformas hidráulicas el chasis y en la otra el acoplado. Luego de fijar los equipos a la plataformas volcadoras comienza la descarga del material en la Bandeja Vibratoria Nº BV-1, esta transportará el material hasta la cinta transportadora CTI-1, que lleva las espigas hacia el galpón de deschalado.

4) Galpón de Deschalado (ver plano nº 5)

Las espigas provenientes de la plataforma de descarga ingresan al galpón de deschalado a través de la cinta transportadora superior que alimenta los deschalado Nº CTS-1; esta cinta posee brazos neumáticos automatizados que desvían el flujo del material a cada una de las tolvas de los deschaladores. Los sensores son los encargados de detectar el nivel dentro de las tolvas y abrir o cerrar los brazos neumáticos para que todos los deschaladores trabajen con uniformidad de carga.

Una vez en los deschalados, como su nombre lo indica se produce el deschalado de las espigas, las espigas salen por la parte delantera de los deschaladores y caen en las mesas de selección Nº (MS1A a MS6B) donde se encuentran los operarios (generalmente tres personas por mesa) encargados de la selección de las espigas.

Durante el proceso de deschalado se obtienen los siguientes subproductos:

Chala: Este material se obtiene al quitar las hojas que recubren las espigas (deshojado de las espigas) operación que le da el nombre a esta etapa del proceso. La chala es transportada por la cinta N° CTI-3 hasta la cinta N° CTI-4 que la eleva al galpón de chala donde se carga a camión y se retira de la planta.

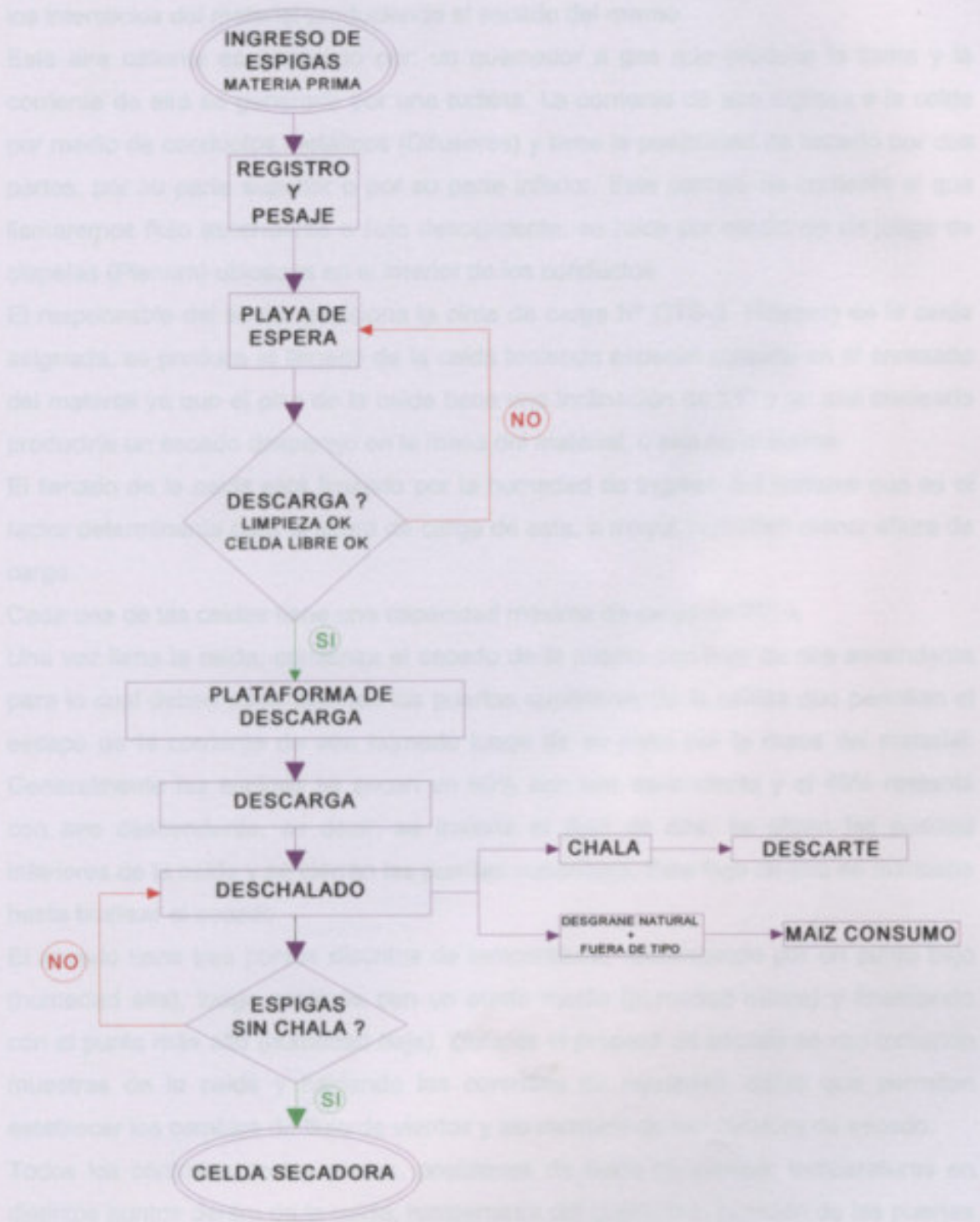
Este material es un descarte del proceso y no tiene valor comercial.

Desgrane natural: este producto se obtiene como consecuencia de la fricción que ejercen los rolos de los deschaladores durante el proceso de deschalado ocasionando el desprendimiento de algunos granos de las espigas. Este material es transportado por la cinta N° CTI-2 y embolsado para su posterior comercialización, su destino generalmente es para alimento de animales.

Espigas fuera de tipo: Estas espigas son el producto del descarte en las mesas de selección y retiradas del proceso. Las mismas tienen características distintas al común de la masa de material como pueden ser: distintos tamaños, diferencia de colores, diferente granado, etc. Este material es transportado desde las cintas transportadoras N° (CFT-1 a CFT-6) hasta la cinta transportadora N° CFT-7 para su posterior embolsado y comercialización, su destino generalmente es para alimento de animales. Además, en la operación de selección se realiza el retorno de aquellas espigas que hayan sido mal deschaladas a través de las cintas transportadoras N° CTR-1 Y CTR-2 para retornar a los deschaladores por la cinta superior de carga N° CTS-1.

Espigas aptas para el proceso: Las mismas, continúan por la mesa de selección hasta la cinta colectora de espigas N° CTI-5 y de esta a la cinta transportadora N° CTI-6 quien eleva las espigas hacia la cinta superior de secadoras.

DIAGRAMA DE FLUJO RECEPCIÓN ESPIGA



5) Celdas de Secado (ver plano nº 6)

Las celdas secadoras trabajan por corrientes de aire caliente que pasan a través de los intersticios del material produciendo el secado del mismo.

Este aire caliente es generado por: un quemador a gas que produce la llama y la corriente de aire es generada por una turbina. La corriente de aire ingresa a la celda por medio de conductos metálicos (Difusores) y tiene la posibilidad de hacerlo por dos partes; por su parte superior o por su parte inferior. Este cambio de corriente al que llamaremos flujo ascendente o flujo descendente, se hace por medio de un juego de clapetas (Plenum) ubicadas en el interior de los conductos.

El responsable del sector posiciona la cinta de carga Nº CTS-3 (Tripper) en la celda asignada, se produce el llenado de la celda teniendo especial cuidado en el enrasado del material ya que el piso de la celda tiene una inclinación de 21° y un mal enrasado produciría un secado desperejo en la masa del material, o sea no uniforme.

El llenado de la celda está limitado por la humedad de ingreso del material que es el factor determinante para la altura de carga de esta, a mayor humedad menor altura de carga.

Cada una de las celdas tiene una capacidad máxima de carga de 70Tn.

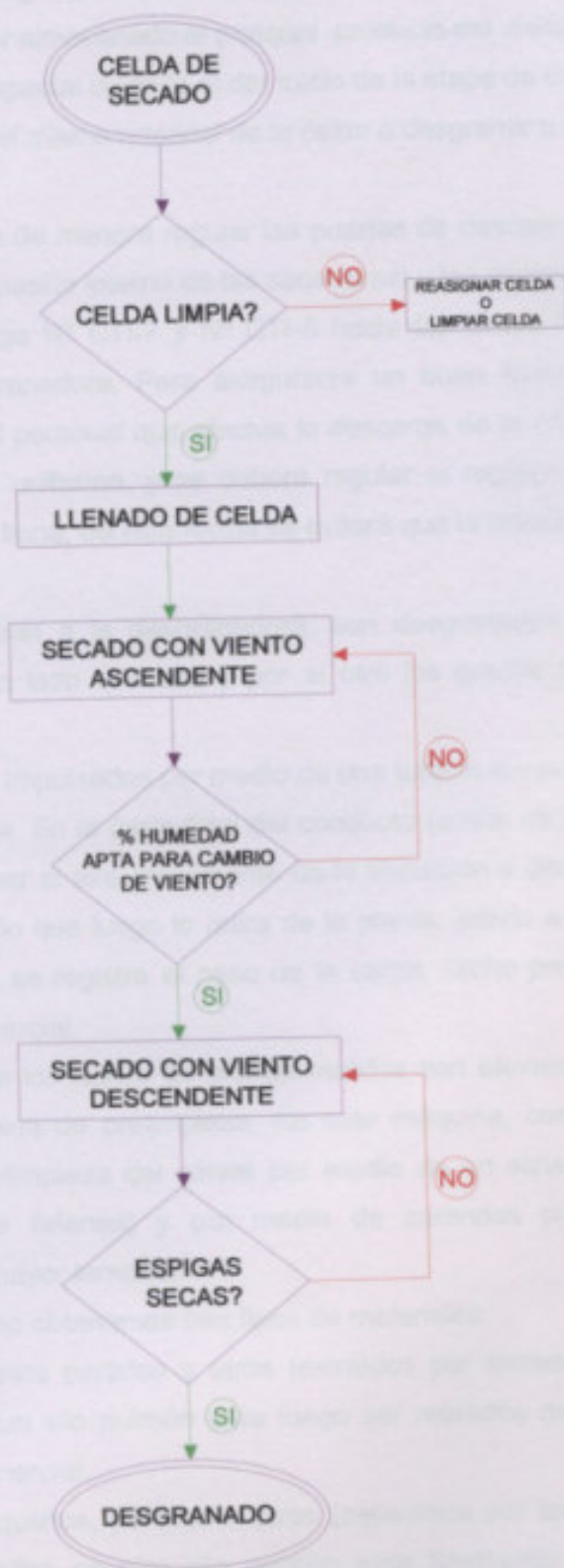
Una vez llena la celda, comienza el secado de la misma con flujo de aire ascendente para lo cual deben estar abiertas las puertas superiores de la celdas que permitan el escape de la corriente de aire húmedo luego de su paso por la masa del material. Generalmente las espigas se secan un 60% con aire ascendente y el 40% restante con aire descendente, es decir, se invierte el flujo de aire, se abren las puertas inferiores de la celda y se cierran las puertas superiores. Este flujo de aire se mantiene hasta finalizar el secado.

El secado tiene tres puntos distintos de temperatura, comenzando por un punto bajo (humedad alta), luego continúa con un punto medio (humedad media) y finalizando con el punto más alto (humedad baja). Durante el proceso de secado se van tomando muestras de la celda y haciendo los controles de humedad, datos que permiten establecer los cambios de flujo de vientos y los cambios de temperatura de secado.

Todos los controles de las celdas, posiciones de flujos de vientos, temperaturas en distintos puntos dentro de la celda, temperatura del quemador, posición de las puertas de las celdas y registros de humedades, se monitorean desde la oficina de secado a través de una PC con un sistema Escada conectada a un PLC.

Cuando se haya secado la celda se apagará el quemador y se continuará aireando la celda por el término de una hora antes de enviarla al desgranado.

DIAGRAMA DE FLUJO SECADO DE ESPIGAS



6) Desgranado (ver plano n° 7)

Se autoriza al desgranador procesar una determinada celda y se le indica él o los silos donde deberá ser almacenado el material producto del desgranado.

Se debe tener especial cuidado al dar inicio de la etapa de desgranado, que la línea de desgrane tenga el mismo material de la celda a desgranar o que este limpia.

El personal abre de manera regular las puertas de descarga de las celdas de secado (ubicadas en el pasillo interno de las secadoras) y las espigas son transportadas por la cinta de descarga N° CTI-7 y N° CTI-8 hacia las cintas N° CTI-9 y N° CTI-10 que cargan la desgranadora. Para asegurarse un buen funcionamiento de la máquina desgranadora el personal que efectúa la descarga de la celda lo debe realizar con un flujo continuo y uniforme, y se deberá regular el registro de entrada de modo que siempre trabaje llena; de esta forma se evitará que la máquina produzca quebrados en el material.

La espigas entran a la desgranadora, son desgranadas y como producto de ello tenemos por un lado el marlo y por el otro los granos con algún resto de marlos molido.

Los marlos son impulsados por medio de una turbina a través de un conducto metálico hasta la marlera. En la parte final del conducto (arriba de la marlera) posee un ciclón que deja escapar el aire proveniente de la impulsión y decanta el marlo directamente sobre un camión que luego lo retira de la planta; previo a su retiro debe pasar por la balanza donde se registra el peso de la carga. Dicho producto es un descarte y no tiene valor comercial.

Los granos con los restos de granos molidos son elevados a través de la noria N-2 hasta la máquina de prelimpieza. En esta máquina, como su nombre lo indica se produce la prelimpieza del cereal por medio de un sistema de vientos (extraen las partículas más livianas) y por medio de zarandas perforadas que separan las partículas de mayor tamaño.

De este proceso obtenemos tres tipos de materiales:

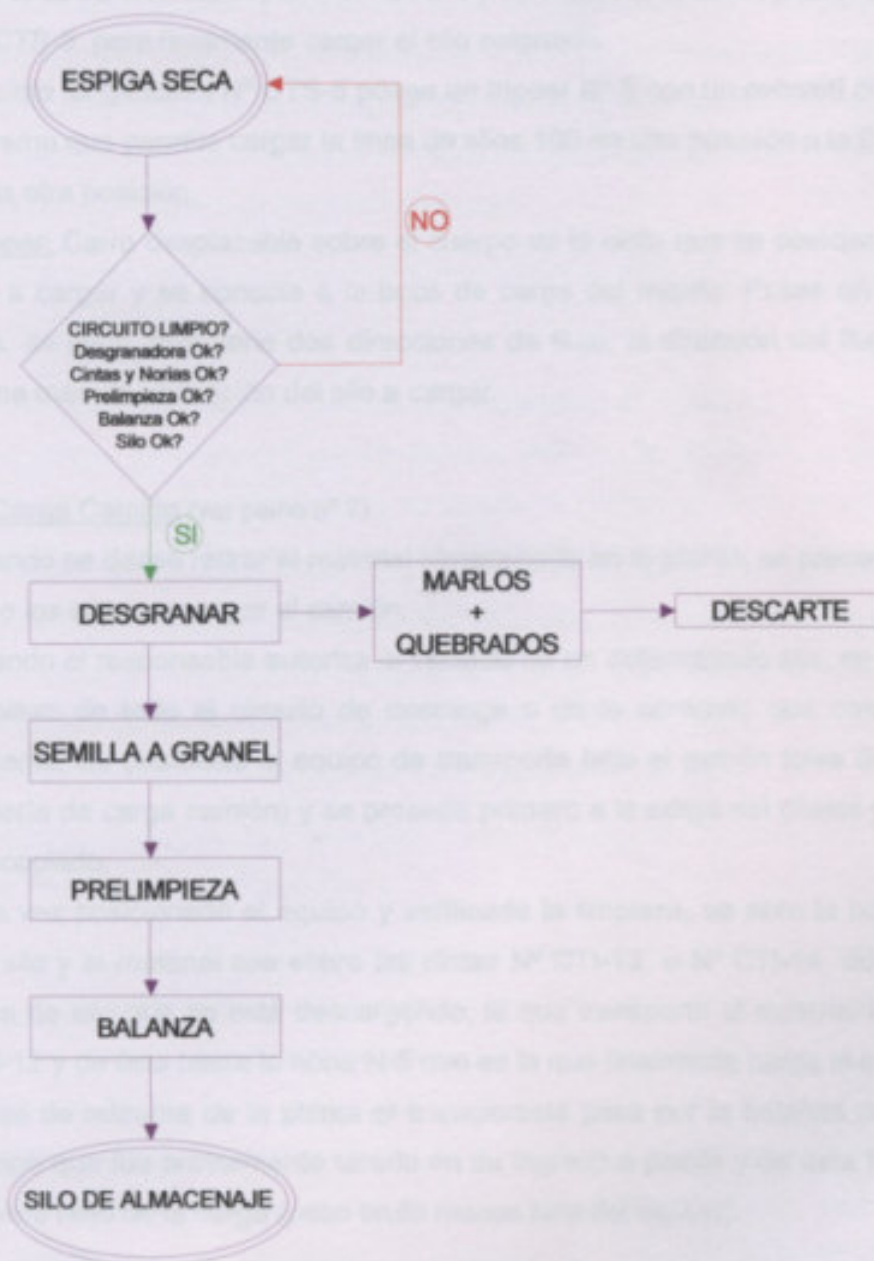
a) Polvos, marlos partidos y otros (extraídos por sistema de viento), los cuales se depositan en un silo pulmón para luego ser retirados de la planta; este material no tiene valor comercial.

b) Granos pequeños, partidos u otros (separados por las zarandas perforadas), que son almacenados en otro silo pulmón para finalmente ser retirados de la planta. Dependiendo de las características del material estos pueden ser para consumo

animal o como subproducto de consumo humano y de esto dependerá su valor comercial.

c) Por último obtenemos el material limpio que será almacenado en los silos.

DIAGRAMA DE FLUJO DESGRANADO



7) Almacenaje (ver plano nº 7)

Muy importante y al igual que en los puntos anteriores, antes de comenzar el desgranado el responsable del sector debe verificar que tanto el silo de destino como la línea de almacenaje se encuentren limpios o que contengan el mismo material próximo a almacenar.

El material para almacenar proveniente de la balanza, cae en la noria N-4 que lo eleva a la cinta transversal superior N° CTS-4 y de esta a la cinta longitudinal superior N° CTS-5 para finalmente cargar el silo asignado.

La cinta longitudinal N° CTS-5 posee un tripeer N° 8 con un cabezal de dos vías en su extremo que permite cargar la línea de silos 100 en una posición o la línea de silos 200 en la otra posición.

Tripper: Carro desplazable sobre el cuerpo de la cinta que se posiciona a la altura del silo a cargar y se conecta a la boca de carga del mismo. Posee un cabezal de dos vías, es decir, que tiene dos direcciones de flujo; la dirección del flujo se cambia de forma manual en función del silo a cargar.

8) Carga Camión (ver plano nº 7)

Cuando se desee retirar el material almacenado en la planta, se procede a la descarga del o los silos y a cargar el camión.

Cuando el responsable autoriza el vaciado de un determinado silo, se debe verificar la limpieza de todo el circuito de descarga o de lo contrario que contenga el mismo material. Se posiciona el equipo de transporte bajo el galpón tolva de recibo (bajo la cañería de carga camión) y se procede primero a la carga del chasis y luego se carga el acoplado.

Una vez posicionado el equipo y verificada la limpieza, se abre la boca de descarga del silo y el material cae sobre las cintas N° CTI-13 o N° CTI-14 dependiendo de la línea de silo que se está descargando, la que transporta el material hasta la cinta N° CTI-12 y de ésta hasta la noria N-5 que es la que finalmente carga el camión.

Antes de retirarse de la planta el transportista pasa por la balanza donde se pesa el equipo que fue previamente tarado en su ingreso a planta y de esta forma se obtiene el peso neto de la carga (peso bruto menos tara del equipo).

4.2. RECEPCION A GRANEL

9) Control de Ingreso (ver plano nº 2)

Se registra el Ingreso del camión con mercadería a la planta y se notifica a la oficina de balanza.

10) Oficina de Balanza (ver plano nº 3)

El Balancero recibirá la carta de porte del camionero la cual debe de haber sido registrada como ingresada previamente por vigilancia y verificará todos los datos; se efectúa el pesaje bruto del equipo (neto más tara) y se tomará la humedad de ingreso del material. Una vez registrados todos estos datos, el transportista se dirigirá a la playa de espera para su posterior descarga.

A la salida del camión se deberá pesar la tara y establecer el peso neto de la carga.

11) Descarga (ver plano nº 8)

El responsable del sector indicará al transportista el ingreso a la rampa de descarga. La descarga se efectuará en dos etapas, primero se posiciona el acoplado sobre la plataforma volcadora hidráulica y se descarga el mismo, luego se retira el acoplado y se posiciona el chasis para la descarga de este.

La descarga se realiza sobre la tolva de recibo donde el material es transportado a través de la cinta Nº CTI-20 hacia la noria N-20. Desde la noria N-20 se alimenta la prelimpieza Nº 1 (donde, como su nombre lo indica se produce la prelimpieza del material), de este punto se obtienen los siguientes materiales:

Material Limpio apto para almacenar: este descarga en la noria N-21 y de aquí a la cinta Nº CTS-21 o a la secadora Nº 2.

Si el porcentaje de humedad que contiene el material que se está recibiendo es menor o igual al máximo admisible, una vez prelimpiado se envía al silo de almacenaje, de lo contrario antes se debe secar el mismo (Ver secado a granel).

Descartes Finos: Estos son aspirados por una turbina a través de un conducto metálico hasta el silo pulmón Nº 4 ubicado sobre el galpón tolva de recibo. En la parte final del conducto (sobre el silo pulmón) posee un ciclón que deja escapar el aire proveniente de la aspiración y decanta el material pesado dentro del silo. Periódicamente un camión retira dicho descarte de la planta; previo a su retiro debe pasar por la balanza donde se registra el peso de la carga. Dicho producto es un descarte y no tiene valor comercial.

Descartes Gruesos: Estos son impulsados por medio de una turbina a través de un conducto metálico hasta el silo pulmón N° 6 ubicado sobre el galpón tolva de recibo. En la parte final del conducto (sobre el silo pulmón) posee un ciclón que deja escapar el aire proveniente de la impulsión y decanta el material pesado dentro del silo. Periódicamente un camión retira dicho descarte de la planta; previo a su retiro debe pasar por la balanza donde se registra el peso de la carga. Este producto tiene valor comercial, y generalmente es utilizado como alimento para animales.

Como se dijo anteriormente el material limpio puede ser almacenado inmediatamente después de su paso por la prelimpieza o ser enviado a la secadora de granel N° 2 siempre que supere los valores admisibles de humedad.

12. Secado a Granel (ver plano n° 8)

Se deberá chequear que el material coincida con lo que se esta secando, de no ser así se procederá con la limpieza de todas las máquinas.

Una vez que se haya chequeado que todo está correcto, se dará la orden de cargar la secadora.

La secadora será cargada hasta alcanzar su nivel máximo y poder así iniciar el secado en forma "semi estática".

A medida que el material se va rotando por la noria N-22 se tomarán muestras de humedad y se registrarán en la planilla Secado a Granel. Este proceso se repite dos o tres veces hasta lograr la humedad máxima de almacenamiento, en ese momento se puede iniciar el envío a silo de almacenamiento seco regulando el basculante para mantener la humedad constante.

Luego de iniciada la descarga del material seco se debe mantener el nivel máximo de la secadora reponiendo material húmedo, previamente prelimpiado, en este caso nos encontramos en el secado "continuo" donde el operario registra en el Secado a Granel, cada media hora los valores de humedad obtenidos y el N° del silo al cual esta enviando el material.

En el caso de obtener valores de humedad por encima de los límites mencionados dejará inmediatamente de enviar material a los silos y repetirá el procedimiento "semi-estático" con intervalos de reposo más breves. Cuando se termine el material húmedo de descarga, se finalizará el secado con el sistema "semi-estático"

13. Almacenaje (ver plano nº 8)

El material proveniente de la secadora o de la prelimpieza, dependiendo de lo antes dicho, será elevado por la noria N-21 o por la noria N-22 respectivamente hasta la cinta transportadora transversal N° CTS-21 y de esta a la cinta transportadora longitudinal N° CTS-22 para finalmente cargar el silo asignado.

La cinta longitudinal N° CTS-22 posee un tripeer N° 8 con un cabezal de dos vías en su extremo que permite cargar la línea de silos 300 en una posición o la línea de silos 400 en la otra posición.

Tripper: Carro desplazable sobre el cuerpo de la cinta que se posiciona a la altura del silo a cargar y se conecta a la boca de carga del mismo. Posee un cabezal de dos vías, es decir, que tiene dos direcciones de flujo; la dirección del flujo se cambia de forma manual en función del silo a cargar.

14. Carga Camión (ver plano nº 8)

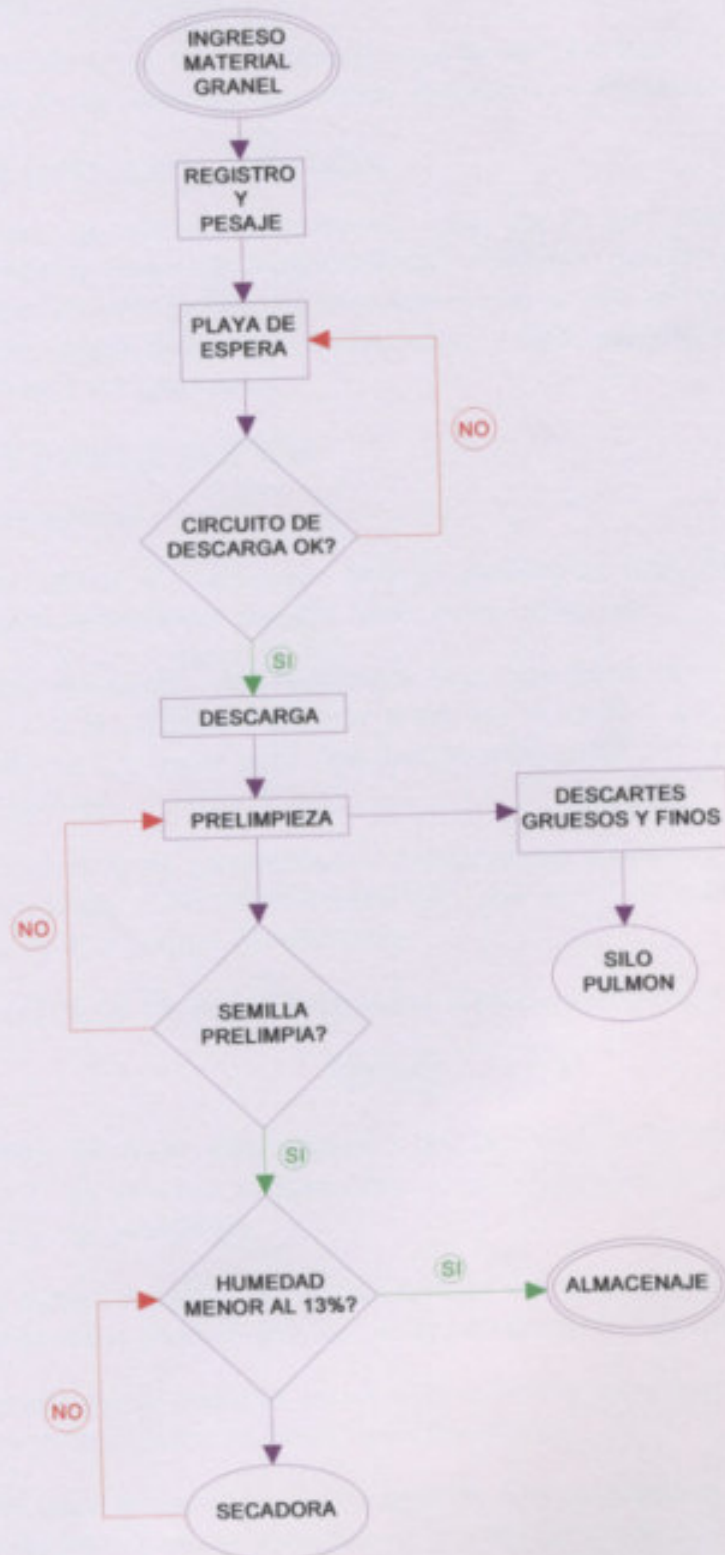
Cuando se desee retirar el material almacenado en la planta, se procede a la descarga del o los silos y a cargar el camión.

Cuando el responsable autoriza el vaciado de un determinado silo, se debe verificar la limpieza de todo el circuito de descarga o de lo contrario que contenga el mismo material. Se posiciona el equipo de transporte bajo el galpón tolva de recibo (bajo la cañería de carga camión) y se procede primero a la carga del chasis y luego se carga el acoplado.

Una vez posicionado el equipo y verificada la limpieza, se abre la boca de descarga del silo y el material cae sobre las cintas N° CTI-21 o N° CTI-22 dependiendo de la línea de silo que se está descargando, la que transporta el material hasta la cinta colectora N° CTI-23 y de ésta hasta la noria N-23 que es la que finalmente carga el camión.

Antes de retirarse de la planta el transportista pasa por la balanza donde se pesa el equipo que fue previamente tarado en su ingreso a planta y de esta forma se obtiene el peso neto de la carga (peso bruto menos tara del equipo).

DIAGRAMA DE FLUJO RECEPCIÓN GRANEL



INVELACION DEL TERRENO

5. NIVELACION DEL TERRENO

5.1. INTRODUCCION

Nivelación es un método geodésico que se aplica a cualquier terreno, independientemente de través de los cuales se determinan elevaciones y diferencias con precisión.

5.1.2. Definición tipo de nivelación:

Existen tres métodos de nivelación utilizados en los trabajos de topografía: nivelación geométrica, nivelación trigonométrica y nivelación por alturas. Cada uno de ellos se basa en posicionamiento global, dos métodos más que son: nivelación por gravedad, el método gravimétrico y el barométrico; y uno último de nivelación: mediante la reducción fotogramétrica.

5.1.3. Nivelación geométrica

Generalidades

Esta método de nivelación permite determinar una distancia en una pendiente variable horizontalmente dirigida hacia arriba o hacia abajo.

Dados dos puntos, A y B, sobre la superficie tipo de terreno, se ha dividido como COTA a la distancia que hay entre los puntos y la distancia de referencia. La diferencia Co entre esos dos puntos está dada por la distancia entre los otros respectivos.

La superficie de comparación o referencia se llama verticalmente la cota de un punto determinado PUNTO FUNDAMENTAL, que para ser una es el punto A siendo CA la cota de la superficie de referencia.

La COTA DE UN PUNTO cualquiera B es la suma como:

$$CB = CA + AB / 2$$

Donde CA es un valor conocido, que puede ser adoptado o establecido previamente, y AB/2 es un valor a determinar, y su determinación será realizada mediante una nivelación geométrica.

La línea visual se ubica entre una estación y los puntos A y B, paralela con las verticales en A y en B respectivamente.

El instrumento a utilizar es un nivel colocado entre los puntos en cuestión, de modo que permita dirigir un plano visual horizontal.

Este plano visual horizontal es paralelo a la línea visual de nivelación, pero también es horizontal, en consecuencia se puede por medio de una alfilerada efectuar lecturas en los respectivos miras.

NIVELACION DEL TERRENO

5. NIVELACION DEL TERRENO

5.1. INTRODUCCION

Nivelación en un término genérico que se aplica a cualquiera de los procedimientos a través de los cuales se determinan elevaciones o diferencias entre las mismas.

5.1.2. Distintos tipos de nivelación

Existen tres métodos de nivelación utilizados en los trabajos topográficos: nivelación geométrica, nivelación trigonométrica y nivelación satelital el cual utiliza el sistema de posicionamiento global; dos métodos más que solo son utilizados por la geodesia, el método gravimétrico y el barométrico; y uno utilizado en cartografía mediante la restitución fotogramétrica.

5.1.3. Nivelación geométrica

Generalidades

Este método de nivelación permite determinar una diferencia de nivel mediante visuales horizontales dirigidas hacia miras verticales.

Dados dos puntos, A y B, sobre la superficie física de la tierra. Se ha definido como COTA a la distancia que hay entre los mismos y la superficie de referencia. La diferencia Δh entre esos dos puntos está dada por la diferencia entre las cotas respectivas.

La superficie de comparación o referencia se define adoptando la cota de un punto denominado PUNTO FUNDAMENTAL, que para este caso es el punto A siendo CA la cota de la superficie de referencia.

La COTA DE UN PUNTO cualquiera B se la obtiene como:

$$CB = CA + \Delta h AB$$

Donde CA es un valor conocido, que puede ser adoptado o calculado previamente, y $\Delta h AB$ es un valor a determinar, y esa determinación será realizada mediante una nivelación geométrica.

La misma consiste en ubicar sendas miras graduadas sobre los puntos A y B, congruentes con las verticales en A y en B respectivamente.

El instrumento a utilizar es un nivel colocado entre los puntos en cuestión, de modo que permite definir un plano visual horizontal.

Ese plano visual horizontal es paralelo a la superficie de comparación la que también es horizontal; en consecuencia es posible por medio de este aparato efectuar lecturas en las respectivas miras.

Dichas lecturas son L_A y L_B , que corresponden a la distancia que hay desde el mojón que materializa el punto hasta donde el plano visual intercepta la mira. Por una propiedad de los segmentos verticales comprendidos entre paralelas horizontales, se tiene que:

$$L_A + C_A = L_B + C_B$$

De modo que:

$$C_B - C_A = L_A - L_B$$

Por definición es:

$$\Delta h_{AB} = C_B - C_A$$

Reemplazando queda:

$$\Delta h_{AB} = C_B - C_A = L_A - L_B$$

De aquí se obtiene el PRINCIPIO FUNDAMENTAL de la nivelación geométrica, también denominado "traslado de cotas" que es:

$$C_B = C_A + L_A - L_B$$

5.2. TRABAJO DE CAMPO

Para la nivelación del terreno de 4 hectáreas se planteo una cuadrícula con distancias entre puntos de 20 metros. Se colocaron pinchotes de referencias en los postes de alambrado para poder realizar cambios de estación.

Debido a la ubicación del terreno no se pudo relacionar los pinchotes a una cota del IGM (Instituto Geográfico Militar), ya que encuentran demasiado lejos para poder atarlo a los pinchotes. Debido a esto las cotas del terreno naturales y las cotas de obra básica no están referidas a una cota cierta, lo que se hizo fue darle al P.F.Nº 1 una cota igual a 100.00 para poder evitar trabajar con lecturas.

El terreno se presentaba con rastrojos de maíz, surcos marcados, etc. A este se le realizara un destape de cubierta exterior de unos 30 cm para quitar estas malezas secas.

Para el trazado del Proyecto de Pavimento y Desagüe utilizaremos las cotas de obra básica, que es la cota del terreno natural menos 30 cm de destape vegetal.

Con el software TOPOCAL obtuvimos las curvas de nivel de la obra básica del terreno (ver plano anexo nº 17).

A continuación se detalla la planilla de nivelación (ver plano anexo nº16):

Punto 16	0.484	100.57	100.09
Punto 17	0.27	100.53	100.26
Punto 18	0.628	100.22	99.59
Punto 19	0.7	100.16	99.46
Punto 20	0.792	100.07	99.27
Punto 21	0.529	100.02	99.49
Punto 22	0.511	100.91	99.41
Punto 23	0.501	100.53	99.73
Punto 24	0.60	100.10	99.70
Punto 25	0.672	99.88	99.20
Punto 26	0.927	99.85	99.93
Punto 27	1.008	99.81	99.81
Punto 28	0.909	99.58	99.58
Punto 29	0.872	99.55	99.55
Punto 30	0.841	99.51	99.51
Punto 31	0.988	99.34	99.34
Punto 32	0.955	99.31	99.31
Punto 33	0.849	99.24	99.24
Punto 34	1.040	99.05	99.05
Punto 35	1.142	98.98	98.98
Punto 36	1.211	98.94	98.94
Punto 37	1.129	98.78	98.78
Punto 38	1.149	98.70	98.70
Punto 39	1.329	98.53	98.53

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
1	P.F.Nº 1	0.848	100.00	
	P.F.Nº 2	0.668	100.18	
	Punto 1	0.695	100.15	99.85
	Punto 2	0.718	100.13	99.83
	Punto 3	0.698	100.15	99.85
	Punto 4	0.701	100.15	99.85
	Punto 5	0.711	100.14	99.84
	Punto 6	0.623	100.23	99.93
	Punto 7	0.923	99.93	99.63
	Punto 8	0.838	100.01	99.71
	Punto 9	0.94	99.91	99.61
	Punto 10	0.982	99.87	99.57
	Punto 11	1.097	99.75	99.45
	Punto 12	1.01	99.84	99.54
	Punto 13	1.009	99.84	99.54
	Punto 14	1.042	99.81	99.51
	Punto 15	0.57	100.28	99.98
	Punto 16	0.482	100.37	100.07
	Punto 17	0.32	100.53	100.23
	Punto 18	0.625	100.22	99.92
	Punto 19	0.7	100.15	99.85
	Punto 20	0.782	100.07	99.77
	Punto 21	0.829	100.02	99.72
	Punto 22	0.841	100.01	99.71
	Punto 23	0.821	100.03	99.73
	Punto 24	0.85	100.00	99.70
	Punto 25	0.872	99.98	99.68
	Punto 26	0.991	99.86	99.56
	Punto 27	1.038	99.81	99.51
	Punto 28	0.959	99.89	99.59
	Punto 29	0.972	99.88	99.58
	Punto 30	0.941	99.91	99.61
	Punto 31	0.989	99.86	99.56
	Punto 32	0.963	99.89	99.59
	Punto 33	0.849	100.00	99.70
	Punto 34	1.048	99.80	99.50
	Punto 35	1.162	99.69	99.39
	Punto 36	1.211	99.64	99.34
	Punto 37	1.129	99.72	99.42
Punto 38	1.148	99.70	99.40	
Punto 39	1.139	99.71	99.41	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
1	Punto 40	1.118	99.73	99.43
	Punto 41	1.111	99.74	99.44
	Punto 42	1.145	99.70	99.40
	Punto 43	1.135	99.71	99.41
	Punto 44	1.185	99.66	99.36
	Punto 45	1.239	99.61	99.31
	Punto 46	1.2	99.65	99.35
	Punto 47	1.24	99.61	99.31
	Punto 48	1.24	99.61	99.31
	Punto 49	1.138	99.71	99.41
	Punto 50	1.311	99.54	99.24
	Punto 51	1.302	99.55	99.25
	Punto 52	1.378	99.47	99.17
	Punto 53	1.295	99.55	99.25
	Punto 54	1.369	99.48	99.18
	Punto 55	1.26	99.59	99.29
	Punto 56	1.21	99.64	99.34
	Punto 57	1.175	99.67	99.37
	Punto 58	1.13	99.72	99.42
	Punto 59	1.158	99.69	99.39
	Punto 60	1.26	99.59	99.29
	Punto 61	1.319	99.53	99.23
	Punto 62	1.322	99.53	99.23
	Punto 63	1.288	99.56	99.26
	Punto 64	1.297	99.55	99.25
	Punto 65	1.261	99.59	99.29
	Punto 66	1.34	99.51	99.21
	Punto 67	1.366	99.48	99.18
	Punto 68	1.31	99.54	99.24
	Punto 69	1.34	99.51	99.21
	Punto 70	1.341	99.51	99.21
Punto 71	1.259	99.59	99.29	
Punto 72	1.16	99.69	99.39	
Punto 73	1.102	99.75	99.45	
Punto 74	1.18	99.67	99.37	
Punto 75	1.27	99.58	99.28	
Punto 76	1.392	99.46	99.16	
Punto 77	1.32	99.53	99.23	
Punto 78	1.321	99.53	99.23	
Punto 79	1.34	99.51	99.21	
Punto 80	1.335	99.51	99.21	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
1	Punto 81	1.42	99.43	99.13
	P.F.N.º 3	1.22	99.63	
2	P.F.N.º. 3	1.172		
	Punto 82	0.95	99.85	99.55
	Punto 83	0.99	99.81	99.51
	Punto 84	1.039	99.76	99.46
	Punto 85	1.022	99.78	99.48
	Punto 86	0.982	99.82	99.52
	Punto 87	1.051	99.75	99.45
	Punto 88	1.073	99.73	99.43
	Punto 89	1.185	99.62	99.32
	Punto 90	1.26	99.54	99.24
	Punto 91	1.137	99.66	99.36
	Punto 92	1.31	99.49	99.19
	Punto 93	1.415	99.39	99.09
	Punto 94	1.349	99.45	99.15
	Punto 95	1.219	99.58	99.28
	Punto 96	1.055	99.75	99.45
	Punto 97	1.053	99.75	99.45
	Punto 98	1.288	99.51	99.21
	Punto 99	1.432	99.37	99.07
	Punto 100	1.438	99.36	99.06
Punto 101	1.443	99.36	99.06	
	P.F.N.º. 4	1.089	99.71	
3	P.F.N.º.4	1.083		
	Punto 102	1.143	99.65	99.35
	Punto 103	1.218	99.58	99.28
	Punto 104	1.232	99.56	99.26
	Punto 105	1.23	99.56	99.26
	Punto 106	1.169	99.63	99.33
	Punto 107	1.092	99.70	99.40
	Punto 108	1.021	99.77	99.47
	Punto 109	0.905	99.89	99.59
	Punto 110	0.831	99.96	99.66
	Punto 111	1.193	99.60	99.30
	Punto 112	1.193	99.60	99.30
	Punto 113	1.205	99.59	99.29
	Punto 114	1.23	99.56	99.26
	Punto 115	1.183	99.61	99.31
Punto 116	1.095	99.70	99.40	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
3	Punto 117	0.972	99.82	99.52
	Punto 118	0.888	99.91	99.61
	Punto 119	0.75	100.04	99.74
	Punto 120	1.125	99.67	99.37
	Punto 121	1.208	99.59	99.29
	Punto 122	1.23	99.56	99.26
	Punto 123	1.223	99.57	99.27
	Punto 124	1.201	99.59	99.29
	Punto 125	1.098	99.70	99.40
	Punto 126	1	99.79	99.49
	Punto 127	0.871	99.92	99.62
	Punto 128	0.86	99.93	99.63
	Punto 129	0.89	99.90	99.60
	Punto 130	0.963	99.83	99.53
	Punto 131	1.06	99.73	99.43
	Punto 132	1.162	99.63	99.33
	Punto 133	1.191	99.60	99.30
	Punto 134	1.261	99.53	99.23
	Punto 135	1.268	99.53	99.23
	Punto 136	1.242	99.55	99.25
	Punto 137	1.168	99.63	99.33
	Punto 138	1.153	99.64	99.34
	Punto 139	1.315	99.48	99.18
	Punto 140	1.268	99.53	99.23
	Punto 141	1.298	99.50	99.20
	Punto 142	1.232	99.56	99.26
	Punto 143	1.195	99.60	99.30
	Punto 144	1.109	99.69	99.39
	Punto 145	1.022	99.77	99.47
	Punto 146	0.953	99.84	99.54
	Punto 147	1.058	99.74	99.44
	Punto 148	1.084	99.71	99.41
	Punto 149	1.112	99.68	99.38
	Punto 150	1.182	99.61	99.31
Punto 151	1.238	99.56	99.26	
Punto 152	1.283	99.51	99.21	
Punto 153	1.28	99.51	99.21	
Punto 154	1.285	99.51	99.21	
Punto 155	1.331	99.46	99.16	
Punto 156	1.15	99.64	99.34	
Punto 157	1.311	99.48	99.18	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
3	Punto 158	1.361	99.43	99.13
	Punto 159	1.385	99.41	99.11
	Punto 160	1.346	99.45	99.15
	Punto 161	1.325	99.47	99.17
	Punto 162	1.322	99.47	99.17
	Punto 163	1.269	99.53	99.23
	Punto 164	1.249	99.55	99.25
	P.F.Nº. 5	1.320	99.47	
	P.F.Nº. 6	1.102	99.69	
4	P.F.Nº. 6	1.402		
	Punto 165	1.632	99.46	99.16
	Punto 166	1.52	99.57	99.27
	Punto 167	1.321	99.77	99.47
	Punto 168	1.26	99.83	99.53
	Punto 169	1	100.09	99.79
	Punto 170	1.119	99.98	99.68
	Punto 171	1.204	99.89	99.59
	Punto 172	1.321	99.77	99.47
	Punto 173	1.172	99.92	99.62
	Punto 174	1.15	99.94	99.64
	Punto 175	1.022	100.07	99.77
	Punto 176	1.025	100.07	99.77
	Punto 177	1.03	100.06	99.76
	Punto 178	1.07	100.02	99.72
	Punto 179	1.18	99.91	99.61
Punto 180	1.22	99.87	99.57	
5	P.F.Nº.6	2.122		
	P.F.Nº.7	1.201	100.613	
	Punto 181	1.396	100.418	100.12
	Punto 182	1.425	100.389	100.09
	Punto 183	1.375	100.439	100.14
	Punto 184	1.412	100.402	100.10
	Punto 185	1.259	100.555	100.26
	Punto 186	1.251	100.563	100.26
	Punto 187	1.23	100.584	100.28
	Punto 188	1.19	100.624	100.32
	Punto 189	1.141	100.673	100.37
	Punto 190	1.178	100.636	100.34
	Punto 191	1.232	100.582	100.28
Punto 192	1.291	100.523	100.22	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
5	Punto 193	1.17	100.644	100.34
	Punto 194	1.098	100.716	100.42
	Punto 195	1.053	100.761	100.46
	Punto 196	1.049	100.765	100.47
6	P.F.N° 8	1.491	99.760	
	P.F.N° 9	1.272	99.979	
	Punto 197	1.47	99.781	99.48
	Punto 198	1.5	99.751	99.45
	Punto 199	1.502	99.749	99.45
	Punto 200	1.513	99.738	99.44
	Punto 201	1.323	99.928	99.63
	Punto 202	1.341	99.910	99.61
	Punto 203	1.302	99.949	99.65
	Punto 204	1.313	99.938	99.64
	Punto 205	1.35	99.901	99.60
	Punto 206	1.325	99.926	99.63
	Punto 207	1.251	100.000	99.70
	Punto 208	1.31	99.941	99.64
	Punto 209	1.238	100.013	99.71
	Punto 210	1.208	100.043	99.74
	Punto 211	1.18	100.071	99.77
	Punto 212	1.219	100.032	99.73
7	PFN° 12	0.472	101.113	
	PFN° 11	0.79	100.795	
	PFN° 10	0.765	100.820	
	Punto 213	0.962	100.623	100.32
	Punto 214	0.832	100.753	100.45
	Punto 215	0.725	100.860	100.56
	Punto 216	1.021	100.564	100.26
	Punto 217	1.09	100.495	100.20
	Punto 218	1.209	100.376	100.08
	Punto 219	1.175	100.410	100.11
	Punto 220	1.129	100.456	100.16
	Punto 221	1.185	100.400	100.10
	Punto 222	1.163	100.422	100.12
	Punto 223	1.16	100.425	100.13
	Punto 224	1.452	100.133	99.83
	Punto 225	1.348	100.237	99.94
Punto 226	1.304	100.281	99.98	
Punto 227	1.205	100.380	100.08	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
7	Punto 228	1.15	100.435	100.14
	Punto 229	1.28	100.305	100.01
	Punto 230	1.375	100.210	99.91
	Punto 231	1.55	100.035	99.74
	Punto 232	1.608	99.977	99.68
	Punto 233	1.43	100.155	99.86
	Punto 234	1.321	100.264	99.96
	Punto 235	1.198	100.387	100.09
	Punto 236	1.22	100.365	100.07
	Punto 237	1.335	100.250	99.95
	Punto 238	1.385	100.200	99.90
	Punto 239	1.63	99.955	99.66
	Punto 240	1.567	100.018	99.72
	Punto 241	1.409	100.176	99.88
	Punto 242	1.309	100.276	99.98
	Punto 243	1.303	100.282	99.98
	Punto 244	1.39	100.195	99.90
	Punto 245	1.35	100.235	99.94
	Punto 246	1.381	100.204	99.90
	Punto 247	1.48	100.105	99.81
	Punto 248	1.409	100.176	99.88
	Punto 249	1.43	100.155	99.86
	Punto 250	1.405	100.180	99.88
	Punto 251	1.421	100.164	99.86
	Punto 252	1.381	100.204	99.90
	Punto 253	1.352	100.233	99.93
	Punto 254	1.348	100.237	99.94
	Punto 255	1.299	100.286	99.99
	Punto 256	1.225	100.360	100.06
	Punto 257	1.3	100.285	99.99
	Punto 258	1.335	100.250	99.95
Punto 259	1.328	100.257	99.96	
Punto 260	1.33	100.255	99.96	
Punto 261	1.323	100.262	99.96	
Punto 262	1.25	100.335	100.04	
Punto 263	1.123	100.462	100.16	
Punto 264	1.1	100.485	100.19	
Punto 265	1.208	100.377	100.08	
Punto 266	1.253	100.332	100.03	
Punto 267	1.275	100.310	100.01	
Punto 268	1.23	100.355	100.06	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
7	Punto 269	1.225	100.360	100.06
	Punto 270	1.185	100.400	100.10
	Punto 271	1.158	100.427	100.13
	Punto 272	1.069	100.516	100.22
	Punto 273	1.1	100.485	100.19
	Punto 274	1.121	100.464	100.16
	Punto 275	1.17	100.415	100.12
	Punto 276	1.13	100.455	100.16
	Punto 277	1.183	100.402	100.10
	Punto 278	1.131	100.454	100.15
	Punto 279	1.085	100.500	100.20
	Punto 280	1.03	100.555	100.26
	Punto 281	1.07	100.515	100.22
	Punto 282	1.042	100.543	100.24
	Punto 283	1.07	100.515	100.22
Punto 284	1.003	100.582	100.28	
8	PFN° 9	1.765	99.979	99.68
	Punto 285	1.325	100.419	100.12
	Punto 286	1.372	100.372	100.07
	Punto 287	1.462	100.282	99.98
	Punto 288	1.611	100.133	99.83
	Punto 289	1.721	100.023	99.72
	Punto 290	1.619	100.125	99.83
	Punto 291	1.502	100.242	99.94
	Punto 292	1.4	100.344	100.04
	Punto 293	1.312	100.432	100.13
	Punto 294	1.351	100.393	100.09
	Punto 295	1.321	100.423	100.12
	Punto 296	1.32	100.424	100.12
	Punto 297	1.299	100.445	100.15
	Punto 298	1.282	100.462	100.16
	Punto 299	1.422	100.322	100.02
	Punto 300	1.423	100.321	100.02
	Punto 301	1.581	100.163	99.86
	Punto 302	1.29	100.454	100.15
	Punto 303	1.29	100.454	100.15
Punto 304	1.33	100.414	100.11	
Punto 305	1.291	100.453	100.15	
Punto 306	1.312	100.432	100.13	
Punto 307	1.352	100.392	100.09	

ESTACION	DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
8	Punto 308	1.461	100.283	99.98
	Punto 309	1.481	100.263	99.96
	Punto 310	1.403	100.341	100.04
	Punto 311	1.428	100.316	100.02
	Punto 312	1.383	100.361	100.06
	Punto 313	1.371	100.373	100.07
	Punto 314	1.442	100.302	100.00
	Punto 315	1.442	100.302	100.00
	Punto 316	1.418	100.326	100.03
	Punto 317	1.4	100.344	100.04
	Punto 318	1.412	100.332	100.03
	Punto 319	1.435	100.309	100.01

Cotas de perfiles tomados en el Km 628 de la Ruta Nacional N° 33 (ver plano N°18)

DESIGNACION	LECTURA MEDIA	COTA TERR. NATURAL	COTA OBRA BASICA
-------------	---------------	--------------------	------------------

PERFIL N° 1

Pin n° 12	1.71	101.113
Fondo de cuneta	3.81	99.013
Banquina	1.41	101.413
Eje de ruta	1.245	101.578
Banquina	1.38	101.443

PERFIL N° 2

Pin n° 1	2.83	100.00
Fondo de cuneta	3.96	98.87
Banquina	1.45	101.38
Eje de ruta	1.228	101.60
Banquina	1.36	101.47

Nuestro nivel 0.00 lo obtendremos de la siguiente fórmula:

$$98.87 + 0.8 + 0.1 + 0.5 = 100.27$$

Donde:

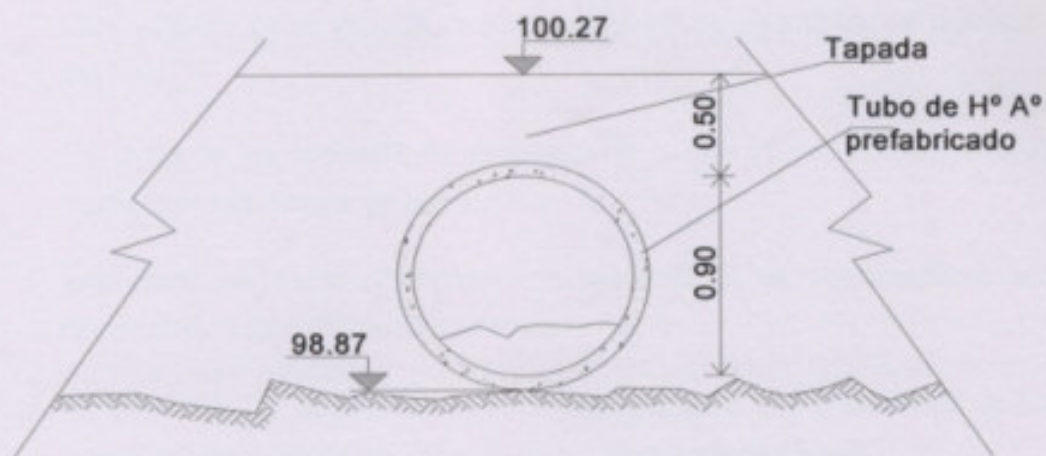
98.813= cota de fondo de cuneta de la Ruta Nacional N° 33 más bajo en lo que respecta a nuestro lote

0.8 = diámetro del tubo de alcantarilla más próximo a nuestro lote

0.1 = espesor aproximado del tubo de alcantarilla

0.5 = tapada adoptada

Queda verificado aquí que todas las estructuras como galpones, silos, comedores, baños, etc. Tendrán un nivel mayor a 100.27, de acuerdo a nuestras cotas.



ENSAYOS de SUELOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Para el estudio de las características físicas del suelo para el cultivo de maíz se tomaron en un estado de suelo arenoso en un lote nuevo con fecha de marzo de 2006.

Los análisis se realizaron por el método de Análisis Químico Asociados de la ciudad de Santa Elena y consta de lo siguiente:

El proyecto de la obra que comprende la instalación de una estación de clima planta, instalaciones e instalaciones computarizadas.

Con el objeto de definir parámetros para estudio de las condiciones se han realizado cuatro sondajes de 75 cm de diámetro y 10 cm de profundidad.

Se detallan los datos realizados en el tiempo y en el laboratorio junto con las conclusiones del mismo.

5.2. TAREAS REALIZADAS EN EL LUGAR

Para realizar los análisis se usó un equipo de perforación rotativa con inyección de agua para seleccionar la zona de estudio.

Se hicieron ensayos de penetración a la penetración de punta (CPT) junto con la toma de muestras para cada uno de ellos. Esto se realizó en tubos de PVC insertos en la estructura de 90 cm de diámetro exterior. Se siguió el procedimiento indicado por ASTM D 1584.

Para medirse indirectamente el contenido de humedad se procedió al volado de los tubos los que se cambiaron a laboratorio para análisis.

A medida que progresaba la perforación se identificaban los tipos de los estratos compuestos por diferentes tipos de suelos según normas de clasificación de suelos realizadas en el laboratorio.

De las muestras de agua de la red se tomaron muestras químicas relacionadas con la agresividad del agua al hormigón.

Con el objeto de tener también variaciones del nivel freático con el tiempo se construye un sistema de tres tubos de diámetro

ENSAYOS de SUELOS

6. ENSAYOS de SUELOS

6.1. INTRODUCCION

Para el cálculo de las cimentaciones elásticas así como para el diseño de pavimento nos basamos en un estudio de suelo realizado en un lote vecino con fecha de marzo de 2006.

Los ensayos fue realizado por el estudio de suelos Gómez Asociados de la ciudad de Bahía Blanca y consta de lo siguiente:

El proyecto de la obra civil comprende la instalación de silos metálicos de base plana, secadoras e instalaciones completarias.

Con el objeto de definir parámetros para diseño de las fundaciones se han realizado cuatro sondeos de 75 mm de diámetro y 20 m de profundidad.

Se detallan las tareas realizadas en el campo y en el laboratorio junto con las conclusiones del estudio.

6.2. TAREAS REALIZAS en el LUGAR

Para realizar los sondeos se uso un equipo de perforación rotativo con inyección de lodo para estabilizar la pared perforada.

Se hicieron ensayos de resistencia a la penetración dinámica SPT junto con la toma de muestras cada metro de avance. Estas se tomaron en tubos de pvc insertos en la cucharada de 50 mm de diámetro exterior. Se siguió el procedimiento indicado por ASTM D 1584.

Para mantener inalterado el contenido de humedad se procedió al sellado de los tubos los que se remitieron al laboratorio para ensayos.

A medida que progresaba la perforación se identificaban los límites de los estratos complementado posteriormente con la identificación de suelos según ensayos de clasificación de suelos realizados en el laboratorio.

Se tomaron muestras de agua de la napa para ensayos químicos relacionados con la agresividad del agua al hormigón.

Con el objeto de medir posibles variaciones del nivel freático con el tiempo se construyo un freatímetro de dos pulgadas de diámetro con filtro mineral.

6.3. ENSAYOS en el LABORATORIO

Se realizaron ensayos de clasificación (granulometría por tamizado y Límites de Atterberg), contenidos de humedad, peso unitario y ensayos mecánicos (triáxiales no drenados escalonados), compresiones laterales de 2 Kg/cm², 3kg/cm² y 4kg/cm².

El procedimiento de clasificación es el que indica el sistema unificado USSC para fines ingenieriles, cuyos símbolos se usaron en la columna estratigráfica (ASTM D 2487-85)

6.3.1. Perfil de suelo – Napa freática

El perfil de suelos se integra con limos no plástico o de baja plasticidad (ML) de color castaño, en estado muy suelto en los primeros 7 metros de profundidad con valores N promedio de 3/4 golpes, seguido hasta 12 metros de profundidad por limos no plásticos sueltos a medianamente densos (N promedio 6/8 golpes)

Desde 12 metros el valor promedio de valores N es de 14 a 18 golpes para 30 cm de penetración y se encontraron en estado medianamente densos. Existen lentes de mayor capacidad donde los valores N pueden alcanzar los 20 golpes.

En las planillas de sondeo pueden leerse los resultados de campo y laboratorio.

Se observa que el perfil de suelo presenta pocas variaciones en sentido horizontal, es decir de un sondeo al otro.

Nivel freático: se ubico a -3.80 metros de profundidad referido a la superficie del terreno natural en el lugar de sondeo.

6.4. TIPO y PROFUNDIDAD de FUNDACION

Se recomienda fundar mediante una zapata anular de hormigón armado sobre un relleno cuyas características se definirán a continuación. La profundidad dentro del relleno será 0.40 m

6.4.1. Excavaciones y relleno posterior

Para eliminar los suelos muy sueltos hasta la zona de saturación capilar, se excavara 2.50 metros de profundidad en un área de excavación que contenga los silos a construir con un sobreancho de 5 m a cada lado, necesario para reducir las presiones que se transmitirán al estrato de limo blando.

A partir de estas dimensiones se excavará con un talud 1V:2.5H

El relleno se realizara en dos etapas:

Utilizando el suelo de la excavación se rellenará una altura de 1.20m en 6 capas de suelo mejorado con cal al 5% en peso (aproximadamente 2 bolsas por metro cúbico).

El grado de compactación será al 95% del Proctor T99 salvo en las dos primeras capas en contacto con el suelo natural blando que se compactarán al 93% del Proctor T99 para aumentar gradualmente el grado de compactación.

La altura restante 1.30 m se rellenará utilizando suelo excavado agregando 7% de cemento en peso (aproximadamente 2.5 bolsas por m³ de relleno) y compactando en capas de 20 cm de espesor salvo la última capa de 30 cm.

El grado de compactación será del 95% del Proctor T99 tanto en el suelo cemento como en el suelo cal.

2.- Carga de masa y coeficiente de fricción

Se calcula la carga de masa del limo en el suelo bajo la carga del silo ya que la carga del relleno se equilibra aproximadamente con el peso del silo por excavación.

La carga de masa de un suelo en un suelo por masa se calcula considerando un ángulo de fricción

ángulo de fricción y reducción respectiva del ángulo de fricción máximo y por el grado de fricción de los suelos considerados.

6.4.2 Cálculo del asiento

Se considera en principio un espacio semiinfinito suelto con modulo elástico $E = 60 \text{ kg/cm}^2$ correspondiente a un suelo no plástico con una relación de vacíos de valor 1.20.

El asiento resulta en el centro resulta:

$$S_{\text{máx}} = 1.2 \text{ kg/cm}^2 \times 1545 \text{ cm} / 60 \text{ kg/cm}^2 = 31 \text{ cm}$$

Este valor debe corregirse considerando el espesor comprensible de 15 m de profundidad. Así resulta el asiento real estimado:

Para $H/B = 1$

$B =$ diámetro del silo

El factor a de corrección vale 0.40 y en consecuencia:

$$S_{\text{centro}} = 0.40 \times 31 \text{ cm} = 12.50 \text{ cm}$$

1.-Distorsión

El asiento del borde del silo según la teoría elástica es de 64% del asiento del centro calculado en 12.50 cm

La diferencia de asiento centro borde será así de 4.5 cm. Considerando el radio del silo de 7.70 m la distorsión valdrá:

$$\Delta = 4.5 / 770 = 1 / 170$$

Este valor es aceptable para fundaciones elásticas.

2.- Carga de rotura y coeficiente de seguridad

Se calcula la carga de rotura del limo arenoso suelto bajo la carga del silo ya que la carga del relleno se equilibra aproximadamente con el peso aliviado por excavación.

La carga de rotura de un suelo arenoso suelto por corte se calculo considerando un ángulo de fricción

ángulo de fricción ϕ' reducido respecto al ángulo de fricción verdadero ϕ por el grado suelto de los suelos considerados:

$$\text{tg } \phi' = 2/3 \text{ tg } \phi$$

$$\phi' = 17^\circ$$

La expresión de la carga de rotura es:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad \text{Terzaghi 1943}$$

$$\gamma = 1.55 \text{ tn/m}^3$$

$$B = \text{diámetro del silo} = 1547 \text{ cm}$$

$$N_\gamma = 3$$

$$D = 2.5 \text{ m altura del relleno}$$

$$N_q = 5$$

Los valores de los factores de capacidad de carga N_γ , N_q de tabla como función $\phi' = 17^\circ$

Reemplazando resulta:

$$q_r = 55 \text{ tn/m}^2$$

$$F = \text{coeficiente de seguridad carga estática} = 55 \text{ tn/m}^2 / 12 \text{ t/m}^2 = 4.6$$

Este valor indica que la situación crítica no es el coeficiente de seguridad sino los asentamientos.

6.4.3. Presión admisible para dimensionado zapata anular de silo

La zapata anular se construirá sobre un relleno de 2.50 m de altura formado por suelos compactados provenientes de la excavación mejorados con cemento hasta 1.30 m de profundidad y por debajo hasta 2.50 m por suelo cal.

La zona activa de la zapata cuyo ancho se estima en 2.00 m se desarrollará casi totalmente en estos suelos.

Considerando para estos suelos mejorados un valor $N = 10$ resulta una presión $q_{adm} = 0.15 N = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ para un asiento de $1.5''$. Con esta presión se dimensionará el ancho de la zapata del silo.

6.5. RESUMEN y CONCLUSIONES

1.- Se recomienda fundar mediante una zapata anular sobre un relleno construido dentro de una excavación de 2.50 m de profundidad.

2.- Los 1.20 m inferiores se rellenarán con suelo mejorado con cal al 5% (2 bolsas por metro cúbico) usando el suelo extraído por excavación en capas de 0.20 m de espesor compactado.

El grado de compactación será del 95% del Proctor T99. Las dos capas inferiores al 93 %.

3.- El relleno de los 1.30 m superiores será suelo mejorado con cemento al 7% de cemento en peso (aproximadamente 2 bolsas y media por metro cúbico de relleno). El grado de compactación será del 95% del valor máximo del Proctor T99.

4.- La zapata anular del silo se dimensionará con una presión sobre el suelo cemento de 1.50 kg/cm² y se fundará a 0.40 m de profundidad dentro del relleno.

5.- Los asientos calculados y el coeficiente de seguridad son adecuados con este diseño.

6.- Para taller y oficinas las fundaciones serán por zapatas continuas de hormigón armado sobre un relleno compactado de 30 cm al 95% del Proctor T99.

El relleno se construirá con suelos calcáreos.

7.- La presión admisible para dimensionar el ancho de las zapatas continuas será de 0.70 kg/cm² y el módulo de balasto de valor 1200 t/m³ correspondiente a un asiento de 25 mm que es admisible para construcciones con estructuras y cerramientos de mamposterías.

2. CAMINOS DE LA PLANTA

2.1. ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA CALZADA

2.1.1. Calzada

La elección del tipo de calzada no es una decisión del área de diseño preliminar, pero será gran importante en las decisiones en cuanto a la técnica constructiva, ya que está prevista a las necesidades de tránsito en el terreno seleccionado.

Para nuestro proyecto se utilizará pavimentos de hormigón de concreto armado, lo que representa a la categoría superior de pavimento.

2.1.2. Pendientes transversales

Las calzadas en los alineamientos rectos tienen una sección transversal abovedada formada por un perfil parabólico.

En nuestra decisión el condicionante no posee condiciones ideales, por lo que el drenaje de la calzada se deberá manejar un elevamiento transversal curvo para luego terminar en canales laterales a cada lado. Ver plano nº 20.

En la tabla siguiente se muestran los rangos recomendados de pendientes transversales de acuerdo al tipo de superficie de pavimento.

Categoría de pavimento	Pendientes transversales
Supera	1% - 2%
Intermedia	2% - 3%
Inferior	3% - 4%

Tabla 8.1

De acuerdo a la información anteriormente adaptamos una categoría de pavimento superior con una pendiente transversal del 1,5%.

2.1.3. Ancho de carril

Se adopta un ancho de calzada de 6 y 10 m, con una sola dirección de circulación en todas las curvas.

CAMINOS de la PLANTA

7. CAMINOS DE LA PLANTA

7.1. ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA CALZADA

7.1.2. Calzada

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 pavimento de hormigón de cemento portland, lo que representa a la categoría superior de pavimento.

7.1.3. Pendiente transversal

Las carreteras en los alineamientos rectos tienen una sección transversal abovedada formada por un gálibo parabólico.

En nuestro diseño el coronamiento no posee cordones laterales; por lo cual el desagüe de la calzada se efectúa mediante un alineamiento transversal curvo para luego terminar en canales laterales a cielo abierto. Ver plano nº 20.

En la tabla siguiente se transcriben los rangos recomendados de pendiente transversales de acuerdo al tipo de superficie de rodamiento adoptada:

<i>Categoría de pavimento</i>	<i>Pendiente transversal</i>
Superior	1% - 2%
Intermedia	2% - 3%
Inferior	2% - 4%

Tabla 8.1.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente adoptamos una categoría de pavimento superior con una pendiente transversal del 1.5%.

7.1.4 Ancho de calzada

Se adopta un ancho de calzada de 8 y 10 m. con una sola dirección de circulación en todos los casos

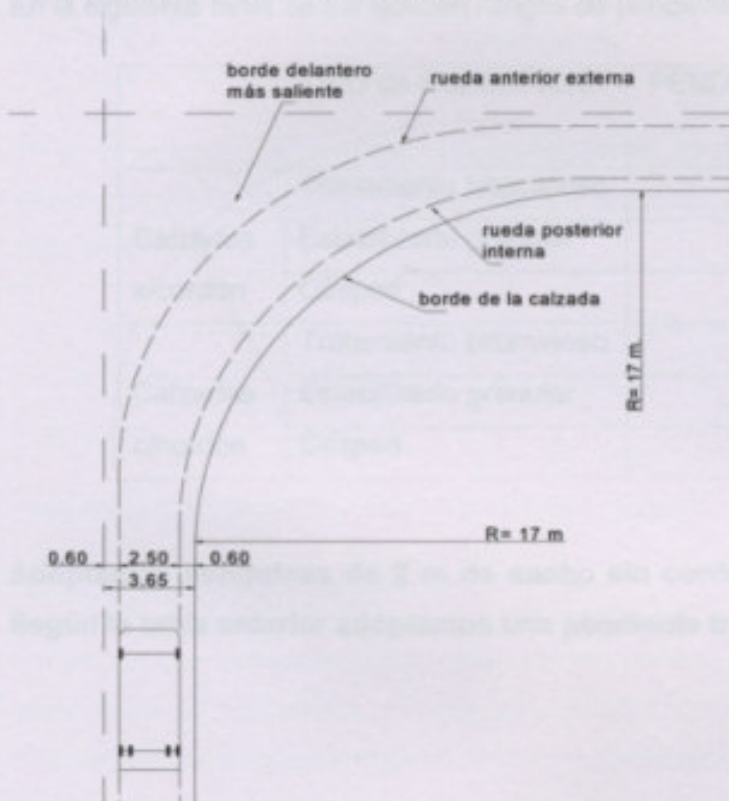
7.1.5 Radios mínimos

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.

7.1.6. Banquinas

Las banquetas cumplen múltiples funciones. Para nuestro proyecto nos proveerán espacios laterales para señalamientos y defensas y proporcionaran un soporte lateral a la estructura del pavimento.

Las banquetas se identifican con los taludes mediante curvas apropiadas de manera de eliminar el consiguiente ángulo de quiebre. La identificación de la curva varía entre 1 y 2 m.

Las banquetas deben tener una pendiente transversal suficiente para asegurar el correcto drenaje superficial de coronamiento.

La pendiente transversal es función del tipo de superficie de la banquina y su valor máximo está limitado por la incomodidad que pueda provocar en el conductor la inclinación del vehículo.

En la siguiente tabla se transcriben rangos de pendiente transversal en banquetas.

TIPO de SUPERFICIE		PENDIENTE TRANSVERSAL BANQUINA
Calzadas s/cordón	Tratamiento bituminoso	3% - 5%
	Estabilizado granular	4% - 6%
	Césped	8%
Calzadas c/cordón	Tratamiento bituminoso	2%
	Estabilizado granular	2% - 4%
	Césped	3% - 4%

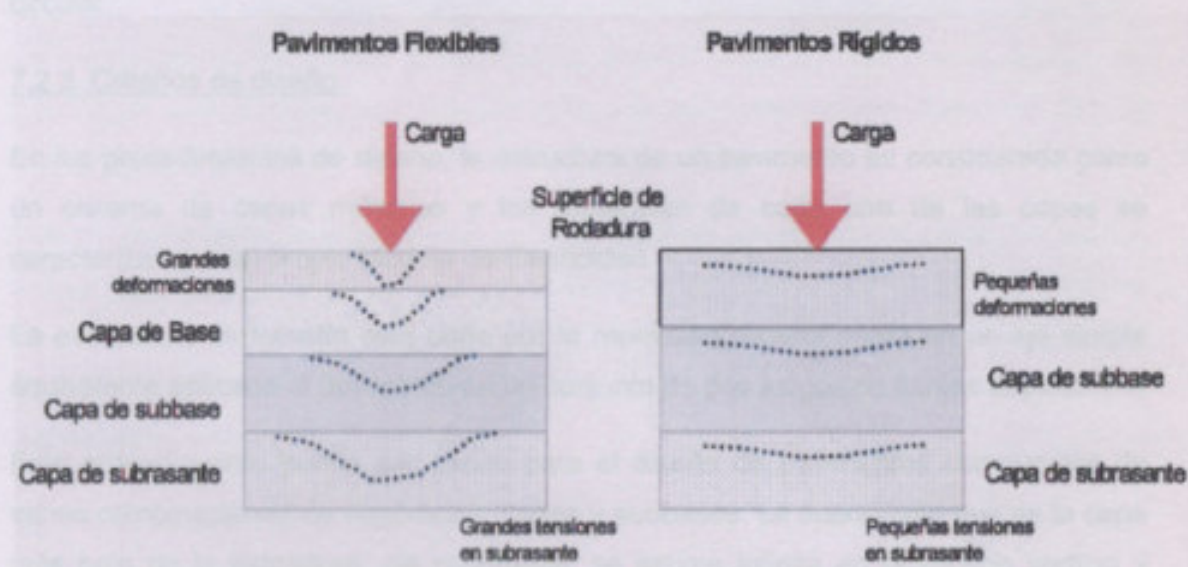
Tabla 8.2.

Adoptamos banquetas de 2 m de ancho sin cordón con estabilizado granular. Según la tabla anterior adoptamos una pendiente transversal de 6 %

7.2. TRAZADO DE PROYECTO DE PAVIMENTO

7.2.1 Tipos de pavimentos

Los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. El comportamiento de los mismos al aplicarles cargas es muy diferente:



En un pavimento rígido, debido a la consistencia de la capa de rodadura, se produce una buena distribución de las cargas, dando como resultado tensiones muy bajas en la capa de subrasante.

Lo contrario sucede en los pavimentos flexibles, la superficie de rodadura al tener menor rigidez, se deforma más y se producen mayores tensiones en la capa de subrasante.

Para nuestro caso adoptaremos Pavimentos Rígidos.

7.2.2. Consideraciones generales

Dentro de las consideraciones que deben tomarse en cuenta para el diseño de estructuras de pavimento, es necesario analizar fundamentalmente la problemática que representa el comportamiento de los pavimentos debido al tránsito, ya que este se incrementa conforme al desarrollo tecnológico y crecimiento demográfico, en nuestro caso debido a la continua expansión de la capacidad de almacenaje de la planta que puede presentar.

Es necesario la selección de apropiados factores para el diseño estructural de los diferentes tipos de pavimentos, por lo que deberá tomarse en cuenta la clasificación del camino a pavimentar, la selección de los materiales a utilizarse, el tránsito y los procesos de construcción. Es necesario tener conocimiento sobre el tránsito, medio ambiente y condiciones de la subrasante para la cantidad de vehículos que van a circular.

7.2.3. Criterios de diseño

En los procedimientos de diseño, la estructura de un pavimento es considerada como un sistema de capas múltiples y los materiales de cada una de las capas se caracterizan por su propio Módulo de Elasticidad.

La evaluación de tránsito está dada por la repetición de una carga en un eje simple equivalente aplicado al pavimento en un conjunto de dos juegos de llantas dobles.

Este procedimiento puede ser usado para el diseño de pavimentos compuestos de varias combinaciones de superficies, bases y subbases. La subrasante que es la capa más baja de la estructura de pavimento, se asume infinita en el sentido vertical y horizontal; las otras capas de espesor finito son asumidas finitas en dirección horizontal; las otras capas de espesor finito son asumidas finitas en dirección horizontal. En la superficie de contacto entre las capas se asume que existe una completa continuidad o adherencia.

Si el esfuerzo de tensión horizontal es excesivo, pueden resultar grietas en la capa de rodadura. Si la fuerza vertical de compresión es excesiva, resultarán deformaciones permanentes en la estructura de pavimento debido a la sobre carga en la subrasante. Una excesiva deformación de las capas solamente puede ser controlada por las limitaciones de las propiedades de los materiales.

7.3.1.2 Densificación

Para compilar la base de subrasante, el espesor de esta debe cumplir con las especificaciones, densidad, resistencia y compactación en su totalidad tanto como la densidad especificada para el proyecto.

7.3. ELEMENTOS QUE INTEGRAN UN PAVIMENTO RÍGIDO

7.3.1 Subrasante

Es la capa de terreno que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar deformada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño. La característica especial que define la propiedad en los materiales que la componen, se conoce como Módulo de Resiliencia (M_r).

El espesor del pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante, por lo que esta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento rígido es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

7.3.1.1 Materiales

Tiene que estar libre de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado para subrasante en el tramo correspondiente o considerar la estabilización de los suelos subyacentes.

En general los materiales apropiados para capa de subrasante, son los suelos de preferencia granulares con porcentajes de hinchamiento según AASTHO T-193 y que no tengan características inferiores a los suelos que se encuentran en el tramo. Los suelos clasificados como A-8, son materiales inadecuados para la capa de subrasante, ya que son suelos orgánicos.

Cuando en la subrasante aparezcan áreas con este tipo de material deberá reemplazarse por otro que llene los requisitos para subrasante haciendo previamente la remoción del material inapropiado.

7.3.1.2. Compactación

Para compactar la capa de subrasante, el espesor de esta debe escarificarse, homogeneizarse, mezclarse, conformarse y compactarse en su totalidad hasta obtener la densidad adecuada para el proyecto.

7.3.2. Subbase

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la subbase. La subbase debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

7.3.2.1. Materiales

El material de la subbase deberá ser seleccionado y tener un mayor valor soporte (CBR) que el material de la subrasante y su espesor será variable por tramos, dependiendo de las condiciones y características de los suelos existentes en la subrasante.

7.3.2.2. Compactación

El material de la subbase debe ser tendido en capas no mayores de 20 cm de espesor. Este debe homogeneizarse y conformarse, agregándoles la cantidad de agua que sea necesaria para lograr la compactación en su totalidad, hasta alcanzar la densidad máxima.

7.3.3. Superficie de rodadura

Es la capa superior de la estructura de pavimento, construida con concreto hidráulico, por lo que debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, basan su capacidad portante en la losa, más que en la capacidad de la subbase, dado que no usan capa de subbase. En general el concreto distribuye mejor las cargas hacia la estructura del pavimento.

7.3.3.1. Materiales

- **Cemento Tipo Portland:** los cementos deben ajustarse a las Normas AASHTO para los Cementos Portland. Además se debe indicar la resistencia del mismo H-21, H-30 que corresponde a una resistencia mínima a 28 días
- **Agregados finos:** debe consistir en arena natural o manufacturada, compuesta de partículas duras y durables,

- **Agregados gruesos:** deben consistir en gravas o piedras trituradas, trituradas parcialmente o sin triturar
- **Agua:** el agua para mezclado y curado del concreto y lavado de agregados deben ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales como aceites, ácidos, azúcar, sales, sulfatos, cloruros, material orgánico y otras sustancias perjudiciales para el concreto y acero
- **Aditivos:** el uso de aditivos para el concreto tiene por objeto mantener y mejorar la composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica.

7.4. PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL

Antes de iniciar la jornada de pavimentación, deben revisarse todas las medidas de seguridad y tomar las precauciones para el personal de obra. Para iniciar trabajos previamente se deberán revisar los siguientes puntos:

- Revisión de todo el equipo involucrado en la pavimentación
- Que se cuente con una distancia aceptable de tramo a pavimentar
- Disponibilidad de materiales, tanto en volumen como en calidad.
- Herramientas necesarias para la colocación del concreto tales como: aspersores, vibradores manuales, regla vibratoria.
- Equipo y agua suficiente para humedecer la subrasante
- Verificación topográfica de niveles tanto de subrasante como de cimbra
- Planeación de juntas frías
- Revisión de pronóstico del tiempo.

Una vez que se haya realizado la revisión preliminar, se autorizara la pavimentación la cual, en general consta de lo siguiente:

1. *Preparación de la subrasante y subbase*
2. *Nivelación y marcación del lugar a ejecutar el camino*
3. *Colocación del concreto dentro de los moldes geométricos previamente fijados*
4. *Acabado superficial:* es el proceso para obtener la textura de la superficie del concreto acorde a las especificaciones del proyecto, homogéneas, seguras y durables, mediante sencillas técnicas y de rápida ejecución usando herramientas adecuadas. Primero se realiza el afine, para conseguir una superficie adecuada y obtener un buen texturizado, resistencia a la fricción del tránsito sin afectar la geometría dejada en el tendido del concreto. No se debe hacer el terminado mientras se observe la presencia de agua en la superficie. El éxito en obtener un buen acabado radica en el tipo de

concreto, el clima y la velocidad del viento. Normalmente se utilizan llanas a las que se les adapta un mango largo para cubrir el ancho de la pavimentación, en la unión entre mango y llana se instala un pivote que permite ajustar el ángulo de ataque y evitar que penetre la losa. Las llanas más comúnmente usadas son las tipos perfil acanalado y tratadas con tungsteno o material similar, se conocen como llanas canal o "aviones" si su dimensión es importante. El trabajo del terminador acaba cuando obtiene una superficie pareja y sin marcas de las llanas. El proceso experimentado por el concreto superficialmente, una vez tendido y compactado, es la liberación de agua de sangrado, y posteriormente va secando esta superficie, adquiriendo un tono mate que indica el momento del texturizado. Normalmente la primera pasada de la llana abre los poros y permite salida de pequeñas cantidades de agua y aire presente cerca de la superficie, las segunda pasada o el uso de otra herramienta busca cerrar los poros abiertos y sacar a la superficie granos de arena, esta otra herramienta puede ser una llana fina tipo fresno.

5. *Microtexturizado longitudinal:* en algunas partes se acostumbra efectuar esta labor que se realiza corriendo una tela de yute húmeda a lo largo del tramo de concreto una vez que se ha logrado un buen afinado y que la superficie está seca para que permite la presencia de granos de arena después del paso de la tela. Las variables a controlar son la humedad de la tela, el tiempo de aplicación y la velocidad de aplicación. El exceso de humedad se percibe con la presencia de burbujas de agua detrás del paso de la manta, por el contrario la falta de humedad levanta el concreto. El tiempo de aplicación debe ser al cambio del tono del concreto de brillante a mate.

6. *Macrottexturizado transversal:* Normalmente se realiza con peine metálico, permite la rápida evacuación de agua de la superficie del pavimento, permitiendo el contacto entre los neumáticos de los vehículos y evitando el acuaplaneo. Las variables a tener en cuenta son el tiempo de aplicación, la profundidad del texturado y la separación de las cerdas. La Profundidad del texturizado debe estar entre los 3 y 6mm, que es el suficiente para que se marque el peine, pero de tal forma que el agregado grueso no se levante o se mueva y no se marque en exceso.

7. *Curado del concreto:* Se aplicará en la superficie del concreto una membrana de curado a razón de un litro por medio cuadrado (1 lt/m^2) para obtener un espesor uniforme de aproximadamente un milímetro (en este aspecto, deberá aplicarse de acuerdo a lo enunciado en la ficha técnica del producto a usar), que deje una membrana impermeable y consistente de color claro, que impida la evaporación del

agua que contiene la mezcla de concreto fresco. Los compuestos curadores más adecuados tienen un pigmento de color blanco, esto les da la ventaja de no concentrar el calor en el concreto y permite distinguir las zonas ya tratadas y la uniformidad de su aplicación. El concreto curador se aplica con un espesor inmediatamente después efectuado el texturizado y la segunda después del texturizado transversal, aunque en ocasiones y con el fin de proteger el concreto de la acción del sol y vientos fuertes rasantes, se puede hacer en dos etapas aplicando la primera antes del microtexturizado y la segunda después del texturizado transversal. El espesor de la membrana podrá reducirse si, de acuerdo con las características del producto que se use, se puede garantizar su integridad, cubrimiento de la losa y duración, de acuerdo con las especificaciones del fabricante de la membrana de curado.

8. *Modulación de las losas:* Es proveer la geometría de tableros diseñadas por el especificador para inducir el agrietamiento de manera controlada.

- i. *Corte de juntas en el concreto.* La profundidad del corte deberá ser de un tercio del espesor de la losa; este corte deberá realizarse cuando el concreto presente las condiciones de endurecimiento propicias para su ejecución y antes de que se produzcan agrietamientos no controlados. Si es antes de tiempo, se originan despostillamientos de la losa, si es tardía se estaría permitiendo que el concreto definiera los patrones de agrietamiento y de nada servirán los cortes por realizar. Este tiempo de corte depende de las condiciones de humedad y clima de la zona, así como la mezcla de concreto; por lo general el corte debe iniciar a las 4 o 6 horas de haber colocado el concreto, y deberá terminar antes de las 12 horas de colocado. Deberán realizarse primeramente los cortes transversales y posteriormente los longitudinales.
- ii. *Ensanche de juntas.* También segundo corte, e realiza para obtener suficiente espacio donde alujar el material que se usara en el sello y de esta forma ofrece un "factor de forma" apropiado (en profundidad y ancho) para el correcto desempeño del sellado. El corte de ensanche se hace con cortadora de corte húmedo y se hace con un disco de 6mm de espesor o bien apilando dos disco de 3mm de espesor, cortando a una profundidad menor que el primer corte.
- iii. *limpieza y sello de junta.* La limpieza de juntas es necesaria para evitar que se alojen materiales incompresibles en la junta y permitir una perfecta adherencia entre el sellador y el concreto. Las actividades generales de esta etapa son:

- lavado de la junta con agua a presión
- limpieza de la junta o rasqueteo
- secado con aire a presión
- inserción de la cintilla de respaldo
- aplicación del material de sello

9. *Juntas frías:* Se debe realizar una planeación adecuada de juntas frías, para mantener la uniformidad en el pavimento y evitar desperdicios o faltantes de concreto. Siempre se deberá de tratar de hacer coincidir las juntas frías con una junta de contracción.

De acuerdo a los análisis de tráfico requeridos se utilizará como subrasante de la letrero natural compactado al 99% del Proctor estándar.

Además de las curvas, se usará el mismo tratamiento a las playas de maniobra y playas de estacionamiento. (Memoria N° 10).

Para efectuar el análisis de estabilidad del pavimento se utilizó el programa de cómputo y establecer las dimensiones de la sección transversal para recibir las cargas previstas, se ha utilizado los datos del DDTG para el Diseño de Pavimentos y Estructuras (Anexo para el proyecto de espigas) según la sección transversal que proporciona el espesor de las juntas en función de las cargas por eje tandem y del módulo de resaca "N" de la subrasante.

Figura adjunta, un gráfico complementario que relaciona espesores y longitudes de juntas.

7.5. DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

En el presente capítulo dimensionaremos el paquete estructural de los caminos de la planta.

Debido a que los mismos estarán sometidos en un 90% a transportes pesados, los que producen el 100% del deterioro de las rutas Argentinas y teniendo en cuenta la necesidad de transitar dentro de la planta bajo cualquier condición climática; se ha elegido para el diseño de los caminos:

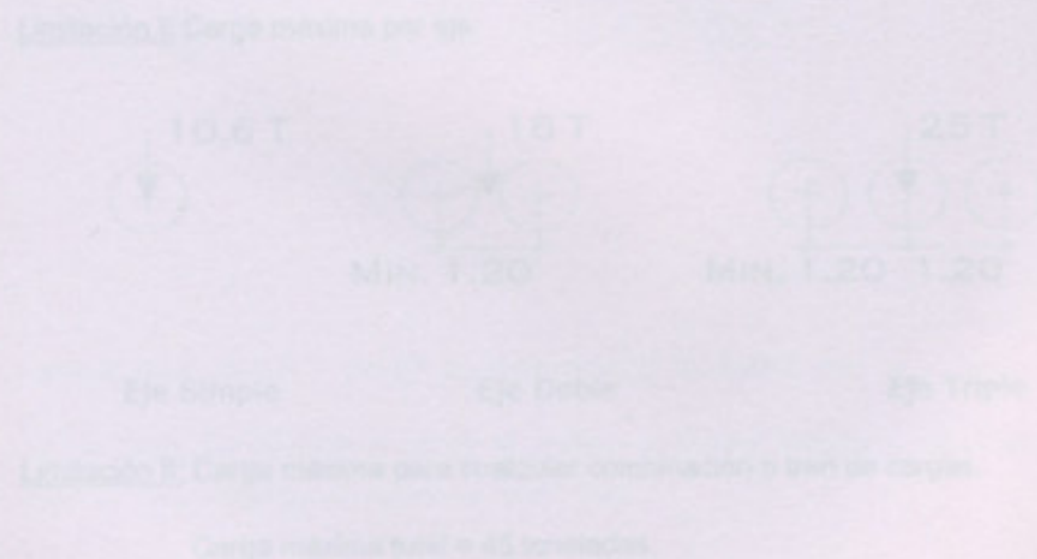
7.5.1. Pavimento Rígido de Hormigón.

De acuerdo a los ensayos de suelos realizados se utilizara como subrasante se el terreno natural compactado al 98% del Proctor estándar.

Además de los caminos, se dará el mismo tratamiento a las playas de maniobra y playas de estacionamientos. (Ver plano N° 19).

Para efectuar el análisis de tensiones a que estará sometido el pavimento de hormigón y establecer las dimensiones de la sección transversal para resistir las cargas previstas, se ha utilizado La Guía ASSHTO para el Diseño de Pavimentos y Estructuras (Ábaco para el proyecto de espesores) gráfico en escala logarítmica que proporciona el espesor de las losas en función de las cargas por eje tandem y del módulo de reacción "k" de la subrasante.

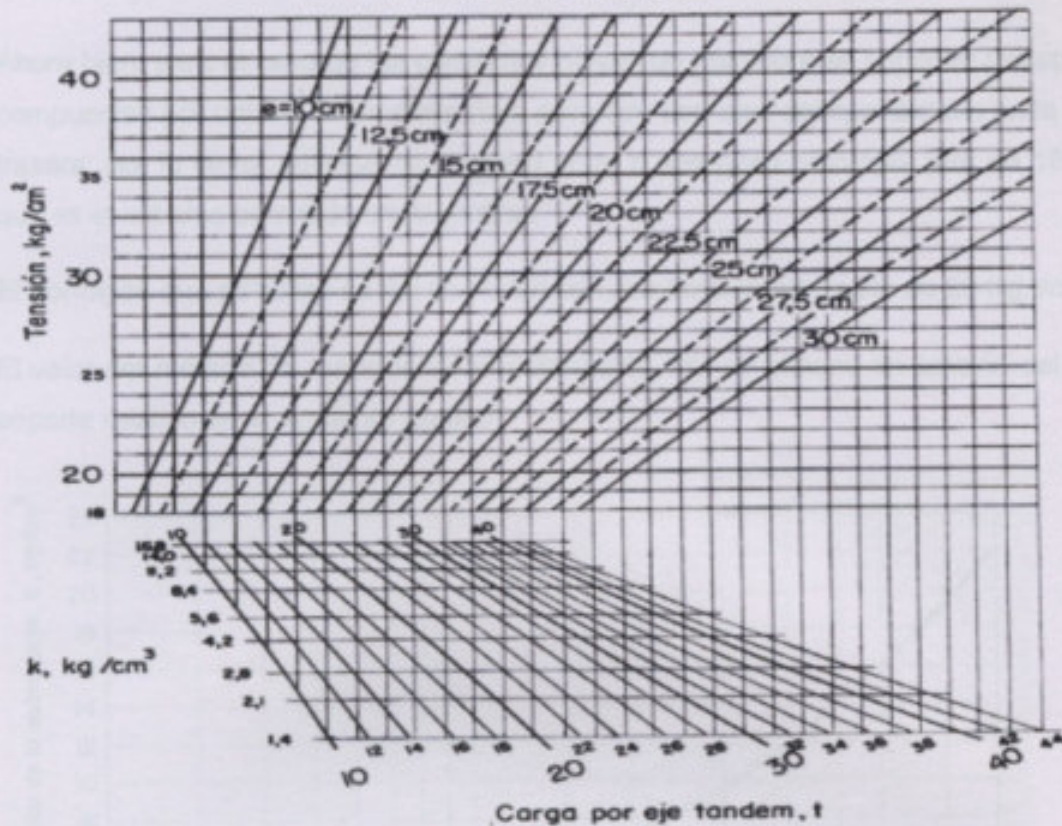
Figura además, un gráfico complementario que relaciona espesores y tensiones de flexión σ_f .



PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

ÁBACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

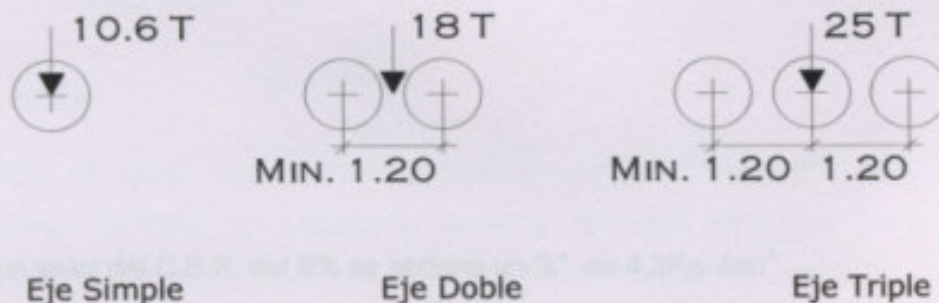
Fig.10- EJES TANDEM



7.5.2. Cargas máximas reglamentarias

Cargas máximas por el Reglamento Argentino – Normas sobre pesos máximos de vehículos.

Limitación I: Carga máxima por eje.



Limitación II: Carga máxima para cualquier combinación o tren de cargas.

Carga máxima total = 45 toneladas.

NOTAR QUE ALGUNOS TRENES O COMBINACIONES POR LIMITACION DE CARGA TOTAL, NO PUDEN TRANSPORTAR LA CARGA MAXIMA EN TODOS SUS EJES.

Ahora bien, para el caso de los caminos y playas de maniobra se suponen transportes compuestos por unidad automotora más acoplado con ejes del tipo tándem en la parte trasera; por lo tanto, adoptamos un peso bruto o sea peso neto más tara de 18 Ton. que es el máximo permitido en Argentina.

El hormigón que se utiliza es del tipo H-30 con una tensión admisible de 23 Kg. /cm².

El valor del módulo de reacción de la subrasante, "k", se obtiene en función del valor soporte relativo en el siguiente grafico:

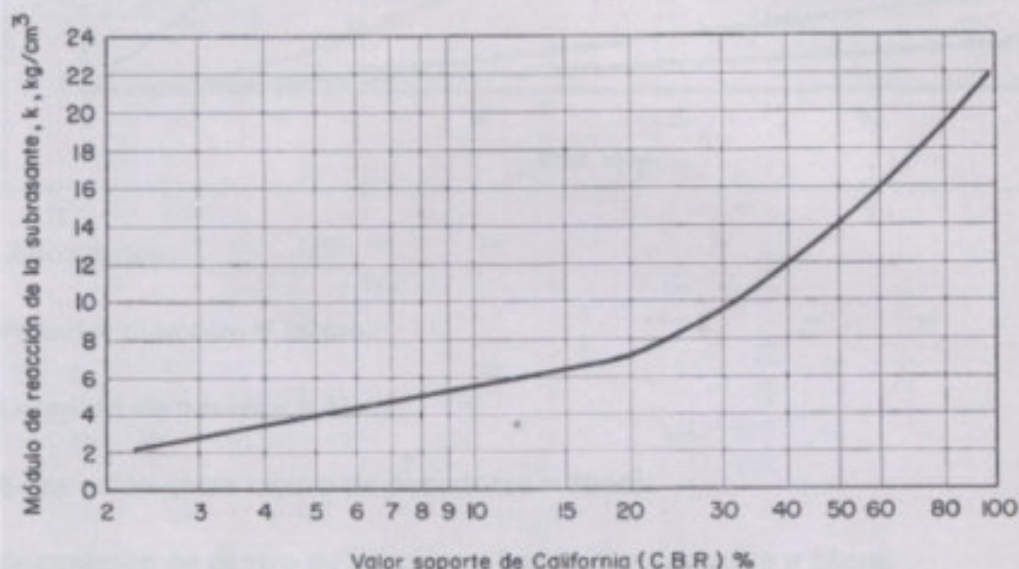


FIG. 7. Relacion entre el valor soporte de California (C.B.R.) y el módulo de reacción de la subrasante (k)

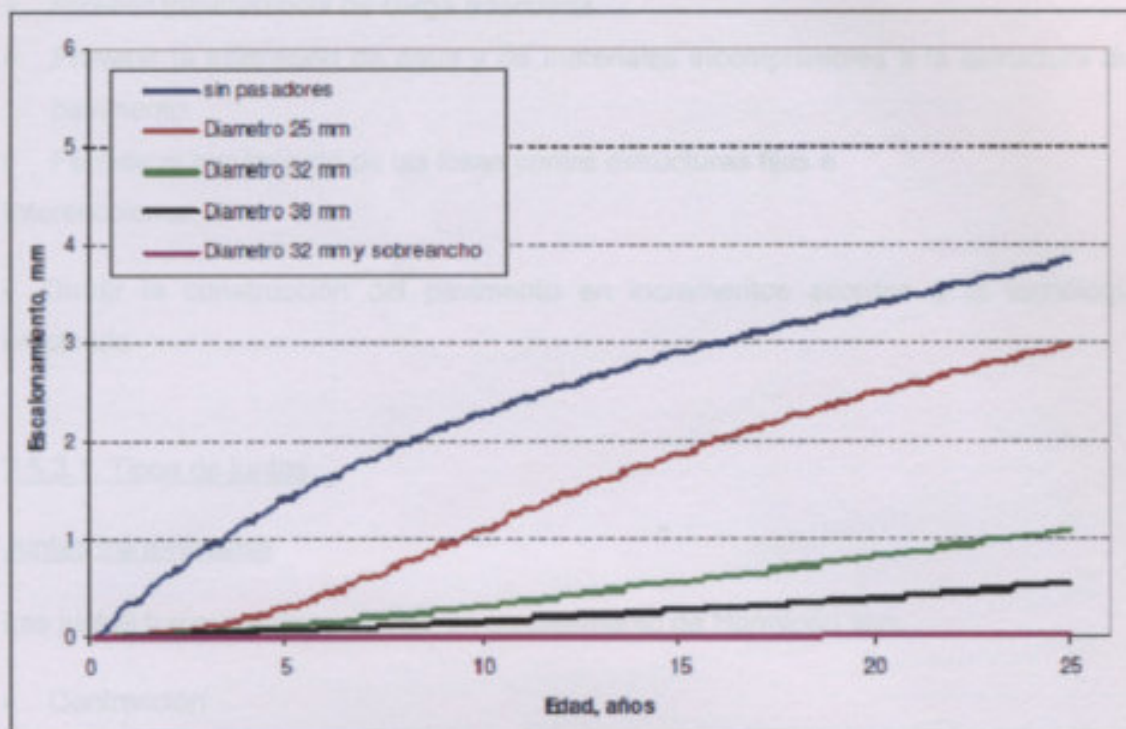
Tabla 7

El objetivo es "copiar" el patrón de formación que naturalmente desarrolla el pavimento en servicio mediante un método rápido y sencillo de pruebas tradicionales y modernas para la

Para un valor del C.B.R. del 6% se obtiene un "k" de 4,3Kg. /cm³.

Por lo tanto, se procede a entrar al gráfico con estos valores y se obtiene que el espesor de pavimento necesario es de 17,2cm.

El espesor de hormigón adoptado es de 18 cm.



Adoptamos:

Pasador diámetro = 25mm.

Longitud de pasador = 45cm.

Separación entre centro de pasadores = 30cm.

Separación de centro de pasador a borde de pavimento = 15cm.

Separación entre juntas de dilatación = 100m.

7.5.3. Juntas

El objetivo es "copiar" el patrón de fisuración que naturalmente desarrolla el pavimento en servicio mediante un adecuado diseño y ejecución de juntas transversales y longitudinales, e incorporar en las mismas mecanismos apropiados para la transferencia de cargas.

Un adecuado diseño de las juntas permitirá:

- Prevenir la formación de fisuras
- Proveer transferencia de carga adecuada.
- Prevenir la infiltración de agua y de materiales incompresibles a la estructura del pavimento.
- Permitir el movimiento de las losas contra estructuras fijas e Intersecciones.
- Dividir la construcción del pavimento en incrementos acordes a la tecnología empleada.

7.5.3.1. Tipos de juntas

Juntas transversales

Las juntas transversales posibles en un pavimento de Hormigón son:

- Contracción
- Construcción
- Expansión / Dilatación

Juntas longitudinales

Las juntas longitudinales son:

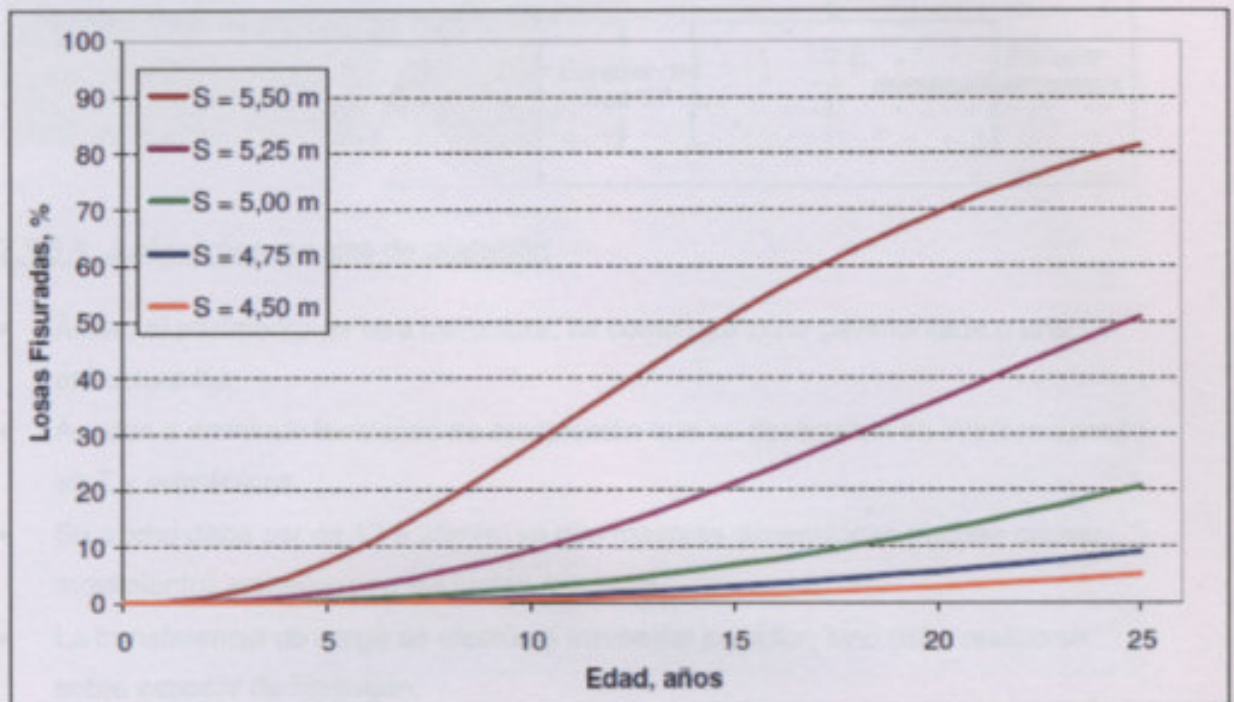
- Contracción
- Construcción

7.5.3.2. Disposición de juntas

Juntas transversales de contracción

La separación máxima recomendada para las juntas transversales de contracción: 6,0 m.

- Relación largo/ancho $< 1,5$ (Recomendado $\leq 1,25$).
- Otros factores que influyen: Coef. Dilatación Térmica del H^o, Rigidez de la base, Condiciones Climáticas, etc.



Adoptamos: Separación de junta de contracción = 4,50m.

7.5.3.3. Juntas transversales de construcción

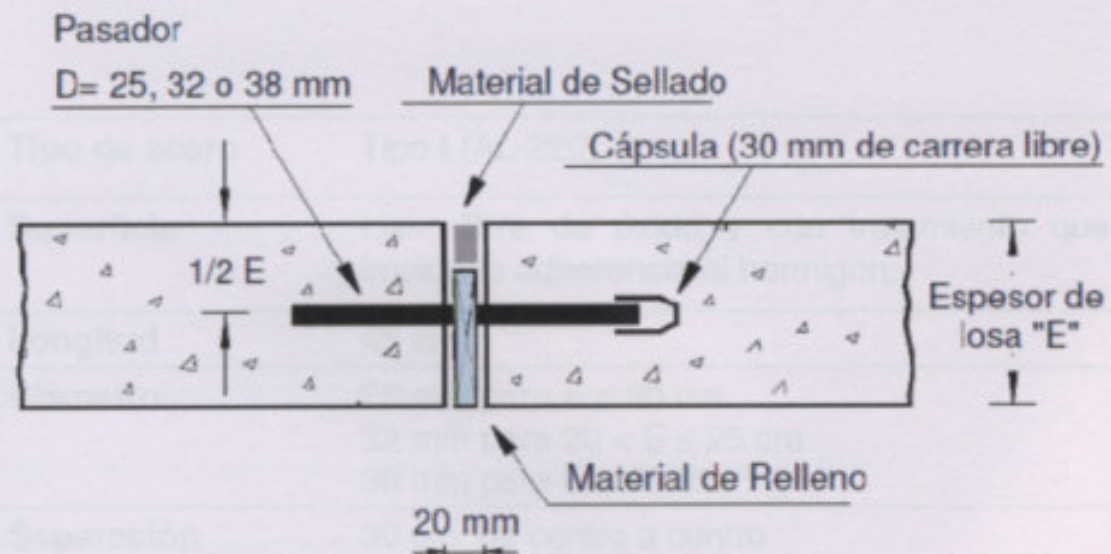
Se efectúan al final de la jornada de trabajo o en interrupciones programadas (puentes, estructuras fijas, intersecciones) o por imposibilidad de continuar con el hormigonado.

- Se ubican en coincidencia con la de contracción (Tomar precauciones cuando se pavimente por trochas).
- La transferencia de carga se efectúa a través del pasador.



7.5.3.4. Juntas transversales de dilatación

- Aíslan el pavimento de otra estructura, tal como otra zona pavimentada o una estructura fija.
- Ayudan a disminuir tensiones de compresión que se desarrollan en intersecciones en T y asimétricas.
- Su ancho debe ser de 12 a 25mm, ya que mayores dimensiones pueden causar movimientos excesivos en las juntas cercanas.
- La transferencia de carga se efectúa a través del pasador, sino debe realizarse sobre espesor de hormigón.
- En pavimentos sin pasadores las 3 o 4 juntas próximas a la de dilatación deben ejecutarse con pasadores.



TRANSFERENCIA DE CARGA – PASADORES



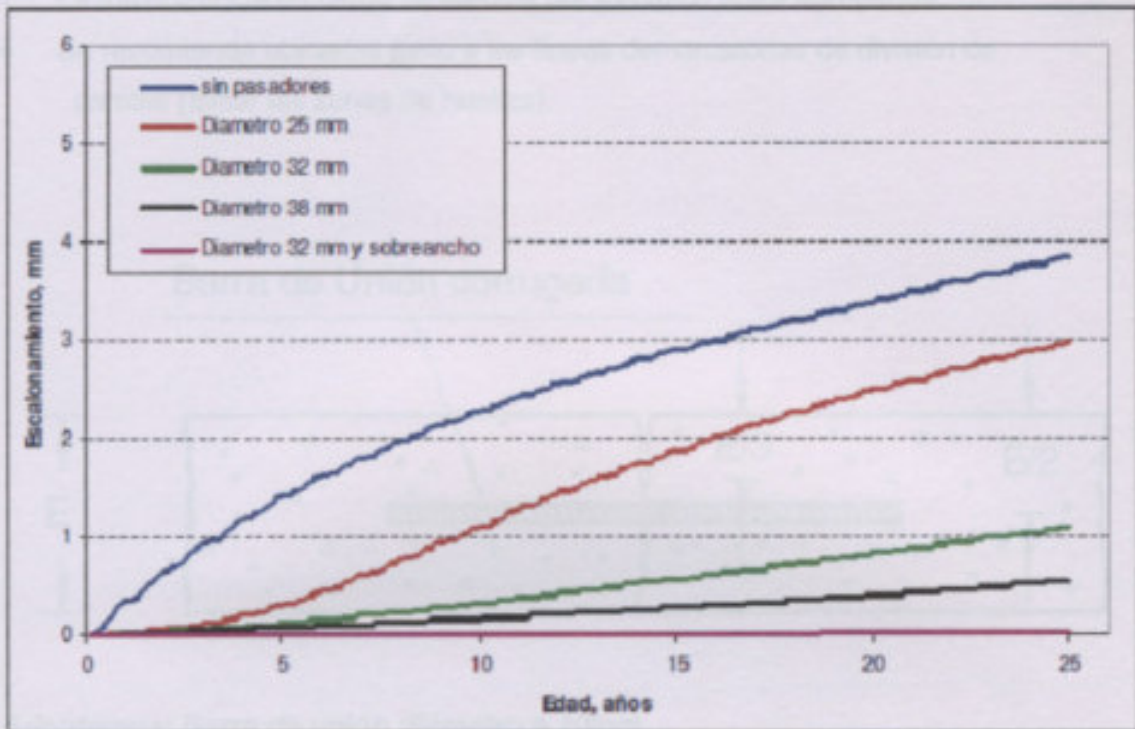
Características:

Tipo de acero	Tipo I (AL-220)
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón.
Longitud	45 cm.
Diámetro	25 mm para $E \leq 20$ cm 32 mm para $20 < E \leq 25$ cm 38 mm para $E > 25$ cm
Separación	30 cm. de centro a centro 15 cm. de centro a borde
Ubicación	Paralelo al eje de calzada Mitad del espesor de losa Mitad a cada lado de la junta transversal

1.5.3.3. Área de tránsito de camiones

Los pasadores deben emplearse en vías de Tránsito Pesado (donde no es suficiente la transferencia de carga por trabazón).

1.5.3.3.1. Influencia de la edad



1.5.3.3.2. Longitud de la barra = 45cm.

Adoptamos: separación entre centro de pasadores = 30cm.

Pasador diámetro = 25mm.

Longitud de pasador = 45cm.

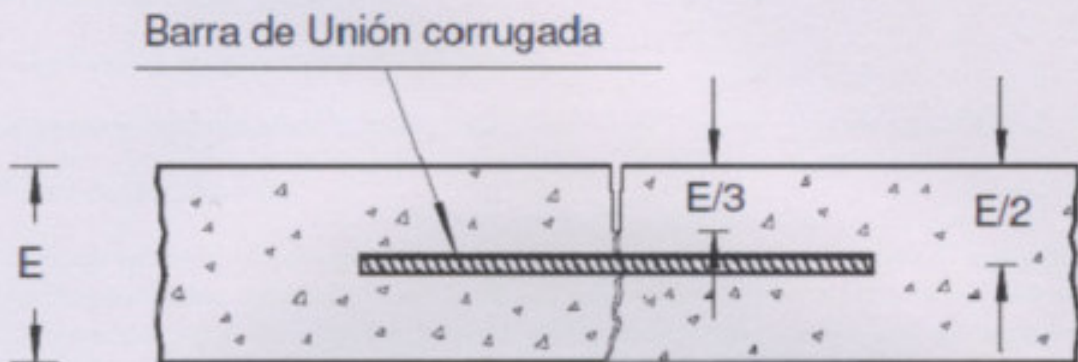
Separación entre centro de pasadores = 30cm.

Separación de centro de pasador a borde de pavimento = 15cm.

Separación entre juntas de dilatación = 100m.

7.5.3.5. Junta longitudinal de contracción

- Se construyen para controlar la fisuración longitudinal.
- Se ejecutan (por aserrado) cuando se pavimentan 2 o más trochas simultáneamente.
- La transferencia de carga se efectúa por trabazón entre agregados.
- Se recomienda ubicarlas junto a las líneas demarcatorias de división de carriles (evitar las zonas de huellas).



Adoptamos: Barra de unión diámetro = 10mm.

Longitud de la barra = 65cm.

Separación entre centro de barras = 70cm.

8. DESAGÜES

8.1. INTRODUCCIÓN

Para calcular el área necesaria de los canales primarios y secundarios necesitamos saber el caudal Q que llegará a los canales. Para esto utilizaremos el método racional que es una superficie de desagüe A en metros cuadrados.

Este método establece que el caudal máximo producido por una precipitación es:

$$Q = C \cdot A \cdot I \cdot T$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/seg)

C = Coeficiente de escorrentía (dimensional)

A = Área de drenaje (Ha)

I = Intensidad máxima (mm/h)

El método racional trata como un solo punto que le cae la máxima Q (caudal de proyecto) sobre una pequeña cuenca de drenaje sobre terreno todo lo tiempo está contribuyendo y que éste es una fracción de la precipitación media por las siguientes razones:

El caudal máximo Q en cualquier punto de una línea directa de la intensidad media de la lluvia I cubre el tiempo de concentración para cualquier punto.

La velocidad del canal máximo es la misma que la intensidad media de la lluvia.

El tiempo de concentración T_c está controlado en la construcción de la capacidad media de la lluvia I en todo de la cuenca antes de haber sido cuando ésta está contribuyendo con el tiempo de concentración de agua al tiempo de duración de la lluvia.

8.2. FRECUENCIA DE LLUVIA

La frecuencia de las precipitaciones que se tienen en un área es que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con un tiempo determinado.

Según la frecuencia un factor determinante en el diseño de las redes de saneamiento es la relación entre la frecuencia de las precipitaciones en áreas urbanas.

La elección de las curvas de retorno de una precipitación está en función a las características de cada zona o superficie.

PROYECTO de DESAGUES

8. DESAGUES

8.1. INTRODUCCION

Para calcular el área necesaria de los canales primarios y secundarios necesitamos saber el caudal Q que tendrán que transportar dichos canales, por una pendiente mínima propuesta. Para este cálculo hidráulico utilizaremos el Método Racional que es para superficies de desagües menores a 1000 Ha.

Este método establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = C \times I \times A / 360$$

Donde:

Q= caudal superficial (m³/seg.)

C= Coeficiente de escorrentía (dimensional)

I= Intensidad promedio de la lluvia (mm/h)

A= Área de drenaje (Ha)

El método racional tiene como concepto básico que el caudal máximo Q (caudal de proyecto) para una pequeña cuenca de drenaje ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo y que éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes hipótesis.

El caudal máximo Q en cualquier punto, es una función directa de la intensidad media de la lluvia I, durante el tiempo de concentración para aquel punto.

La frecuencia del caudal máximo es la misma que la frecuencia media de la lluvia.

El tiempo de concentración T_c está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia I en vista de la estipulación antes mencionada cuando toda la cuenca está contribuyendo así el tiempo de concentración se iguala al tiempo de duración de la lluvia.

8.2. FRECUENCIA DE LLUVIA

La frecuencia de las precipitaciones es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

Siendo la frecuencia un factor determinante en el cálculo de las redes de alcantarillas pluvial, en su relación con la prevención de inundaciones en áreas urbanas.

La elección de los periodos de retorno de una precipitación está en función a las características de protección e importancia del área en estudio.

DESCRIPCION DE LA ZONA	FRECUENCIA (años)
Zonas urbanas y suburbanas	1-2
Zonas urbanas, residenciales y comercial	2-5
Para colectores de 2 orden como canalizaciones	10
Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1 orden)	20-50
Para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje de la cuenca	100

Para nuestro proyecto adoptamos una frecuencia de 1 año

8.3. DURACION DE LA LLUVIA

Se puede demostrar que el caudal producido será el máximo si la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el colector, o en otros términos, es el requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área este contribuyendo al colector en cuestión.

Al proyectar ciertas obras hidráulicas, como sistemas de desagües pluviales, no es razonable ajustar el diseño a la precipitación más intensa que pueda ocurrir en un lapso de tiempo definido.

El interés de efectuar un análisis detallado de la intensidad de diseño en cuencas pequeñas reside que las lluvias ocasionan el caudal máximo en un punto de la red de drenaje son aquellas de corta duración y gran intensidad, dado que las peores condiciones se producen cuando dicha duración iguala o supera al tiempo de concentración de la cuenca.

Se observa que las intensidades de lluvia tienden a crecer a medida que disminuye la duración de la lluvia y por otra parte es de esperar en cuencas pequeñas tiempo de concentración pequeños.

8.4. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

No toda el agua de lluvia precipitada llega al sistema de alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, intersección del follaje, almacenamiento superficial como zanjas o depresiones, y por infiltración. De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de la infiltración el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que puede hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de

la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

El coeficiente de escurrimiento de obtendrá de la siguiente fórmula:

$$C = \sum C_i \times A_i / A$$

Donde:

C_i = coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector

A_i = área de cada sector (Ha)

A = área total de la cuenca de drenaje (Ha)

En la tabla siguiente se dan guías para la selección del coeficiente de escorrentia

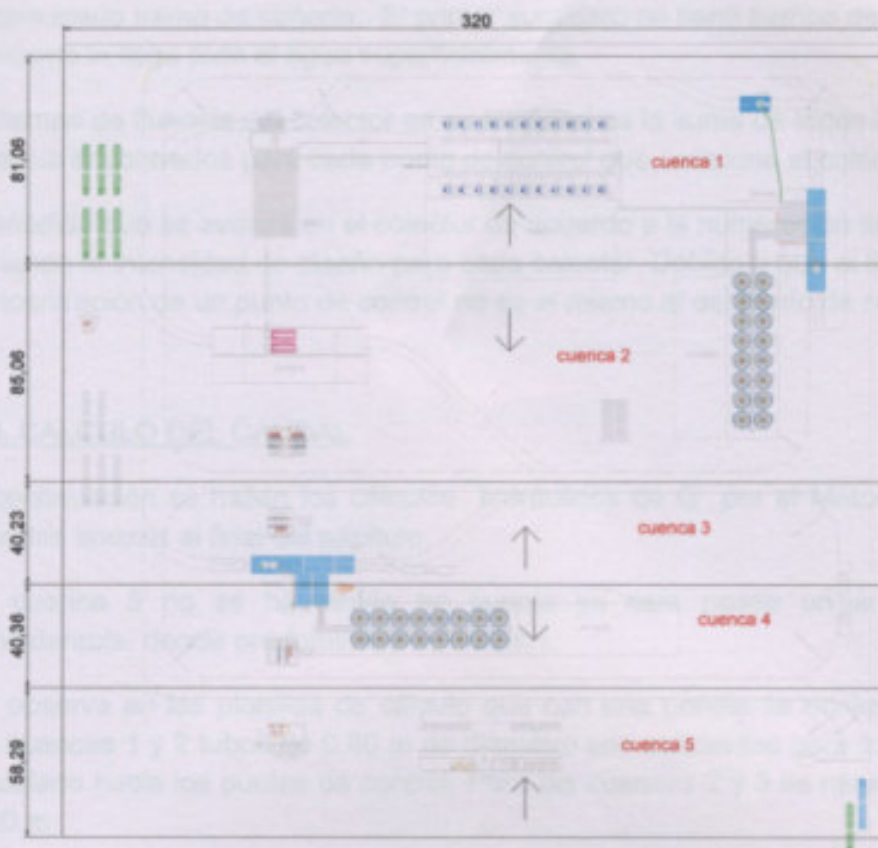
Valores basados en las características generales de la cuenca	C
Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0.7 a 0.9
Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes con calles y vías pavimentadas	0.7
Zonas residenciales medianamente habitadas	0.65
Zonas residenciales medianamente habitadas	0.55 a 0.65
Zonas residenciales de pequeña densidad	0.35 a 0.55
Barrios con jardines y vías empedradas	0.30
Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0.10 a 0.20

Calculo del coeficiente de escorrentia para nuestro proyecto de desague:

AREA (m ²)	C (adoptado)	AREA x C
Área 1= 81.06 x 320 = 25939.2	0.7	25939.2 x 0.7 = 18157.44
Área 2 = 85.06 x 320 = 27219.2	0.5	27219.2 x 0.5 = 13609.60
Área 3 = 40.23 x 320 = 12873.6	0.5	12873.6 x 0.5 = 6436.80
Área 4 = 40.36 x 320 = 12915.2	0.7	12915.2 x 0.7 = 9040.64
Área 5 = 58.29 x 320 = 18652.8	0.5	18652.8 x 0.5 = 9326.4
Área Total = 97600 m ²		$\sum C_i \times A_i = 56570.88$

$$C = \sum C_i \times A_i / A = 56570.88/97600 = 0.579$$

C(adoptado)= 0.58



8.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como el tiempo de concentración de una cuenca a la duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de aquella, llegue hasta la sección de control.

El tiempo de concentración (T_c) puede ser dividido en dos:

- a) Tiempo de aducción o tiempo de entrada (T_{AD})
- b) Tiempo de fluencia o de recorrido dentro del colector (T_F)

Tiempo de aducción (T_{AD})

Este tiempo, es el que tarda el agua en llegar al sumidero una vez comenzada la lluvia, depende de varios factores como niveles de calles, características de las mismas, si están pavimentadas o no.

Tiempo de fluencia (T_F)

Este tiempo, es el que tarda el agua en llegar desde un punto de control (ej.: sumidero) a otro punto de control. Es el tiempo que tarda el agua en recorrer un

determinado tramo de cañería. El primer sumidero no tiene tiempo de fluencia porque al mismo le llega toda el agua superficialmente.

El tiempo de fluencia del colector en su totalidad es la suma de todos los tiempos de fluencia encontrados para cada punto de control que compone el colector.

A medida que se avanza en el colector de acuerdo a la numeración adoptada ira variando la intensidad de diseño para cada colector. Debido a que el tiempo de concentración de un punto de control no es el mismo al del punto de control siguiente.

8.6. CALCULO DEL CAUDAL

A continuación se hallan los cálculos hidráulicos de Q por el Método Racional. Ver planillas anexos al final del capítulo.

La cuenca 5 no se ha tenido en cuenta ya esta posee un área descampada considerable, donde predomina la infiltración.

Se observa en las planillas de cálculo que con una pendiente mínima del 1‰, para las cuencas 1 y 2 tubos de 0.80 m de diámetro son suficientes para trasladar el caudal calculado hacia los puntos de control. Para las cuencas 2 y 3 es necesario un tubo de 0.60 m.

Adoptaremos para nuestro proyecto de desagüe tubos de 0.80 m de diámetro.

Los canales secundarios que estarán en los laterales de las calles principales tendrán un área de aproximadamente 0.40 m² (tirante hidráulico y= 45 cm)

Calculo del área del canal Principal

Fórmula de Manning:

$$\text{Velocidad} \quad V = 1/n \times R_H^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$\text{Caudal} \quad Q = V \times \Omega$$

Donde:

R_H (m)= Radio Hidráulico

i = pendiente = 0.001

V (m/s)= velocidad

n = factor de rugosidad = 0.020 (canales sin revestir de tierra natural, sin vegetación con pocas curvas)

Proponemos una sección mínima de $L=1$ y $H=1$ m

$R_H = \text{sección} / \text{perímetro mojado}$

$$R_H = L \times H / L + 2H = 0.33 \text{ m}$$

$$V = 1/0.020 \times 0.33^{2/3} \times 0.001^{1/2} = 50 \times 0.47 \times 0.03162 = 0.74$$

$$Q = V \times \Omega = 0.74 \times 1.5 = 1.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El caudal en el punto más crítico del canal Principal es de $Q=1.11 \text{ m}^3/\text{seg}$

Por lo tanto, verifica la sección mínima propuesta.

CUENCA 1 - COEFICIENTE K (1)

calle	entre	y	LC	LT2 der	AO	AOT1	AOT2	AC	APT1	APT2	GC	m	Esc	S
Calle A	calle D	Calle E	258,00		12			8,00			0,08	50	0,58	81,06

a = AC/2	L. C.	cota ini	cota fin	i (pend)	Ki
8,00	258	99,850	99,520	0,00128	0,268

Tiempo de Aducción

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T	
rectangulo	1,00	s	2,00	0,27	258,00	320,00	81,06	82560,00	0,00	0,00	93,79

0,00 93,79

V. de Aducción 93,79

Int. adoptada 63,35 mm/hora 0,000017597 m/seg

Frecuencia 1,00 año

T. de aducción 1448,07 seg. 24,13 min.

Tiempo de conducción

total area 1 25939,20
 Total area aguas arri 0,00
 total 25939,20

TRAMO	AREA	ESCORRENTIA	INTENSIDAD	L	DIAM	PENDIENTE	Q1	QLL	VLL
1-2									
2-3									
3-4									

Tiempo de Concentración según Abaco

Tiempo	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF-3-4	TF-5-6	TF-6-7	TF-8-9	TF-10-11
	24,13	0,00						

T. Concent. 24,13
 Frecuencia 1,00 año
 Intensidad 1,06 mm/min 63,35 mm/hora

CAUDAL POR METODO RACIONAL

Area Acumulada = 25939,20 m²
 Escorrentia = 0,78
 Intensidad adoptada = 63,35 mm/hora
 Caudal en 1 = 0,356 m³/seg

CAUDALES DE PROYECTO					
Tirante	Sección	Pendiente	n	QLL	VLL
0,45	0,39	0,001	0,010		0,000

Caudal Proy 0,356

CUENCA 2 - COEFICIENTE K (2)

calle	entre	y	LC	LT2 der	AO	AOT1	AOT2	AC	APT1	APT2	GC	m	Esc
Calle B	Calle D	Calle E	221,10		12			8,00			0,08	50	0,58

S	a = AC/2	L	cota ni	cota nf	i	Ki
85,06	4,00	221,10	99,88	99,62	0,001	0,325

Tiempo de Aducción

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T		
rectángulo	<input type="checkbox"/>	1,00	s	2,00	0,33	221,10	320,00	85,06	70752,00	0,00	0,00	80,42

0,00 80,42



V. de Aducción 80,42

Int. adoptada 71,23 mm/hora

Frecuencia 1,00 año

T. de aducción 1205,77 seg.

0,000019786

20,10

total area 2

27219,20

Total aporte aguas amb

0,00

total

27219,20

Tiempo de conducción

TRAMO	AREA	ESCORRENTIA	INTENSIDAD	L	DIAM	PENDIENTE	Q1	QLL	VLL
1-2									
2-3									
3-4									

Tiempo de Concentración según Abaco

Tiempo	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF-3-4	TF-5-6	TF-6-7	TF-8-9	TF-10-11
20,10	20,10	0,00						

T. Concent. 20,10

Frecuencia 1,00 año

Intensidad 1,19 mm/min

71,23

CAUDAL POR METODO RACIONAL

Area Acumulada = 27219,20 m2

Escorrentia = 0,78

Intensidad adoptada = 71,23 mm/hora

Caudal en 2 = 0,420 m3/seg

CAUDALES DE PROYECTO

Tirante	Sección	Pendiente	n	QLL	VLL
0,50	0,44	0,001	0,010		0,000

Caudal Proy 0,420

CUENCA 3 - COEFICIENTE K (3)

calle	entre	y	LC	LT2 der	AO	AOT1	AOT2	AC	APT1	APT2	GC	m	Esc	S	a = AC/2
Calle B	Calle D	Calle E	221,10		12			8,00			0,08	50	0,58	40,23	8,00

L	cota ni	cota nf	i	Ki
221,10	99,88	99,62	0,0012	0,227

Tiempo de Aducción

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T		
rectángulo	□	1,00	s	2,00	0,23	221,10	320,00	40,23	70752,00	0,00	0,00	115,32

0,00 115,32

V. de Aducción 115,32

Int. adoptada 54,12 mm/hora 0,000015033 m/seg

Frecuencia 1,00 año

T. de aducción 1852,00 seg. 30,87 min.

Tiempo de conducción
 total area 3 12873,60
 Total aporte aguas arr 0,00
 total 12873,60

TRAMO	AREA	ESCORRENTIA	INTENSIDAD	L	DIAM	PENDIENTE	Q1	QLL	VLL
1-2									
2-3									
3-4									

Tiempo de Concentración según Abaco

Tiempo	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF-5-6	TF-6-7	TF-8-9	TF-10-11
	30,87	0,00						

T. Concent. 30,87
 Frecuencia 1,00 año
 Intensidad 0,90 mm/min 54,12 mm/hora

CAUDAL POR METODO RACIONAL

Area Acumulada = 12873,60 m2
 Escorrentia = 0,78
 Intensidad adoptada = 54,12 mm/hora
 Caudal en 3 = 0,151 m3/seg

CAUDALES DE PROYECTO					
Tirante	Sección	Pendiente	n	QLL	VLL
0,50	0,44	0,001	0,010		0,000

Caudal Proy 0,151

CUENCA 4 - COEFICIENTE K (4)

calle	entre	Y	LC	LT2 der	AO	AOT1	AOT2	AC	APT1	APT2	GC	m	Esc
Calle C	Calle D	Calle E	239,00		12			8,00			0,08	50	0,58

S	a= AC/2	L	cota ni	cota nf	I	Ki
40,36	8,00	239,00	99,85	99,55	0,001	0,228

Tiempo de Aducción

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T	
rectángulo	<input type="checkbox"/>	1,00 s	2,00	0,23	239,00	320,00	40,36	76480,00	0,00	0,00	112,44

0,00

112,44

V. de Aducción 112,44

Int. adoptada 55,17 mm/hora

Frecuencia 1,00 año

T. de aducción 1797,12 seg.

0,000015325

29,95

total area 4

12915,20

Total aporte aguas :

0,00

total

12915,20

Tiempo de conducción

TRAMO
1-2
2-3

TRAMO	AREA	ESCORRENTIA	INTENSIDAD	L	DIAM	PENDIENTE	Q1	QLL	VLL
-------	------	-------------	------------	---	------	-----------	----	-----	-----

Tiempo de Concentración según Abaco

Tiempo	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF-3-4	TF-5-6	TF-6-7	TF-8-9	TF-10-11
	29,95	0,00						

T. Concent. 29,95
Frecuencia 1,00 año
Intensidad 0,92 mm/min 55,17

CAUDAL POR METODO RACIONAL

Area Acumulada = 12915,20 m²

Escorrentia = 0,78

Intensidad adoptada = 55,17 mm/hora

Caudal en 4 = 0,154 m³/seg

CAUDALES DE PROYECTO					
Tirante	Sección	Pendiente	n	QLL	VLL
0,40	0,35	0,001	0,010		0,000

Caudal Proy 0,154

BALANZA Y PLATAFORMAS de DESCARGA

II. RAMPAS DE DESCARGA

II.1. INTRODUCCIÓN AL EMPUJE DE MURLOS

Las rampas de descarga están compuestas por tableros de Hormigón Armado colocados en su interior con un solo empujamiento compactado. Este empuje compactado genera una presión activa sobre el muro de retención Empuje Activo, a continuación se presentará el concepto de Empuje de Suelos.

Al considerar las fuerzas actuantes sobre una estructura de retención podemos encontrar en la siguiente normativa:



- Peso propio del muro W que pasa por el centro de gravedad de su sección total.
- Empuje del terreno E que actúa sobre el talud del muro, con la correspondiente intensidad y distribución.
- Componente normal de reacción del terreno R_n , utilizada en el cálculo de la gravedad del diagrama de presiones.
- Componente horizontal de reacción del terreno R_h .
- Reacción pasiva del terreno en el fondo del talud del muro P .
- Sobrecargas sobre el terreno posterior al muro q . Se las suele considerar en general a cargas uniformemente distribuidas. Se sitúan sobre el muro solo representando q .

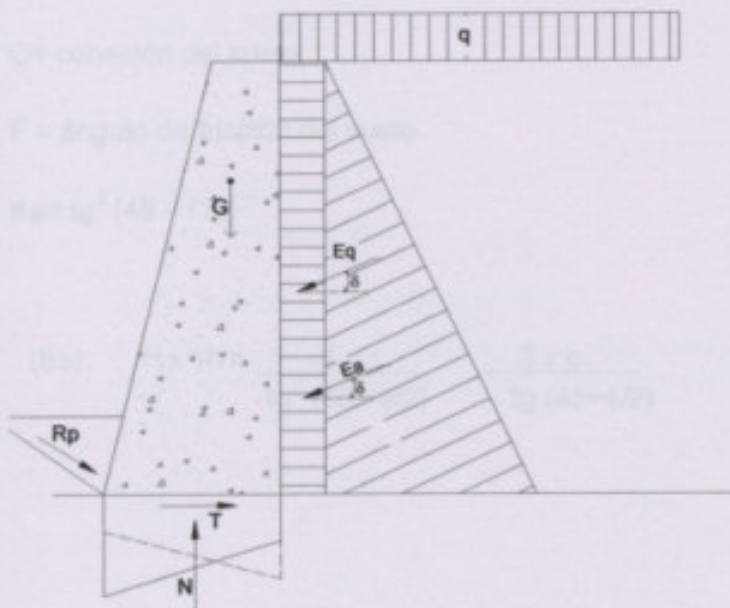
BALANZA Y PLATAFORMAS de DESCARGA

9. RAMPAS DE DESCARGA

9.1. INTRODUCCION AL EMPUJE DE SUELOS

Las rampas de descarga están compuestas por tabiques de Hormigón Armado rellenas en su interior con suelo seleccionado compactado. Ese suelo compactado ejerce una presión activa sobre el muro denominado Empuje Activo; a continuación ampliaremos el concepto de Empujes de Suelos.

Si consideramos las fuerzas actuantes sobre una estructura de retención podemos resumirla en la siguiente nomina:



- Peso propio del muro G que pasa por el centro de gravedad de su sección recta.
- Empuje del relleno E_a que actúa contra el respaldo del muro, con su correspondiente intensidad y distribución
- Componente normal de reacción del cimiento N , ubicada en el centro de gravedad del diagrama de presiones.
- Componente horizontal de reacciones del cimiento T .
- Resistencia pasiva del terreno en el frente, al pie del muro R_p .
- Sobrecargas sobre el relleno posterior al muro (q). Se las suele equiparar en general a cargas uniformemente distribuidas. Su efecto sobre el muro está representado por E_q .

- g) Presiones hidrostáticas Ph por el agua acumulada sobre el muro (es nuestro caso no tenemos dicha sollicitación)
- h) Subpresiones por la presencia de agua bajo el cimiento. En nuestro lote el nivel freático se encontró a -3.80 metros sobre el terreno natural. Además nuestro proyecto estará a 1.50m por encima del nivel natural.

Para el cálculo del Empuje Activo sobre nuestro muro utilizaremos la Teoría de Rankine donde:

Ea= empuje activo

Ka: coeficiente activo de Rankine, o coeficiente de empuje activos de tierras.

C= cohesión del suelo

F = ángulo de fricción del suelo

$$K_a = \tan^2(45 - f/2)$$

$$(E_a) = H \times \gamma h \times \frac{1}{\tan^2(45 + \phi/2)} - \frac{2 \times c}{\tan(45 + \phi/2)}$$

H(m)	2.5
H ₀ (m)	3.5
D ₁ (m)	1
L ₁ (m)	2.50
L ₁ (m)	0.8
L ₂ (m)	1.9
α(rad)	0.25
α ₀ (rad)	0.4



9.2. Dimensionamiento de tabique lateral para rampa de descarga a espiga

Datos del tabique:

Acero tipo III	$\beta_s =$	42	Kn/cm^2
Hormigón H-21	$\beta_r =$	1.75	Kn/cm^2
Tensión adm. de trabajo	$\sigma_{\text{adm}} =$	1.5	kg/cm^2
Altura del muro	$H =$	2.5	m
Espesor de muro	$d =$	0.25	m

Datos del suelo

La rampa se rellenara con suelo cemento compactado del lugar (suelo limoso no plastico o de baja plasticidad)

Prof. de fundación	D_f	1.00	m
Cohesión	c	0.14	T/m^2
Angulo de fricción	ϕ	11.40	grados
Peso Especifico	γ_h	1.44	T/m^3

Cargas

Peso eje de camión		4.5	Tn
Peso de pavimento		0.32	Tn/m

1- Predimensionamiento del muro

Adoptamos las siguientes dimensiones para realizar las verificaciones. Se modificaran las medidas de acuerdo a las necesidades

Medidas en metros

$H(m) =$	2.5
$H_t(m) =$	3.5
$D_f(m) =$	1
$L(m) =$	2.55
$L_1(m) =$	0.8
$L_2(m) =$	1.5
$b(m) =$	0.25
$d > L/2 =$	0.4

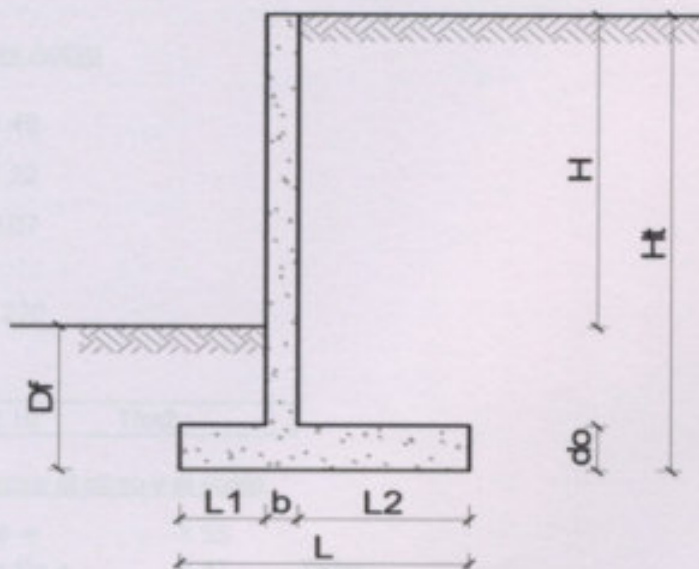
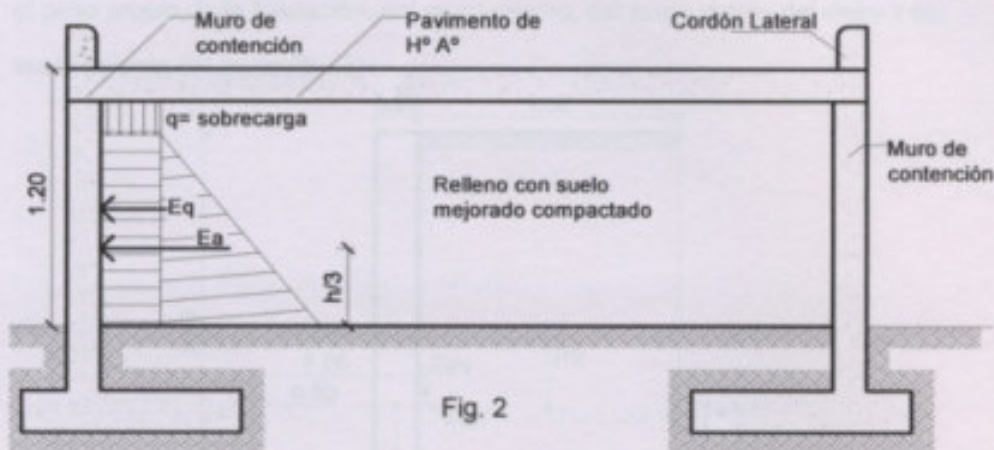


Fig. 1

2- Estados de cargas - Empuje Activo y sobrecarga

$$\text{Empuje activo (Ea)} = H \times \gamma h \times \frac{1}{\text{tg}^2(45+\phi/2)} - \frac{2 \times c}{\text{tg}(45+\phi/2)}$$

Sobrecarga (Eq) = Ka x q



2.1- Cálculo de la sobrecarga Eq

Ka =	$\text{tg}^2(45-\phi/2) =$	0.67	
q =	$P_{\text{camion}} + P_{\text{pav}} =$	4.82	Tn/m
Eq =	$Ka \times q =$	3.23	Tn/m

2.2- Cálculo del Empuje Activo

$\text{tg}^2(45+\phi/2) =$	1.49
$\text{tg}(45+\phi/2) =$	1.22
$\frac{1}{\text{tg}^2(45+\phi/2)} =$	0.67
$\frac{2 \times c}{\text{tg}(45+\phi/2)} =$	0.230

Empuje act=	2.19	T/m2
-------------	------	------

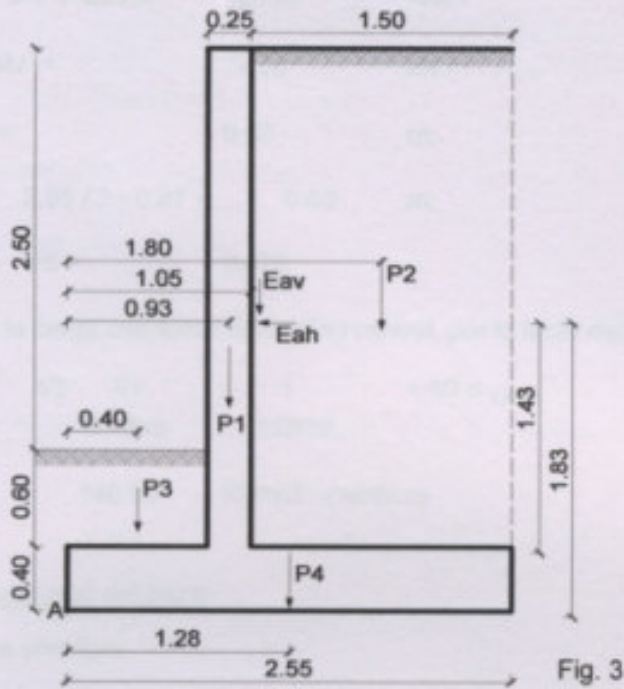
3- Angulo de fricción entre el muro y el suelo

$\phi' =$	$0.75 \times \phi =$	8.55	
Eat=	$Ea + Eq =$	5.42	Tn/m
Eah =	$Eat \times \cos \phi' =$	5.36	Tn/m
Eav =	$Eat \times \sin \phi' =$	0.81	Tn/m

Todas las fuerzas están aplicadas a H/3 de la base = 0.8333333 m.

4- Determinación de las fuerzas verticales

Además el Empuje activo vertical (por suelo y sobrecarga), actúan en el muro el peso propio de la fundación, del muro mismo, del suelo detrás del muro y del suelo delante del muro (fig. 3)



$$P1(\text{KN/m}) = 3.10 \times 0.25 \times 1 \times 24 = 18.6$$

$$P2(\text{KN/m}) = 1.5 \times 3.10 \times 1 \times 14.4 = 66.96$$

$$P3(\text{KN/m}) = 0.6 \times 0.80 \times 1 \times 14.4 = 6.912$$

$$P4(\text{KN/m}) = 2.55 \times 0.4 \times 1 \times 24 = 24.48$$

5- Verificación estática

5.1- Tomamos momento respecto de A

$$Mv (\text{KN/m}) = Eah \times 1.83 = 98.19$$

5.2- Momento estabilizante

$$Me (\text{KN/m}) = P1 \times 0.93 + P2 \times 1.80 + P3 \times 0.40 + P4 \times 1.28 + Eav \times 1.05 = 172.56$$

5.3- Coeficiente de seguridad

$$\mu = 1.5$$

$$\mu < Me/Mv = 1.757 \quad (\text{verifica})$$

6- Verificación elástica (junta suelo-cimiento)

6.1- Tensiones normales

$$Rv = P1 + P2 + P3 + P4 + Eav = 125.00 \quad \text{KN/m}$$

$$\Sigma M_A = Me - Mv = 74.36 \quad \text{kN.m}$$

$$a = \Sigma M_A / Rv = 0.59 \quad \text{m.}$$

$$e = L/2 - a = 2.95 / 2 - 0.87 = 0.68 \quad \text{m.}$$

$$e = 0.66 < L/6 = 0.425$$

Como $e < L/6$ la carga cae fuera del nucleo central, por lo tanto debe ser :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{4/3 Rv}{L - 2xe} \times 1 < 4/3 \sigma_{\text{t adm}} \quad \text{1.00 m.}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 140.09 \quad \text{KN/m}^2 \quad (\text{verifica})$$

7- Dimensionamiento del muro

7.1- Armadura principal

El momento máximo resulta ser $Eah \times 1.83$

$$M_{\text{máx}} = 9.82 \quad \text{Tnm}$$

$$d = 25 \quad \text{cm}$$

$$h = 23 \quad \text{cm}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$M = 9819.1 \quad \text{KNcm}$$

$$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta r} \quad ms = 0.106$$

$$wm = 0.21 \quad \text{Según tabla}$$

$$\Delta s = wm \times \frac{\beta s r}{\beta s r}$$

$$\Delta s = 20.13 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos armadura doble

Adopto 2 ϕ	12	Area =	2.26	cm ²
Δs /area ϕ =	8.90	Cant. barras =	9	
Δs adop.=	20.34	cm ² /m		

Separación

Sep. máxima=	15+d/10 =	17.5	Verifica
100/cant. ϕ =	11.11		

Adopto 2 ϕ 12 cada 10 cm

Esta armadura se colocara hasta el punto de aplicación del Empuje horizontal (Eah), a partir de allí hasta el extremo libre del muro solo se colocara la mitad 2 ϕ del 12 c/ 20 cm es decir (10.06 cm²/m)

Verificación al corte en el empotramiento

$$\tau_{max} = \frac{Eah}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011}$$

273.96 < 450 KN/m² (verifica)

7.2- Dimensionamiento de Armadura transversal de repartición

Armadura min.= 0.20 Δs	4.025	cm ² /m
Adopto 2 ϕ	6	Area = 0.56 cm ²
Cant. de ϕ	7.188	
Cant. de barras adop.=	10	ϕ 6
Δs adop.	5.6	cm ² /m

Separación Máxima =	25	cm
Separación Adoptada=	25	cm

Adopto 1 ϕ 6 cada 25 cm en ambas caras

8- Dimensionamiento de las zapatas

8.1- Zapata externa (L1)

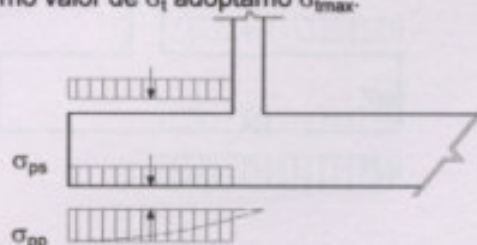
La tensión de cálculo (σ'_i) se obtiene de restar a σ_t , la tensión por peso del suelo (σ_{ps}), y la tensión por peso propio (σ_{pp}). Como valor de σ_t adoptamo σ_{tmax} .

$\sigma_{ps} = 0.50 \times 1.00 \text{ m} \times 14.4 = 8.64$

$\sigma_{pp} = 0.40 \times 1.00 \text{ m} \times 24 = 9.6$

$\sigma_t = \sigma_{tmax} = 150$

$\sigma'_i = 150 - 8.64 - 9.6$



$$\sigma'_i (\text{kn/m}) = 131.76 \quad \sigma_i$$

$$M = \sigma_i \times \frac{L^2}{2} = 42.2 \quad \text{kn.m}$$

$$d = 40 \quad \text{cm}$$

$$h = 35 \quad \text{cm}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$M = 4216.3 \quad \text{KNcm}$$

$$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad ms = 0.020$$

$$wm = 0.037 \quad \text{Según tabla}$$

$$\Delta s = wm \times b \times h$$

$$\Delta s = 5.40 \quad \frac{\beta_s \times \beta_r}{\text{cm}^2/\text{m}}$$

Colocaremos armadura doble

$$\text{Adopto } 2 \phi \quad 12 \quad \text{Area} = 2.26 \quad \text{cm}^2$$

$$\Delta s / \text{area } \phi = 2.39 \quad \text{cant. barras} = 3$$

$$\Delta s \text{ adop.} = 6.78 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Separación

$$\text{Sep. máxima} = 15 + d/10 = 19$$

$$100/\text{cant. } \phi = 33.33 \quad \text{no verifica}$$

Adopto 2 ϕ 12 cada 19 cm

Verificación al corte en el empotramiento

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma'_i \times L1}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011}$$

$$354.31 < 450 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{verifica})$$

8.2- Zapata interna (L2)

La tensión de cálculo (σ'_i) se obtiene de restar a σ_i , la tensión por peso del suelo (σ_{ps}), y la tensión por peso propio (σ_{pp}). Como valor de σ_i adoptamos σ_{Imax} .

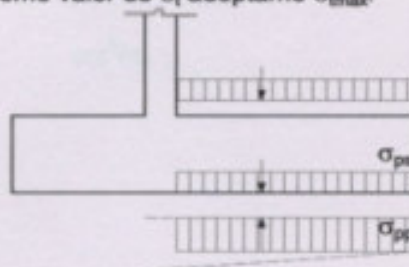
$$\sigma_{ps} = 3.10 \times 1.00 \text{ m} \times 14.4 = 44.64$$

$$\sigma_{pp} = 0.40 \times 1.00 \text{ m} \times 24 = 9.6$$

$$\sigma_i = \sigma_{\text{Imax}} = 150$$

$$\sigma'_i = 150 - 44.64 - 9.6$$

$$\sigma'_i (\text{kn/m}) = 95.76$$



σ_1

$$M = \sigma_1 \times \frac{L^2}{2} = 107.7 \text{ kn.m}$$

$d = 40 \text{ cm}$
 $h = 35 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $M = 10773.0 \text{ KNcm}$

$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} = 0.050$

$w_m = 0.094$ Según tabla
 $\Delta s = w_m \times b \times h$

$\Delta s = 13.71 \text{ cm}^2/m$

Colocaremos armadura doble

Adopto $2 \phi 12$ Area = 2.26 cm^2
 $\Delta s / \text{area } \phi = 6.07$ cant. barras = 7
 $\Delta s \text{ adop.} = 15.82 \text{ cm}^2/m$

Separación

$\text{Sep. máxima} = 15 + d/10 = 19$
 $100/\text{cant. } \phi = 14.29$

Adopto $2 \phi 12$ cada 15 cm

Verificación al corte en el empotramiento

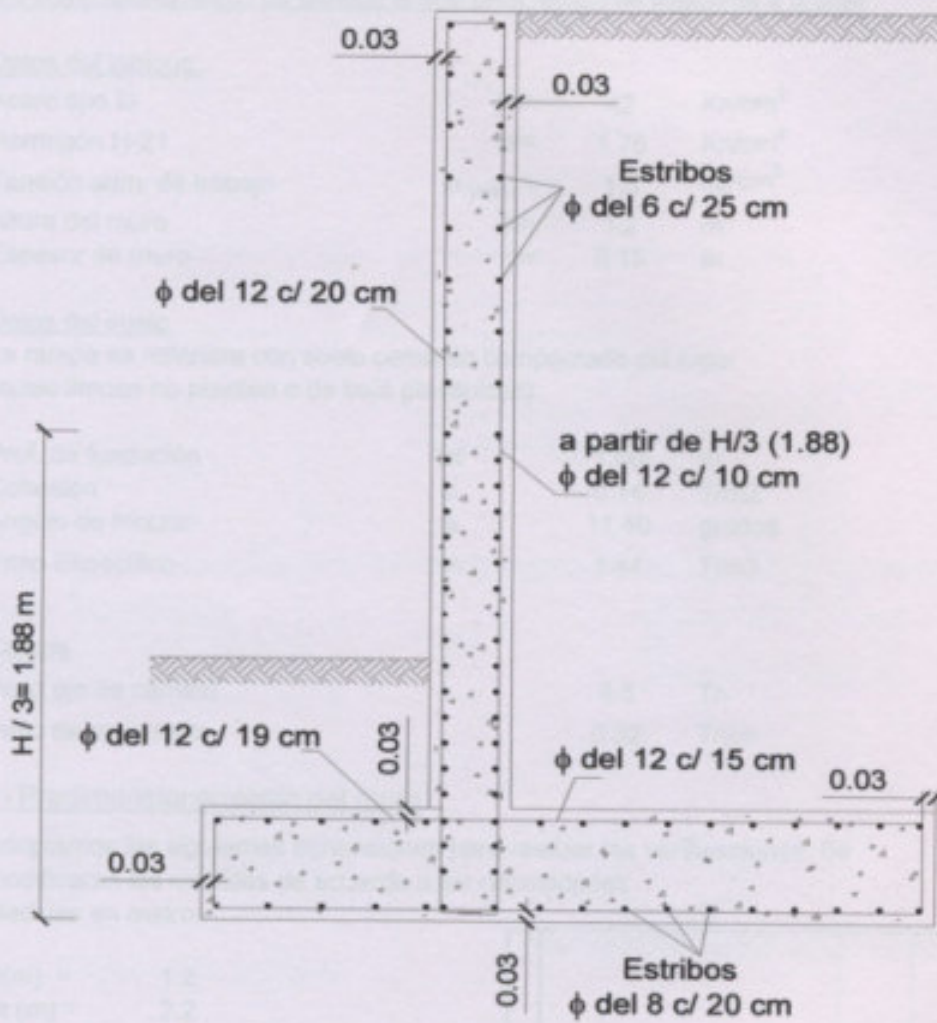
$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 \times L^2}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011}$
 $482.82 < 450 \text{ KN/m}^2$ (no verifica)

Como superamos el τ_{011} , pero es menor al $\tau_{02} = 1500 \text{ Kn/m}^2$

Estamos en zona 2 de corte armamos con estribos

$\tau = \tau_{\max}^2 / \tau_{02} = 155.4 \text{ kn/m}^2$
 $\tau_{\min} = 0.4 \tau_{\max} = 193.13 \text{ kn/m}^2$
 $A_{\text{estribos}} = \frac{\tau \times b_o \times 100 \text{ cm}}{\sigma_s} = 3.2 \text{ cm}^2/m$

Adoptamos $1 \phi 8 \text{ c}/20 \text{ cm}$



9.3 Dimensionamiento de tabique lateral para rampa de descarga a granel

Datos del tabique:

Acero tipo III	$\beta_s =$	42	Kn/cm^2
Hormigón H-21	$\beta_r =$	1.75	Kn/cm^2
Tensión adm. de trabajo	$\sigma_{\text{adm}} =$	1.5	kg/cm^2
Altura del muro	$H =$	1.2	m
Espesor de muro	$d =$	0.15	m

Datos del suelo

La rampa se rellenara con suelo cemento compactado del lugar (suelo limoso no plastico o de baja plasticidad)

Prof. de fundación	D_f	1.00	m
Cohesión	c	0.14	T/m^2
Angulo de fricción	ϕ	11.40	grados
Peso Especifico	γ_n	1.44	T/m^3

Cargas

Peso eje de camión	4.5	Tn
Peso de pavimento	0.32	Tn/m

1- Predimensionamiento del muro

Adoptamos las siguientes dimensiones para realizar las verificaciones. Se modificaran las medidas de acuerdo a las necesidades

Medidas en metros

$H(m) =$	1.2
$H_t(m) =$	2.2
$D_f(m) =$	1
$L(m) =$	2.45
$L_1(m) =$	0.8
$L_2(m) =$	1.5
$b(m) =$	0.15
$d > L_1/2 =$	0.4

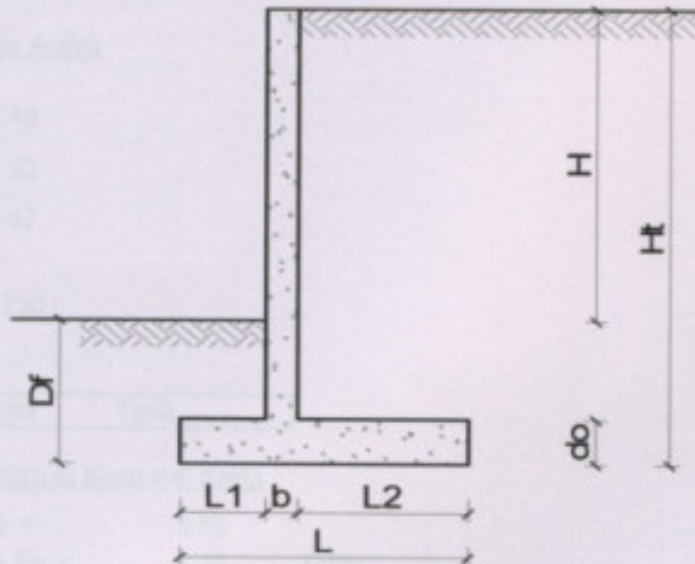
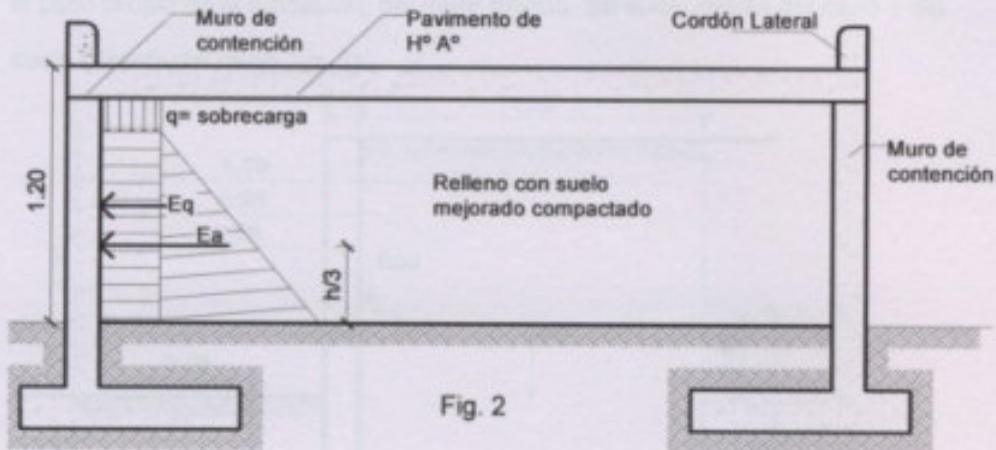


Fig. 1

2- Estados de cargas - Empuje Activo y sobrecarga

$$\text{Empuje activo (Ea)} = H \times \gamma h \times \frac{1}{\text{tg}^2 (45+\phi/2)} - \frac{2 \times c}{\text{tg} (45+\phi/2)}$$

$$\text{Sobrecarga (Eq)} = K_a \times q$$



2.1- Cálculo de la sobrecarga Eq

$K_a =$	$\text{tg}^2 (45-\phi/2) =$	0.67	
$q =$	$P_{\text{camion}} + P_{\text{pav}} =$	4.82	Tn/m
$E_q =$	$K_a \times q =$	3.23	Tn/m

2.2- Cálculo del Empuje Activo

$$\begin{aligned} \text{tg}^2 (45+\phi/2) &= 1.49 \\ \text{tg} (45+\phi/2) &= 1.22 \\ \frac{1}{\text{tg}^2 (45+\phi/2)} &= 0.67 \\ \frac{2 \times c}{\text{tg} (45+\phi/2)} &= 0.230 \end{aligned}$$

Empuje act=	0.93	T/m ²
-------------	------	------------------

3- Angulo de fricción entre el muro y el suelo

$\phi' =$	$0.75 \times \phi =$	8.55	
$E_{at} =$	$E_a + E_q =$	4.16	Tn/m
$E_{ah} =$	$E_{at} \times \cos \phi' =$	4.11	Tn/m
$E_{av} =$	$E_{at} \times \sin \phi' =$	0.62	Tn/m

Todas las fuerzas están aplicadas a $H/3$ de la base = 0.4 m.

4- Determinación de las fuerzas verticales

Además el Empuje activo vertical (por suelo y sobrecarga), actúan en el muro el peso propio de la fundación, del muro mismo, del suelo detrás del muro y del suelo delante del muro (fig. 2)

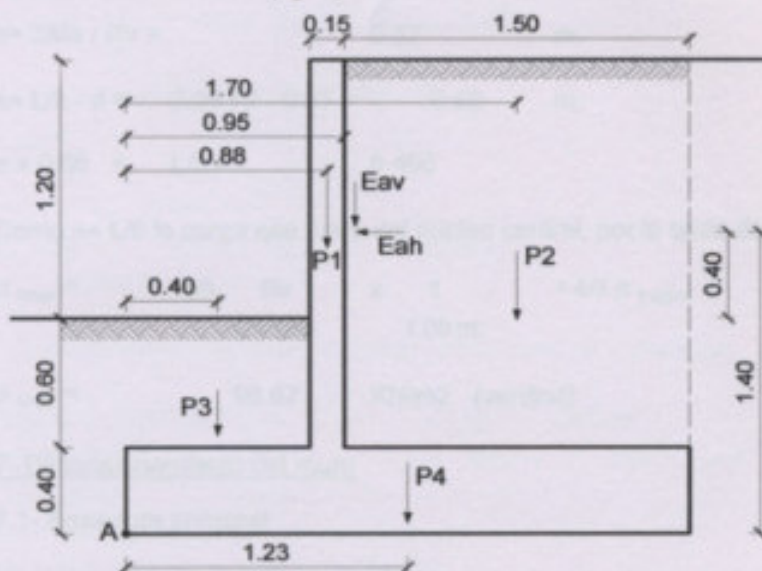


Fig. 3

$$P_1(\text{KN/m}) = 1.80 \times 0.15 \times 1 \times 24 = 6.48$$

$$P_2(\text{KN/m}) = 1.5 \times 1.80 \times 1 \times 14.4 = 38.88$$

$$P_3(\text{KN/m}) = 0.6 \times 0.80 \times 1 \times 14.4 = 6.912$$

$$P_4(\text{KN/m}) = 2.45 \times 0.4 \times 1 \times 24 = 23.52$$

5- Verificación estática

5.1- Tomamos momento respecto de A

$$M_v(\text{KN/m}) = E_{ah} \times 1.40 = 57.59$$

5.2- Momento estabilizante

$$M_e(\text{KN/m}) = P_1 \times 0.88 + P_2 \times 1.70 + P_3 \times 0.40 + P_4 \times 1.23 + E_{av} \times 0.95 = 103.93$$

5.3- Coeficiente de seguridad

$$\mu = 1.5$$

$$\mu < Me/Mv = 1.805 \quad (\text{verifica})$$

6- Verificación elástica (junta suelo-cimiento)

6.1- Tensiones normales

$$Rv = P1 + P2 + P3 + P4 + Eav = 81.98 \quad \text{KN/m}$$

$$\Sigma M_A = Me - Mv = 46.34 \quad \text{kN.m}$$

$$a = \Sigma Ma / Rv = 0.57 \quad \text{m.}$$

$$e = L/2 - a = 2.95 / 2 - 0.87 = 0.66 \quad \text{m.}$$

$$e = 0.66 < L/6 = 0.408$$

Como $e < L/6$ la carga cae fuera del nucleo central, por lo tanto debe ser :

$$\sigma_{tmax} = \frac{4/3 Rv}{L - 2xe} \times \frac{1}{1.00 \text{ m.}} < 4/3 \sigma_{t adm}$$

$$\sigma_{tmax} = 96.67 \quad \text{KN/m}^2 \quad (\text{verifica})$$

7- Dimensionamiento del muro

7.1- Armadura principal

El momento máximo resulta ser $Eah \times 1.40$

$$M_{\text{máx}} = 5.76 \quad \text{Tnm}$$

$$d = 15 \quad \text{cm}$$

$$h = 13 \quad \text{cm}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$M = 5758.8 \quad \text{KNcm}$$

$$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta r} \quad ms = 0.195$$

$$wm = 0.435 \quad \text{Según tabla}$$

$$\Delta s = wm \times \frac{b \times h}{\beta s / \beta r}$$

$$\Delta s = 23.56 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Colocaremos armadura doble

$$\text{Adopto } 2 \phi \quad 12 \quad \text{Area} = 2.26 \quad \text{cm}^2$$

$$\Delta s / \text{area } \phi = 10.43 \quad \text{Cant. barras} = 11$$

Δs adop. = 24.86 cm²/m

Separación

Sep. máxima = $15+d/10 = 16.5$ Verifica
 100/cant. $\phi = 9.09$

Adopto 2 ϕ 12 cada 9 cm

Esta armadura se colocara hasta el punto de aplicación del Empuje horizontal (Eah), a partir de allí hasta el extremo libre del muro solo se colocara la mitad 2 ϕ del 12 c/ 18 cm es decir (12.43 cm²/m)

Verificación al corte en el empotramiento

$$\tau_{max} = \frac{Eah}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011}$$

372.26 < 450 KN/m² (verifica)

7.2- Dimensionamiento de Armadura transversal de repartición

Armadura mín. = 0.20 Δs 4.713 cm²/m
 Adopto 2 ϕ 6 Area = 0.56 cm²
 Cant. de ϕ 8.415
 Cant. de barras adop. = 10 ϕ 6
 Δs adop. 5.6 cm²/m

Separación Máxima = 25 cm
 Separación Adoptada = 20 cm

Adopto 1 ϕ 6 cada 20 cm en ambas caras

8- Dimensionamiento de las zapatas

8.1- Zapata externa (L1)

La tensión de cálculo (σ'_i) se obtiene de restar a σ_i , la tensión por peso del suelo (σ_{ps}), y la tensión por peso propio (σ_{pp}). Como valor de σ_i adoptamo σ_{tmax} .

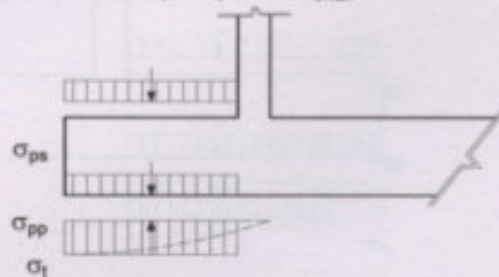
$\sigma_{ps} = 0.50 \times 1.00 \text{ m} \times 14.4 = 8.64$

$\sigma_{pp} = 0.40 \times 1.00 \text{ m} \times 24 = 9.6$

$\sigma_i = \sigma_{tmax} = 150$

$\sigma'_i = 150 - 8.64 - 9.6$

$\sigma'_i \text{ (kn/m)} = 131.76$



$$M = \sigma_1 \times \frac{L1^2}{2} = 42.2 \quad \text{kn.m}$$

$$d = 40 \quad \text{cm}$$

$$h = 35 \quad \text{cm}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$M = 4216.3 \quad \text{KNcm}$$

$$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad ms = 0.020$$

$$wm = \frac{0.037}{b \times h} \quad \text{Según tabla}$$

$$\Delta s = wm \times \frac{\beta_s}{\beta_r}$$

$$\Delta s = 5.40 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos armadura doble

$$\text{Adopto } 2 \phi \quad 12 \quad \text{Area} = 2.26 \quad \text{cm}^2$$

$$\Delta s / \text{area } \phi = 2.39 \quad \text{cant. barras} = 3$$

$$\Delta s \text{ adop.} = 6.78 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Separación

$$\text{Sep. máxima} = 15 + d/10 = 19$$

$$100/\text{cant. } \phi = 33.33 \quad \text{no verifica}$$

Adopto 2 ϕ 12 cada 19 cm

Verificación al corte en el empotramiento

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma'_1 \times L1}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011}$$

$$354.31 < 450 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{verifica})$$

8.2- Zapata interna (L2)

La tensión de cálculo (σ'_1) se obtiene de restar a σ_1 , la tensión por peso del suelo (σ_{ps}), y la tensión por peso propio (σ_{pp}). Como valor de σ_1 adoptamos $\sigma_{t\max}$.

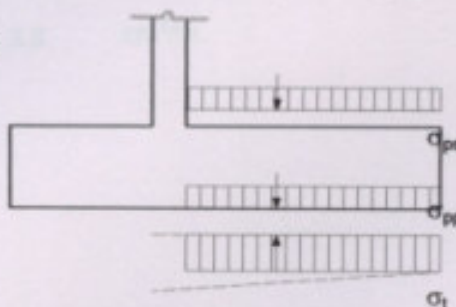
$$\sigma_{ps} = 1.80 \times 1.00 \text{ m} \times 14.4 = 25.92$$

$$\sigma_{pp} = 0.40 \times 1.00 \text{ m} \times 24 = 9.6$$

$$\sigma_1 = \sigma_{t\max} = 150$$

$$\sigma'_1 = 150 - 25.92 - 9.6$$

$$\sigma'_1 (\text{kn/m}) = 114.48$$



$$M = \sigma_1 \times \frac{L^2}{2} = 128.8 \quad \text{kn.m}$$

$$\begin{aligned} d &= 40 && \text{cm} \\ h &= 35 && \text{cm} \\ b &= 100 && \text{cm} \\ M &= 12879.0 && \text{KNcm} \end{aligned}$$

$$ms = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta r} = 0.060$$

$$wm = \frac{0.114}{\text{Según tabla}}$$

$$\Delta s = wm \times \frac{b \times h}{\beta s / \beta r}$$

$$\Delta s = 16.63 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos armadura doble

$$\begin{aligned} \text{Adopto } 2 \phi \quad 12 & \quad \text{Area} = 2.26 \quad \text{cm}^2 \\ \Delta s / \text{area } \phi &= 7.36 \quad \text{cant. barras} = 8 \\ \Delta s \text{ adop.} &= 18.08 \quad \text{cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Separación

$$\begin{aligned} \text{Sep. máxima} &= 15 + d / 10 = 19 \\ 100 / \text{cant. } \phi &= 12.50 \end{aligned}$$

Adopto 2 ϕ 12 cada 12 cm

Verificación al corte en el empotramiento

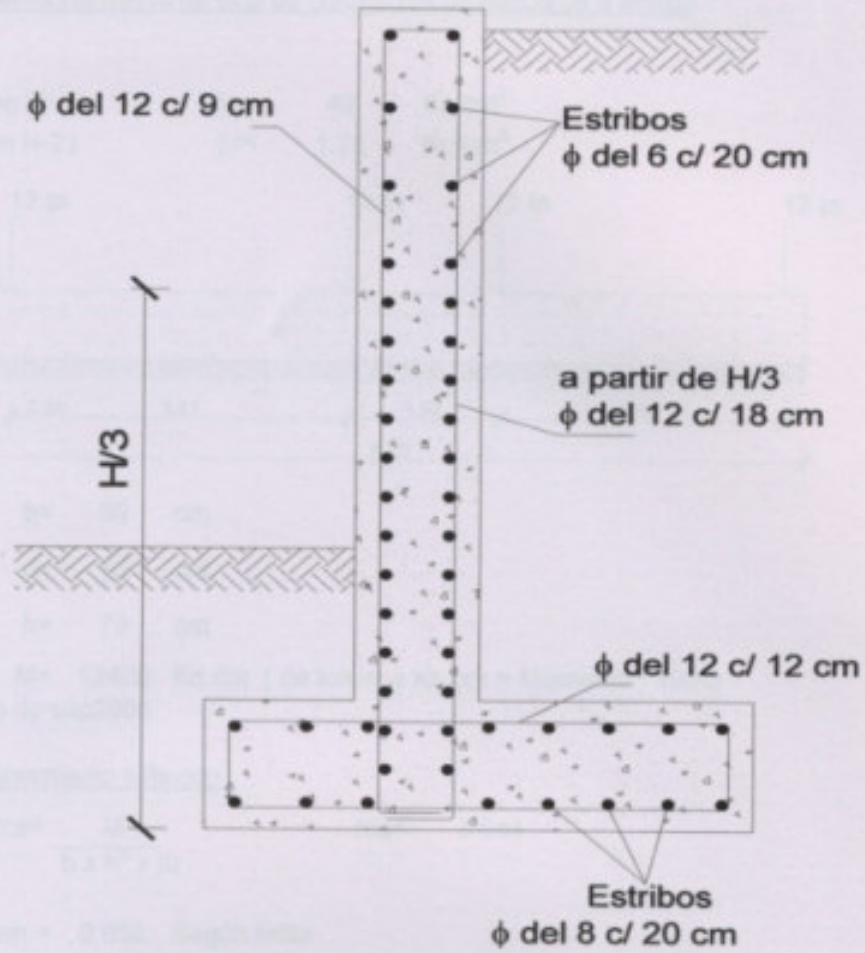
$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \frac{\sigma_1 \times L^2}{1.00 \times 0.85 \times h} < \tau_{011} \\ 577.21 & \leftarrow \leftarrow 450 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{no verifica}) \end{aligned}$$

Como superamos el τ_{011} , pero es menor al $\tau_{02} = 1500 \text{ Kn/m}^2$

Estamos en zona 2 de corte armamos con estribos

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{\max}^2 / \tau_{02} = 222.1 \quad \text{kn/m}^2 \\ \tau_{\min} &= 0.4 \tau_{\max} = 230.88 \quad \text{kn/m}^2 \\ A_{\text{estribos}} &= \tau \times b_0 \times 100 \text{ cm} = 3.8 \quad \text{cm}^2/\text{m} \\ & \quad \sigma_e \end{aligned}$$

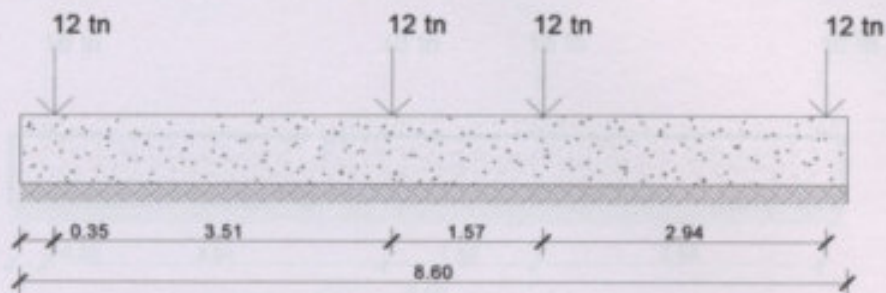
Adoptamos 1 ϕ 8 c/20 cm



9.4. Dimensionamiento de viga de plataforma de descarga a espiga

Datos:

Acero tipo III: $\beta_s = 42 \text{ Kn/cm}^2$
 Hormigón H-21: $\beta_r = 1.75 \text{ Kn/cm}^2$



$b = 30 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

$h = 73 \text{ cm}$

$M = 12420 \text{ Kn.cm}$ (de ton.m a Kn.cm = Momento * 1000)

Momento de sap2000

Dimensionamiento a flexión

$$m_s = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad m_s = 0.044$$

$w_m = 0.082$ Según tabla

$$\Delta s = w_m \times \frac{b \times h}{\beta_s / \beta_r}$$

$\Delta s = 7.48 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adopto $\phi = 16$ Area = 2.01 cm^2

$\Delta s / \text{area } \phi = 3.72$ Cant. de barras = 4

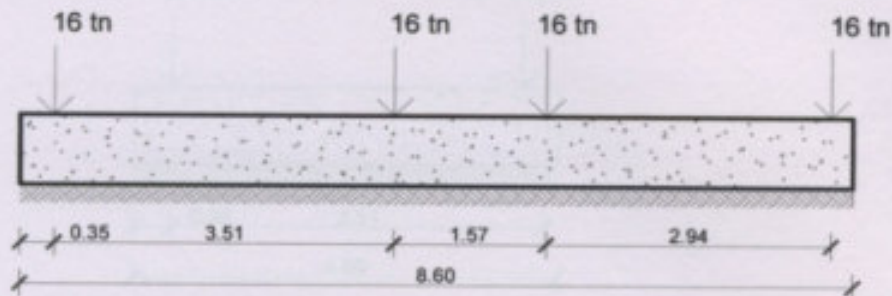
Δs adoptado = $8.04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adopto 4 ϕ 16

9.5. Dimensionamiento de viga 2 de plataforma de descarga a espiga (pistón)

Datos:

Acero tipo III: $\beta_s = 42 \text{ Kn/cm}^2$
 Hormigón H-21: $\beta_r = 1.75 \text{ Kn/cm}^2$



$b = 40 \text{ cm}$
 $d = 80 \text{ cm}$
 $h = 78 \text{ cm}$

$M = 16570 \text{ Kn.cm}$ (de ton.m a Kn.cm = Momento * 1000)

Momento de sap2000

4- Dimensionamiento a flexión

$$m_s = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad m_s = 0.039$$

$w_m = 0.075$ Según tabla

$$\Delta s = w_m \times \frac{b \times h}{\beta_s / \beta_r}$$

$$\Delta s = 9.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto $\phi = 16$ Area = 2.01 cm²

$\Delta s / \text{area } \phi = 4.85$ Cant. de barras 5

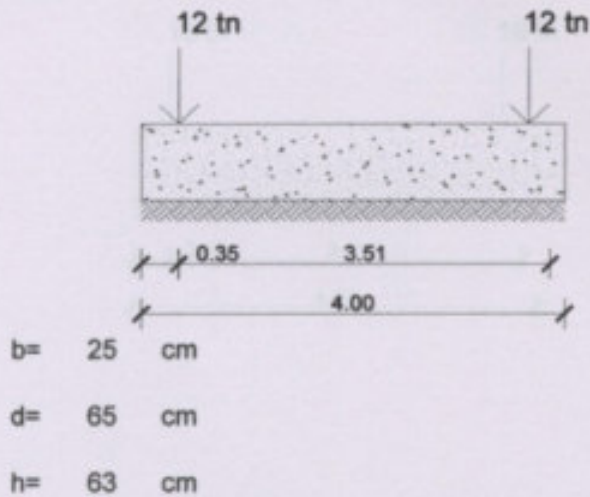
Δs adoptado = 10.05 cm²/m

Adopto 5 ϕ 16

9.6. Dimensionamiento de viga 1 de plataforma de descarga a granel

Datos:

Acero tipo III: $\beta_s = 42 \text{ Kn/cm}^2$
 Hormigón H-21: $\beta_r = 1.75 \text{ Kn/cm}^2$



$b = 25 \text{ cm}$

$d = 65 \text{ cm}$

$h = 63 \text{ cm}$

$M = 10450 \text{ Kn.cm}$ (de ton.m a Kn.cm = Momento * 1000)

Momento de sap2000

Dimensionamiento a flexión

$$m_s = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad m_s = 0.060$$

$w_m = 0.114$ Según tabla

$$\Delta s = w_m \times \frac{b \times h}{\beta_s / \beta_r}$$

$$\Delta s = 7.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto $\phi = 16$ Area = 2.01 cm²

$\Delta s / \text{area } \phi = 3.72$ Cant. de barras 4

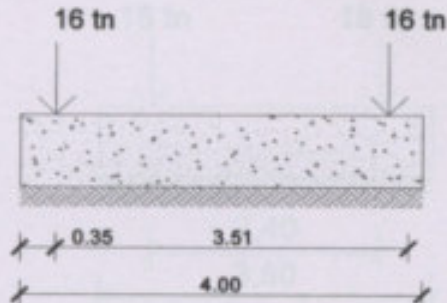
Δs adoptado = 8.04 cm²/m

Adopto 4 ϕ 16

9.7. Dimensionamiento de viga 2 de plataforma de descarga a granel (pistón)

Datos:

Acero tipo III: $\beta_s = 42 \text{ Kn/cm}^2$
 Hormigón H-21: $\beta_r = 1.75 \text{ Kn/cm}^2$



$b = 35 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

$h = 73 \text{ cm}$

$M = 13940 \text{ Kn.cm}$ (de ton.m a Kn.cm = Momento * 1000)

Momento de sap2000

Dimensionamiento a flexión

$$m_s = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad m_s = 0.043$$

$w_m = 0.082$ Según tabla

$$\Delta s = w_m \times \frac{b \times h}{\beta_s \times \beta_r}$$

$\Delta s = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adopto $\phi = 16$ Area = 2.01 cm^2

$\Delta s / \text{area } \phi = 4.34$ Cant. de barras 5

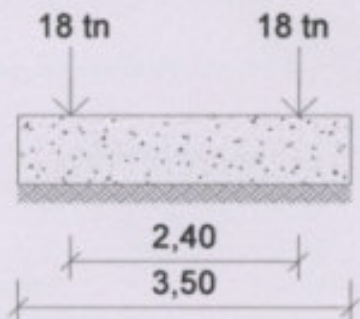
Δs adoptado = 10.05 cm^2/m

Adopto 5 ϕ 16

9.8. Dimensionamiento de viga de balanza

Datos:

Acero tipo III: $\beta_s = 42 \text{ Kn/cm}^2$
 Hormigón H-21: $\beta_r = 1.75 \text{ Kn/cm}^2$



$b = 30 \text{ cm}$
 $d = 75 \text{ cm}$
 $h = 73 \text{ cm}$

$M = 15680 \text{ Kn.cm}$ (de ton.m a Kn.cm = Momento * 1000)
 Momento de sap2000

Dimensionamiento a flexión

$$m_s = \frac{M}{b \times h^2 \times \beta_r} \quad m_s = 0.056$$

$w_m = 0.105$ Según tabla

$$\Delta s = w_m \times \frac{b \times h}{\beta_s + \beta_r}$$

$$\Delta s = 9.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto $\phi = 16$ Area = 2.01 cm^2

$\Delta s / \text{area } \phi = 4.77$ Cant. de barras 5

Δs adoptado = $10.05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adopto 5 $\phi 16$

NAVES DE RECEPCION

10.1. CÁLCULO Y DISEÑO DE UNA NAVE RECEPCION

10.1.1. Cálculo y diseño de nave

Ubicación:

Venado Tuerto, Provincia de Santa Fe

Ubicación:

Dimensiones:	Largo	10,00	m
	Ancho	11,00	m
	Altura de muro	24,00	m
	Altura de cubierta	25	m
	Angulo de la cubierta	7,33	

Estructuras:	Paredes y piso interiores de obra de	10,00	m
	Decoración en obra pintada	5,50	m
	Aislamiento en obra de obra	10,00	m
	Cerramiento de cubierta y pared	1,00	m
	Decoración en obra pintada	1,10	m
	Decoración en obra pintada	1,1	m

Decoración: Chapa Tapa
 Área de obra: 1,00 m²

Tipología y clasificación del edificio

El edificio se clasifica en un sistema de tipo plano, con un sistema de cubierta de estructura de acero (Fig. 10.1). La función es la de recepción y almacenamiento de mercancías, por lo que se lo clasifica en el grupo más de 300 personas, al mismo tiempo se clasifica en categoría II (Tabla A-1 - Apéndice A).

Velocidad máxima del viento

La velocidad básica del viento se sigue según el artículo 5.4 del Reglamento A la Ley 17.247, Título II, inciso, provincia de Santa Fe, que se resume en el valor:

$V_b = 40 \text{ m/s}$

NAVES DE RECEPCION

10. NAVES DE RECEPCION

10.1 CALCULO Y DISEÑO DE UNA NAVE RETICULADA

10.1.1. Cálculo y efectos de viento

DATOS:

Ubicación: Venado Tuerto, Provincia de Santa Fe

Terreno: Rural Plano

Dimensiones:

Largo:	16.00	m.
Ancho:	11.00	m.
Altura de alero:	24.00	m.
Altura de cumbrera:	25	m.
Angulo de la cubierta:	7.73	°

Estructura:

Pórtico rígido salvando la luz de:	16.00	m.
Separación entre pórticos:	5.50	m.
Arriotramiento en direc. de los	16.00	m.
Correas de cubierta y pared:	Luz= 5.50	m.
Separación entre correas techo:	1.15	m.
Separación entre correas pared:	1.2	m.

Revestimiento:

Chapa T101	
Ancho de chapa:	1.00 m.

Exposición y clasificación del edificio

El edificio se localiza en un terreno rural plano, correspondiéndole la categoría de exposición B. (Capítulo 5 - Pág. 15); Su función es la de secado y desgranado de semillas, por lo cual no es factible que lo ocupen más de 300 personas al mismo tiempo. Se considera apropiada la categoría II (Tabla A-1 - Apéndice A).

Velocidad básica del viento:

La velocidad básica del viento se elige según el artículo 5.4 del Reglamento. A la ciudad de Bahía Blanca, provincia de Buenos Aires le corresponde el valor:

V: 50 m/seg

CALCULO SEGÚN LA FIGURA 3 (Para edificios de cualquier altura)

Presión dinámica

Las presiones dinámicas se computan con la ecuación:

$$qz = 0.613 Kz Kzt Kd V^2 I \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Kz se obtiene de la Tabla 5.

Kzt = 1 (no se presentan efectos topográficos).

Kd = 0.85 Para combinaciones de cargas

Para categoría II es I = 1

Sustituyendo valores resulta:

$$qz = 0.613 \times 1 \times 55^2 \times 1 \times 0,85 \times Kz = 1302.63 Kz$$

En la tabla siguiente se muestran los valores de Kz y las presiones dinámicas asociadas con las diferentes alturas. La altura media de la cubierta es igual a 24.500 m.

Presiones dinámicas en N/m²

Altura (m)	Kz	qz (N/m ²)
22.5	0.72	937.89
Alero = 24.00	0.72	937.89
h= 24.50	0.72	937.89
25	0.72	937.89

$$qh = 937.89 \text{ N/m}^2$$

Presiones de viento de diseño para el SPRFV

Las ecuaciones para determinar las presiones y fuerzas de diseño para un edificio u otras estructuras se dan en el artículo 5.12.2 del Reglamento. La ecuación para el SPRFV en edificios de todas las alturas es:

$$p = q GCp - qi(GCpi)$$

siendo:

q = qz para pared a barlovento a la altura z sobre el terreno.

q = qh para pared a sotavento, paredes laterales y cubierta.

qi = qh para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edif.

cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.

qi = qz para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados,

donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que puede afectar la presión interna positiva. Para la evaluación de la presión interna positiva, qi se puede calcular conservativamente a la altura h (qi = qh).

$G = 0.85$, factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8.1.

C_p valores obtenidos de la Figura 3.

($G C_{pi}$) valores obtenidos de Tabla 7.

Hay dos procedimientos alternativos para determinar las presiones de viento para SPRFV en edificios de baja altura. Los coeficientes de presión que se muestran en la Figura 3 son aplicables a edificios de todas las alturas, en tanto que los presentados en la Figura 4 se refieren solo a edificios de baja altura, en los cuales la altura media h es menor o igual a 20 m. En este caso, cuando el viento es normal a la cumbrera, la cubierta a barlovento recibe presiones externas tanto positivas como negativas. Combinando estas presiones externas con las presiones internas positivas y negativas resultan cuatro casos de carga cuando el viento es normal a la cumbrera. Cuando el viento es paralelo a la cumbrera, las presiones internas positivas y negativas dan lugar a dos casos de carga.

Valores C_p para paredes según la Figura 3

Para viento normal a la cumbrera, $L/B = \frac{11.00}{16.00} = 0.688$

Para viento paralelo a la cumbrera, $L/B = \frac{16.00}{11.00} = 1.455$

Todos los valores del coeficiente C_p se resumen en la tabla que sigue:

Coefficientes de presión C_p para pared

Superficie	L/B	C_p
Pared a Barlovento	todos los valores	0.8
Pared a Sotavento	0-1	-0.5
	0.688	-0.5
	1.454545455	-0.40909091
	2	-0.3
Paredes laterales	todos los valores	-0.7

Coefficientes de presión C_p para la cubierta (Viento normal a la cumbrera)

Estos coeficientes para el SPRFV se obtienen de la tabla continuación de la Figura 3. Para el ángulo 7.73° de la cubierta, se usa interpolación lineal para determinar C_p . Para viento normal a la cumbrera, $h/L = \frac{24.500}{11.00} = 2.227$

Coefficientes de presión C_p para la cubierta (Viento normal a la cumbre)

Superficie	L/B	7.73
Pared a Barlovento	0.25	
	2.227	-0.900
		0.000
	3	
Pared a Sotavento	2.227	-0.7

Valores de GCpi internos

Los coeficientes de presión para edificios están contenidos en la Tabla 7 del Reglamento. Las aberturas están distribuidas uniformemente en las paredes y en consecuencia

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

Presiones netas sobre el SPRFV

$$p = q GC_p - q_i (GC_{pi})$$

$$p = q \times 0.85 \times C_p - 937.89 \times (\pm 0.18)$$

donde:

$q = q_z$ para pared a barlovento.

$q = q_h$ para pared a sotavento, paredes laterales y cubierta.

$G = 0.85$

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edif. cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados, donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que puede afectar la presión interna positiva. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$).

Las presiones netas para el SPRFV se incorporaron a las tablas siguientes:

Presiones sobre el SPRFV : Viento normal a la cumbre

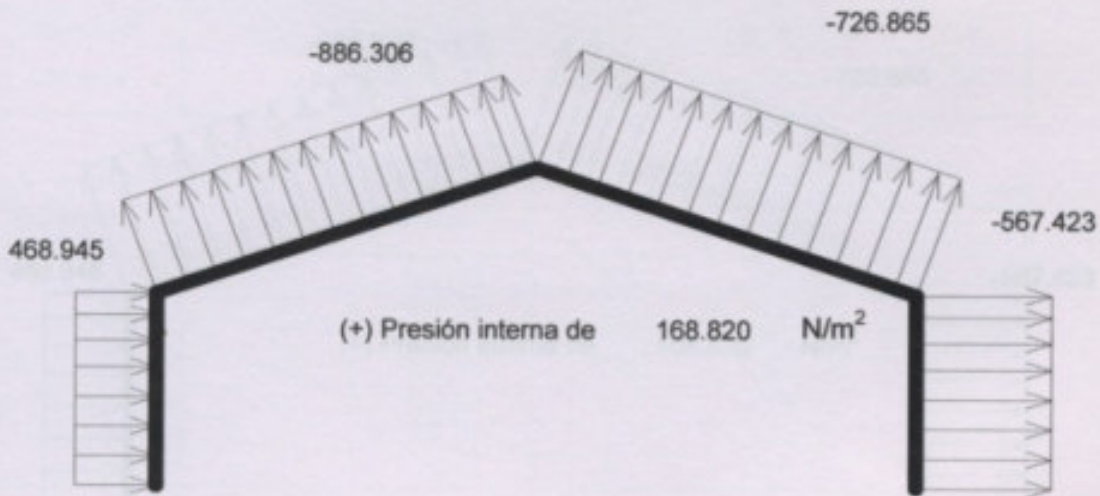
Superficie	q (N/m ²)	Cp	Presión neta en N/m ² con	
			(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	937.89	0.8	468.945	806.585
	937.89	0.8	468.945	806.585
	937.89	0.8	468.945	806.585
Pared a Sotavento	937.89	-0.5	-567.423	-229.783
Paredes laterales	937.89	-0.7	-726.865	-389.224
Cubierta a Barlovento	937.89	-0.900	-886.306	-548.666
	937.89	0.000	-168.820	168.820
Cubierta a Sotavento	937.89	-0.7	-726.865	-389.224

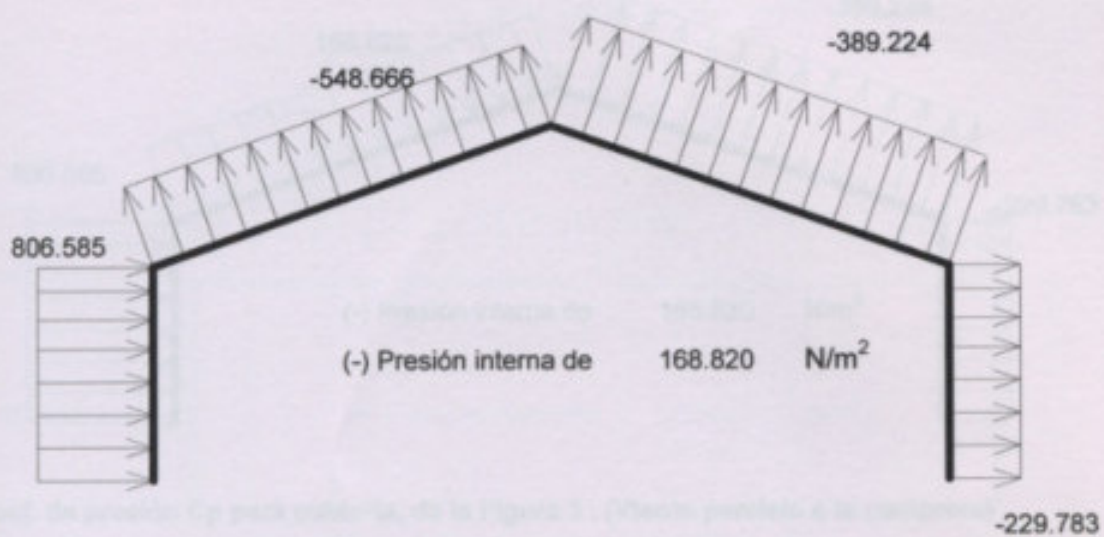
Nota: qh = 937.89 N/m² G= 0.85 GCpi = ± 0.18

(*) Dos casos de carga sobre la cubierta a barlovento y dos presiones internas dan un total de cuatro casos de carga.

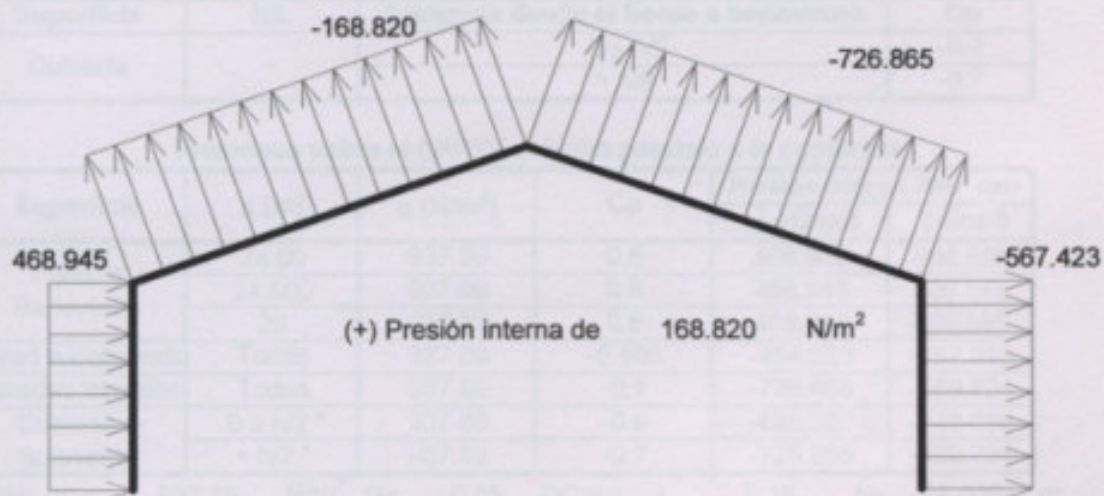
Presión interna = qh x GCpi = 937.89 x 0.18 = 168.8202 N/m²

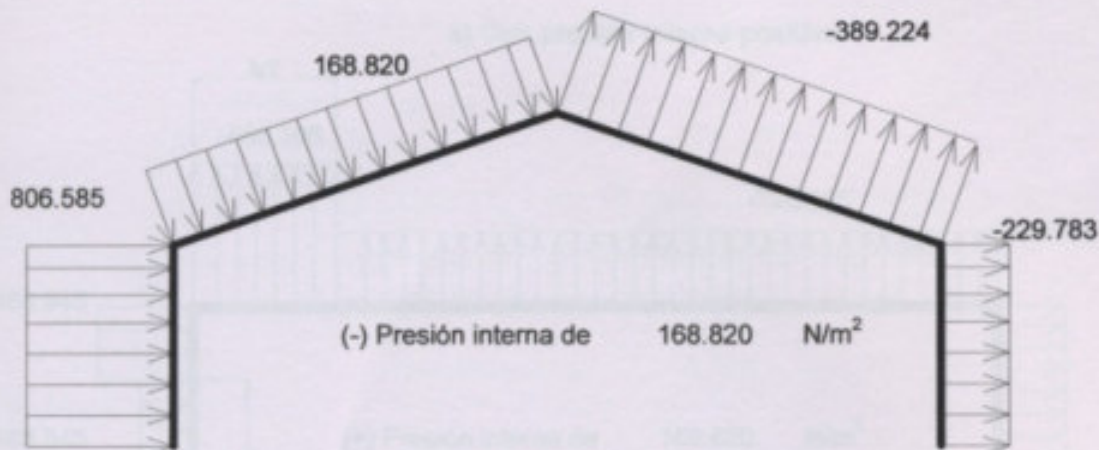
Presiones de diseño netas para el SPRFV para viento normal a la cumbre con coeficiente negativo de presión externa a barlovento en cubierta:





Presiones de diseño netas para el SPRFV para viento normal a la cumbre con coeficiente positivo de presión externa a barlovento en cubierta:





Coef. de presión C_p para cubierta, de la Figura 3 . (Viento paralelo a la cumbrera)

Para viento paralelo a la cumbrera $h/L = 24.500 / 16.00 = 1.531$

Los valores de C_p para todos los valores de θ se obtienen de la Figura 3, y se presentan en la tabla siguiente:

Coeficientes C_p para la cubierta (Viento paralelo a la cumbrera)

Superficie	h/L	Distancia desde el borde a barlovento	C_p
Cubierta	<	0 a $h/2$	-0.9
		> $h/2$	-0.7

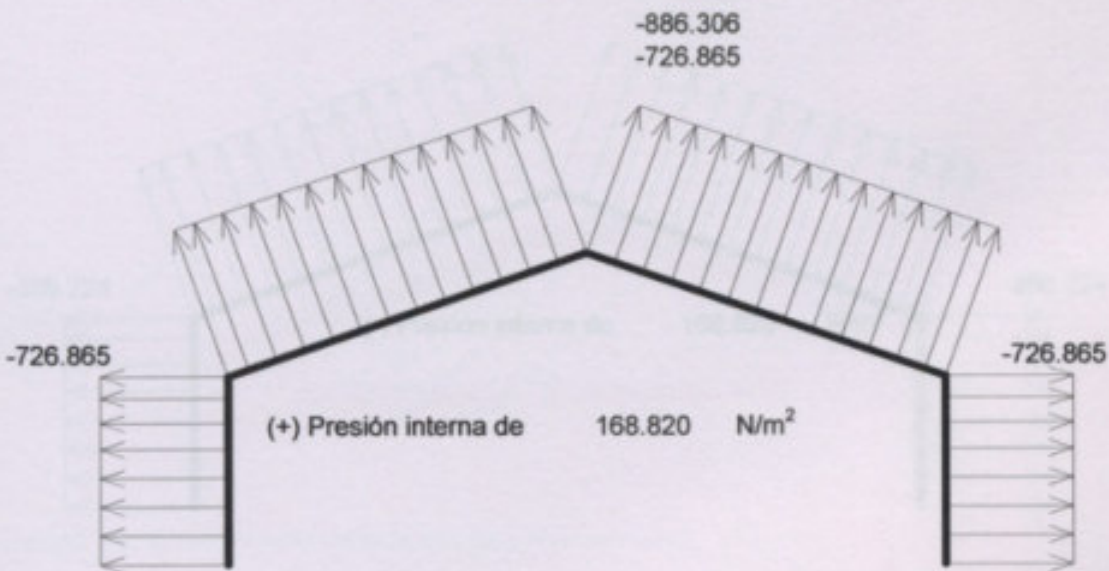
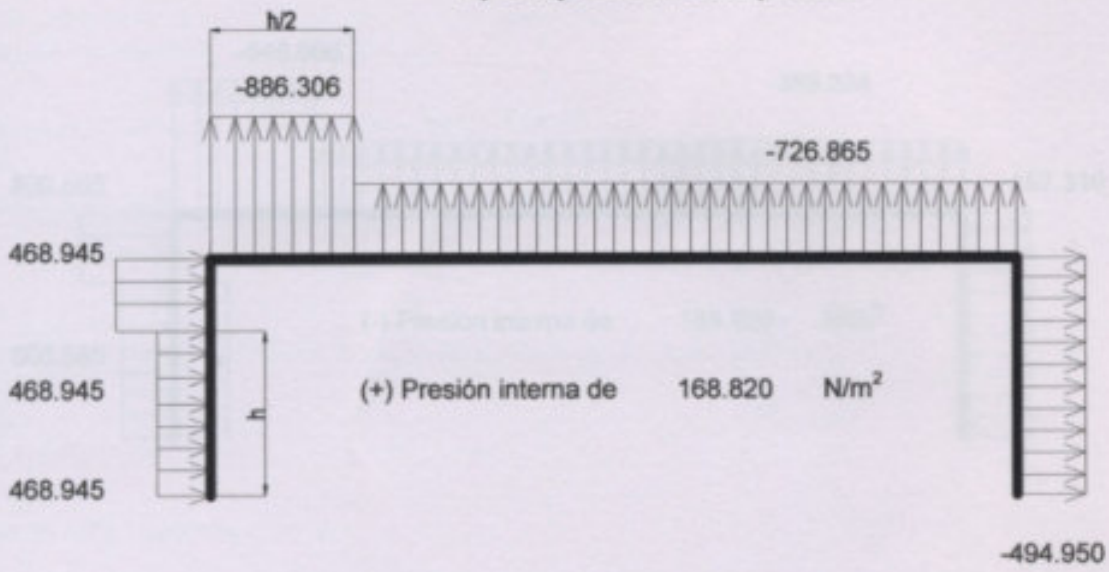
Presiones sobre el SPRFV : Viento paralelo a la cumbrera

Superficie	z (m)	q (N/m^2)	C_p	Presión neta en N/m^2 con	
				(+ G_{cpi})	(- G_{cpi})
Pared a Barlovento	24.00	937.89	0.8	468.945	806.585
	24.500	937.89	0.8	468.945	806.585
	25	937.89	0.8	468.945	806.585
Pared a Sotavento	Todas	937.89	-0.409	-494.950	-157.310
Paredes laterales	Todas	937.89	-0.7	-726.865	-389.224
Cubierta a Sotavento	0 a $h/2$ *	937.89	-0.9	-886.306	-548.666
	> $h/2$ *	937.89	-0.7	-726.865	-389.224

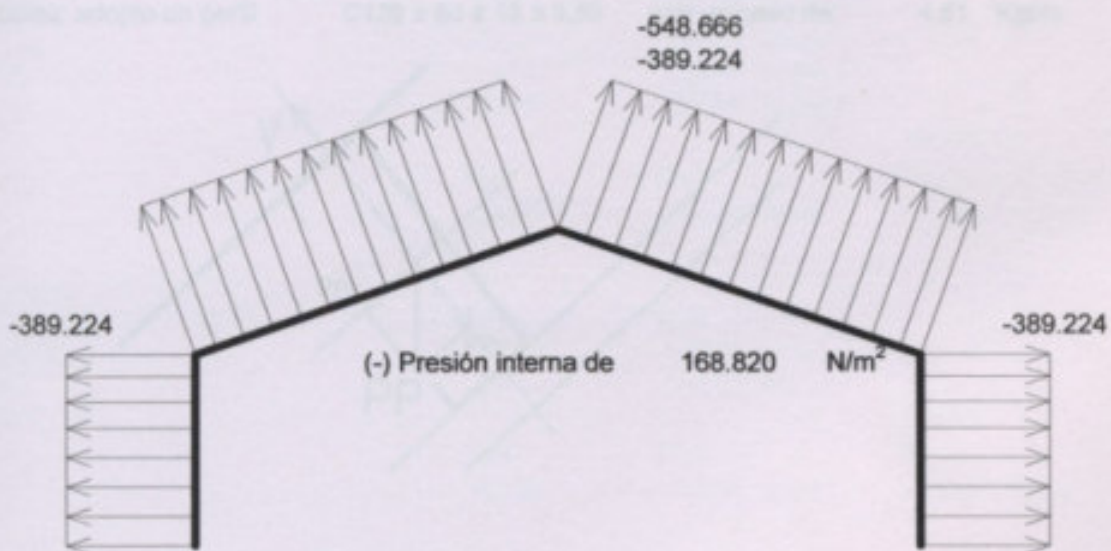
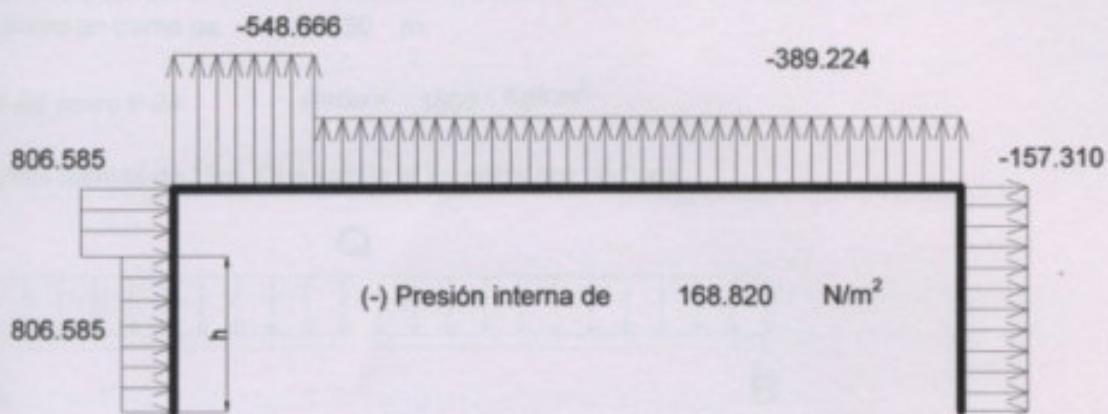
Nota: $q_h = 937.89 \text{ N/m}^2$ $G = 0.85$ $G_{cpi} = \pm 0.18$ $h = 24.500 \text{ m}$.

* Distancia desde el borde a barlovento

a) Con presión interna positiva



b) Con presión interna negativa

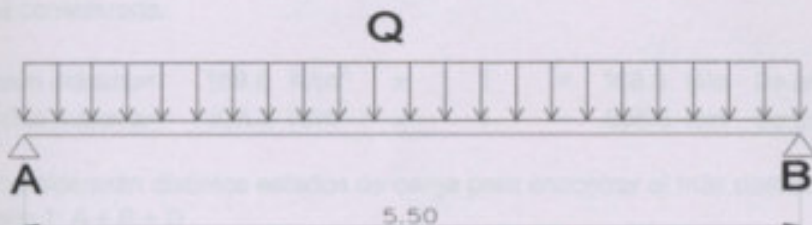


10.1.2 Dimensionamiento de las correas del techo

Distancia entre correas: 1 m. $\alpha = 7.73^\circ$
 Se considera un tramo de 5.50 m.

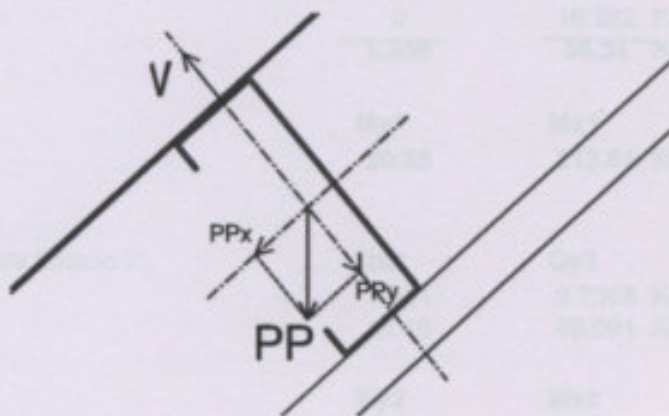
Calidad del acero F-24 $\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Se adoptan correas de 12m. Que salvan la luz entre dos pórticos



Analisis de carga sobre la correa

Peso chapa: la chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.31 Kg/cm²
 Peso correa: adopto un perfil C120 x 50 x 15 x 2,50 con un peso de: 4.51 Kg/m.



A) Peso propio: La suma del peso de la chapa más el de la correa

$$P_p = 5.31 \times 1 + 4.51 = 9.82 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{px} = 9.82 \times \sin 7.73 = 1.3208 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{py} = 9.82 \times \cos 7.73 = 9.7308 \text{ Kg/m.}$$

B) Sobrecarga de lluvia: Se adopta una sobrecarga de 30 Kg/cm²

$$\text{Lluvia} = 30 \times 1 = 30 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Lluvia}_x = 30 \times \sin 7.73 = 4.0352 \text{ Kg/m.}$$

Lluviay = 30 x cos 7.73 = 29.727 Kg/m.

C) Sobrecarga de montaje: Se adopta una sobrecarga de 100 Kg puntual a la mitad de la luz

Montaje = 100 Kg

Montajex = 100 x sen 7.73 = 13.451 Kg

Montajey = 100 x cos 7.73 = 99.091 Kg

D) Sobrecarga de viento: Según la tabla Presiones netas en componentes de cubierta para la zona considerada.

Presión máxima= 168.8 N/m² x 1 = 168.8 N/m De tabla de presiones de diseño

Succión máxima= -886.3 N/m² x 1 = -886.3 N/m De tabla de presiones de diseño

Se considerarán distintos estados de carga para encontrar el más desfavorable:

Estado 1: A + B + D

Estado 2: A + C

Estado 3: A + D

Cálculo de Q para Estado 1:

	Qx1	Qy1	
Peso propio	1.321	9.7308 Kg/m.	
Lluvia	4.035	29.727 Kg/m.	
Viento (Presión)	0	16.882 Kg/m.	
	<u>5.356</u>	<u>56.34</u> Kg/m.	

c/tillas

My1	Mx1	M_{y1c/t}
20.25	213.04 Kgm.	5.063 Kgm.

Cálculo de Q para Estado 2:

	Qx2	Qy2	
Peso propio	1.321	9.7308 Kg/m.	
Montaje	13.45	99.091 Kg	

c/tillas

My2	Mx2	M_{y2c/t}
23.49	173.04 Kgm.	10.5 Kgm.

Cálculo de Q para Estado 3:

	Qx3	Qy3	Kg/m.
Peso propio	1.321	9.7308 Kg/m.	
Viento (Succión)	0	-88.63 Kg/m.	
	<u>1.321</u>	<u>-78.9</u> Kg/m.	

c/tillas

My3	Mx3	M_{y3c/t}
4.994	-298.3 Kgm.	1.249 Kgm.

La mayor de las solicitaciones en la dirección x es: **M_{máx} = 23.49 Kgm. ESTADO 2**

La mayor de las solicitaciones en la dirección y es: $M_{máx_x} = 298.3 \text{ Kgm. ESTADO 3}$

Dimensionamiento a flexión oblicua para el estado 3

Se colocarán tillas para reducir la luz de cálculo en la dirección x, disminuyendo también la flecha en ese sentido y el momento en y.

Adopto una correa: **C120 x 50 x 15 x 2,50**

G =	4.51	Kg/m.
W _x =	22.41	cm ³
W _y =	5.96	cm ³
F =	5.75	cm ²

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{-29834}{22.41} + \frac{124.9}{5.96} = -1310 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación para el Estado 2

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{17304}{22.41} + \frac{1050}{5.96} = 948.28 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la Flecha:

$$f_{ADM} = L/300 = 1.83 \text{ cm.}$$

Cálculo de la flecha para el estado 3

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 1.2 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 1.2 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

Cálculo de la flecha para el estado 2

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

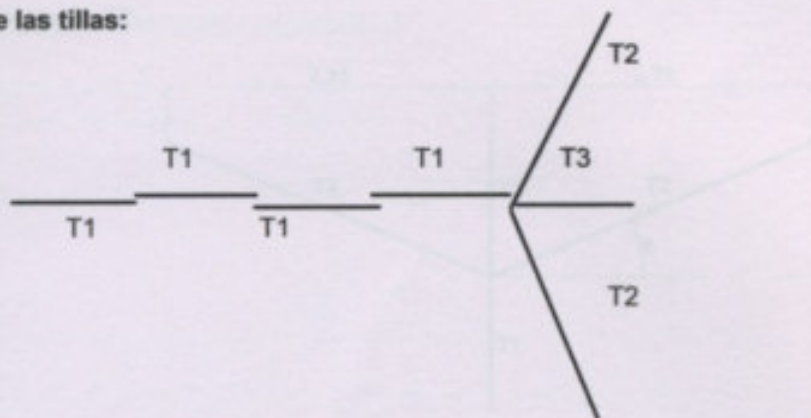
$$f_{máx_y} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 0 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

Reacción A: 0.217 Tn

Reacción B: 0.217 Tn

Cálculo de las tillas:



Dimensionamiento T1:

Las tillas están solicitadas a tracción, por lo tanto se cargan con la reacción de las correas en el sentido x, cargadas con peso propio.

Reacción de la correa central sobre la tilla = $P_{px} = 49.2 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan
 Reacción de la correa exterior sobre la tilla = $P_{px} = 49.2 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan

Además actúa la sobrecarga de montaje que una puntual de 100 Kg que también se descompone en la dirección x.

$$P_{Mx} = 13.45 \text{ Kg}$$

$$P_c = 49.2 + 13.45 = 62.651 \text{ Kg}$$

$$P_e = 49.2 + 13.45 = 62.651 \text{ Kg}$$

La tilla más solicitada tendrá la carga de las 3 tillas exteriores y las 4 centrales:

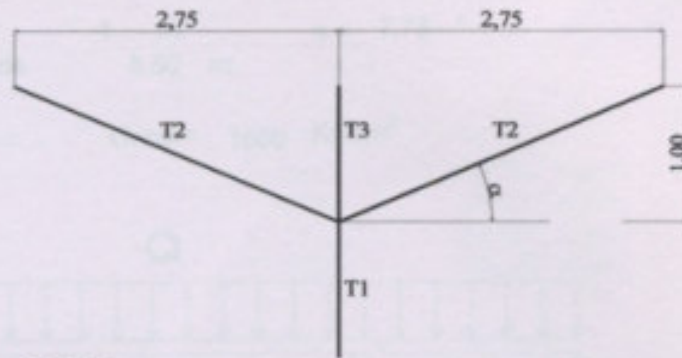
$$P_{m\acute{a}x} = 62.65 \times 3 + 62.65 \times 4 = 438.6 \text{ Kg}$$

$$F_{nec} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{438.6}{1600} = 0.2741 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0,80 para tener en cuenta la rosca.

Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.88 \text{ mm}$. Con una sección de 1.583 cm^2

Dimensionamiento T2:



$$\alpha = \arctg \frac{1.00}{2.75} = 19.983^\circ$$

$$\Sigma P = 2 \times T2 \times \text{sen } \alpha - T1 = 0 \quad \Rightarrow \quad T2 = \frac{T1}{2 \times \text{sen } \alpha} = \frac{438.55}{0.6835} = 641.6 \text{ Kg}$$

$$F_{\text{rec}} = \frac{T2}{\sigma_{\text{ADM}}} = \frac{642}{1600} = 0.401 \text{ cm}^2$$

Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.88 \text{ mm}$. Con una sección de 1.583 cm^2

Dimensionamiento de T3:

$$T3 = T1 - 2 \cdot T2 \cdot \text{Sen } \alpha = 418.26312$$

$$F_{\text{rec}} = \frac{T3}{\sigma_{\text{ADM}}} = \frac{418.3}{1600} = 0.2614 \text{ cm}^2$$

Como la tilla T3 trabaja a compresión, la verificamos a pandeo

$$\text{Area} = 1.583 \text{ cm}^2$$

Verificación de la esbeltez

$$l_x = 0.312$$

$$\text{Longitud de pandeo: } S_k = 1.00 \text{ m}$$

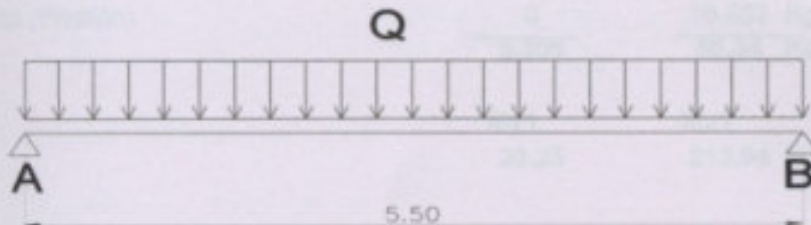
$$\text{Radio de giro: } i = \sqrt{J/F} = 0.44 \text{ cm}$$

$$\text{Esbeltez: } l = S_k / i = 225.42 < 250 \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

10.1.3. Dimensionamiento de la correa puntal

Distancia entre correas: 1 m. $\alpha = 7.73^\circ$
 Se considera un tramo de 5.50 m.

Calidad del acero F-24 $\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$



Análisis de carga sobre la correa

Peso chapa: la chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.31 Kg/cm²
 Peso correa: adopto un perfil C120 x 50 x 15 x 2,50 con un peso de: 4.51 Kg/m.

A) Peso propio: La suma del peso de la chapa más el de la correa

$$P_p = 5.31 \times 1 + 4.51 = 9.82 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{px} = 9.82 \times \sin 7.73 = 1.3208 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{py} = 9.82 \times \cos 7.73 = 9.7308 \text{ Kg/m.}$$

B) Sobrecarga de lluvia: Se adopta una sobrecarga de 30 Kg/cm²

$$L_{luvia} = 30 \times 1 = 30 \text{ Kg/m.}$$

$$L_{luvia_x} = 30 \times \sin 7.73 = 4.0352 \text{ Kg/m.}$$

$$L_{luvia_y} = 30 \times \cos 7.73 = 29.727 \text{ Kg/m.}$$

C) Sobrecarga de montaje: Se adopta una sobrecarga de 100 Kg puntual a la mitad de la luz.

$$\text{Montaje} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_x = 100 \times \sin 7.73 = 13.451 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_y = 100 \times \cos 7.73 = 99.091 \text{ Kg}$$

D) Sobrecarga de viento: Según la tabla Presiones netas en componentes de cubierta para la zona considerada.

$$\text{Presión máxima} = 168.8 \text{ N/m}^2 \times 1 = 168.8 \text{ N/m De tabla de presiones de diseño}$$

$$\text{Succión máxima} = -886.3 \text{ N/m}^2 \times 1 = -886.3 \text{ N/m De tabla de presiones de diseño}$$

Se considerarán distintos estados de carga para encontrar el más desfavorable:

Estado 1: A + B + D

Estado 2: A + C

Estado 3: A + D

Cálculo de Q para Estado 1:

Peso propio	Qx1	Qy1
Lluvia	1.321	9.7308 Kg/m.
Viento (Presión)	4.035	29.727 Kg/m.
	0	16.882 Kg/m.
	<u>5.356</u>	<u>56.34</u> Kg/m.

c/tillas

My1	Mx1	$M_{y1c/t}$
20.25	213.04 Kgm.	5.063 Kgm.

Cálculo de Q para Estado 2:

Peso propio	Qx2	Qy2
Montaje	1.321	9.7308 Kg/m.
	13.45	99.091 Kg

c/tillas

My2	Mx2	$M_{y2c/t}$
23.49	173.04 Kgm.	10.5 Kgm.

Cálculo de Q para Estado 3:

Peso propio	Qx3	Qy3 Kg/m.
Viento (Succión)	1.321	9.7308 Kg/m.
	0	-88.63 Kg/m.
	<u>1.321</u>	<u>-78.9</u> Kg/m.

c/tillas

My3	Mx3	$M_{y3c/t}$
4.994	-298.3 Kgm.	1.249 Kgm.

La mayor de las solicitaciones en la dirección x es:

$$M_{máx_y} = 23.49 \text{ Kgm. ESTADO 2}$$

La mayor de las solicitaciones en la dirección y es:

$$M_{máx_x} = 298.3 \text{ Kgm. ESTADO 3}$$

Dimensionamiento a flexión oblicua para el estado 3

Se colocarán tillas para reducir la luz de cálculo en la dirección x, disminuyendo también la flecha en ese sentido y el momento en y.

Adopto una correa:

C120 x 50 x 15 x 2,50

$$G = 4.51 \text{ Kg/m.}$$

$$W_x = 22.41 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 5.96 \text{ cm}^3$$

$$F = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 134.48 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 20.21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{-29834}{22.41} + \frac{124.9}{5.96} = -1310 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación para el Estado 2

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{17304}{22.41} + \frac{1050}{5.96} = 948 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la Flecha:

$$f_{ADM} = L/300 = 1.83 \text{ cm.}$$

Cálculo de la flecha para el estado 3

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 1.2 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 1.2 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

Cálculo de la flecha para el estado 2

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 0 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

$$\text{Reacción A: } 0.217 \text{ Tn}$$

$$\text{Reacción B: } 0.217 \text{ Tn}$$

Verificación al pandeo:

$$N = 0.560 \text{ T} \quad \text{Valor de la reacción de la columna de frontis}$$

Pandeo según x:

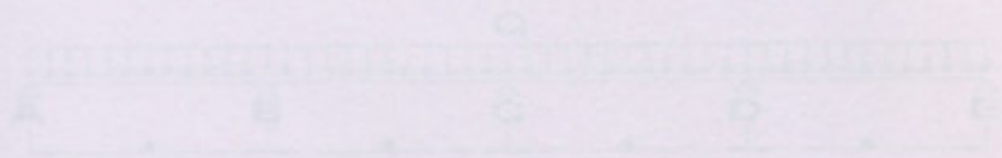
Longitud de pandeo:	$s_k =$	5.50 m
Radio de giro:	$i = \sqrt{J/F} =$	4.84 cm
Esbeltez:	$l = s_k / i =$	114
Coefficiente pandeo:	$\omega =$	2.51
Tensión:	$\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_x / W_x =$	1442.605 kg/cm ²
$\sigma =$	1442.60 kg/cm ² < 1600 kg/cm ²	$\implies \text{VERIFICA}$

Pandeo según y:

Longitud de pandeo:	$S_k =$	5.50 m
Radio de giro:	$i = \sqrt{J/F} =$	1.87 cm
Esbeltez:	$l = S_k / i =$	293.37
Coefficiente pandeo:	$\omega =$	12.06
Tensión:	$\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_y / W_y =$	1655.966 kg/cm ²
	$\sigma = 1655.97 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$	\Rightarrow NO VERIFICA (se toma como valido)

Def $1,20 \times 1,20 = 2,16 \times 1,202 \text{ Kg/m}$

Diagrama de carga:



Resultados obtenidos a través de software:

Se muestran resultados para espigas en el plano:

Carga en y dan momento en la dirección y:	$M_y =$	118 Kg/m
Carga en y dan momento en la dirección x:	$M_x =$	16 Kg/m

Área de un eje x:	$0,120 \times 80 \times 16 \times 1,96$	$S_x =$	2,91 Kg/m
		$V_y =$	4,07 cm ²
		$V_x =$	14,81 cm ²
		$F =$	7,65 cm ²
		$J_y =$	25,02 cm ⁴
		$J_x =$	12,08 cm ⁴

$$\sigma = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{1000}{4,07} + \frac{11000}{14,81} = 1162,75 \text{ Kg/cm}^2 < 1600$$

10.1.4. Dimensionamiento de las correas de Frontis:

Análisis de cargas sobre la correa:

Según x:

Se adopta la carga de la tabla de viento paralelo a la cumbrera a los 24.5 m.

$$Q_{\text{viento}} = 80.66 \times 1.20 = 96.8 \text{ Kg/m}$$

Según y:

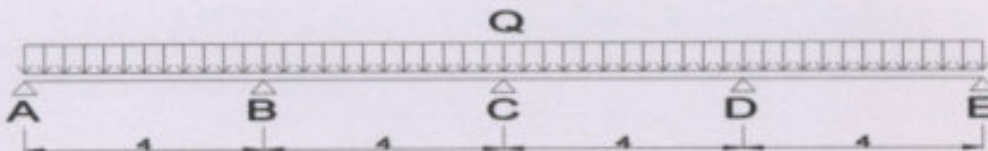
Distancia entre correas: 1.20 m

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.31 Kg/m²

Peso correa: Adopto un perfil C120 x 50 x 15 x 1,60 con un peso de 2.98 Kg/m

$$Q_{pp} = 5.31 \times 1.20 + 2.98 = 9.352 \text{ Kg/m}$$

Esquema de carga:



Dimensionamiento a flexión oblicua:

De los cálculos realizados con Pplan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y: $M_y = 118 \text{ Kgm}$

Cargas en y dan momento en la dirección x: $M_x = 16 \text{ Kgm}$

Adopto una correa:	C120 x 50 x 15 x 1,60	G = 2.98 Kg/m
		Wy = 4.03 cm ³
		Wx = 14.81 cm ³
		F = 3.80 cm ²
		Jx = 88.85 cm ⁴
		Jy = 13.68 cm ⁴

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1600}{4.03} + \frac{11800}{14.81} = 1193.78 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: $L = 4 \text{ m}$

$$f_{ADM} = L/250 = 1.60 \text{ cm}$$

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 1.42 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 0.09 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 1.51 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Reacción A: 0.15 T

Reacción B: 0.438 T

Reacción C: 0.356 T

Reacción D: 0.438 T

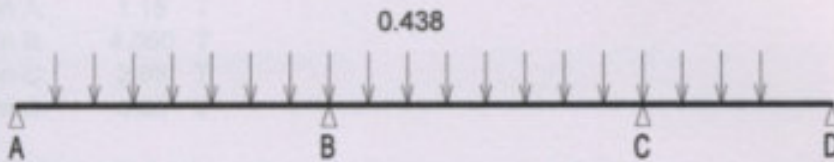
Reacción E: 0.15 T

10.1.5 Dimensionamiento de las columnas de Frontis:

La longitud de cálculo de la columna es: $L = 25 \text{ m}$

Análisis de cargas sobre la columna:

Según x:



Según y:

Distancia entre columnas: 4.00 m

Peso correa: 2.98 Kg/m

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.31 Kg/m^2

Peso columna: Adopto un perfil IPN 220 con un peso de 31.1 Kg/m

$$Q_{py} = 5.31 \times 4.00 + 31.1 + 19 \times 2.98 \times 4.00 = 278.8 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de solicitaciones en sentido x:

$$M_{máx_x} = 3.63 \text{ Tm} \quad \text{De resolución en PPLAN}$$

$$\sigma_{ADM} = \frac{M_{máx}}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M_{máx}}{\sigma_{ADM}} = \frac{363000}{1600} = 226.88 \text{ cm}^3$$

Se adopta un perfil mayor al necesario por tensiones debido a que falla por pandeo.

Adopto un perfil	IPN 220	$G = 31.1 \text{ Kg/m}$
		$W_y = 33 \text{ cm}^3$
		$W_x = 278 \text{ cm}^3$
		$F = 39.50 \text{ cm}^2$
		$J_x = 3060 \text{ cm}^4$
		$J_y = 162 \text{ cm}^4$

Verificación de tensiones:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} + \frac{N}{A} = \frac{363000}{278} + \frac{6970.50}{39.50} = 1482.22 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: $L = 9.6 \text{ m}$

$f_{ADM} = L/250 = 3.84 \text{ cm}$

De resolución en PPLAN:

$f_{m\acute{a}x} = 2 \text{ cm} < f_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

Reacción A: 1.15 T

Reacción B: 4.050 T

Reacción C: 2.99 T

Reacción D: 0.56 T

Verificación al pandeo:

Pandeo según x:

Longitud de pandeo: $s_k = 9.60 \text{ m}$

Radio de giro: $i = \sqrt{J/F} = 9.59 \text{ cm}$

Esbeltez: $l = s_k / i = 100.10$

Coefficiente pandeo: $\omega = 2.18$

Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_x / W_x = 1559.88 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 1559.88 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Buena Condición)}$

10.1.6. Dimensionamiento de las correas laterales:

Análisis de cargas sobre la correa:

Según x:

Se adopta la carga de la tabla de viento paralelo a la cumbrera a los 24.5 m.

$$Q_{\text{Viento}} = 80.66 \times 1.20 = 96.8 \text{ Kg/m}$$

Según y:

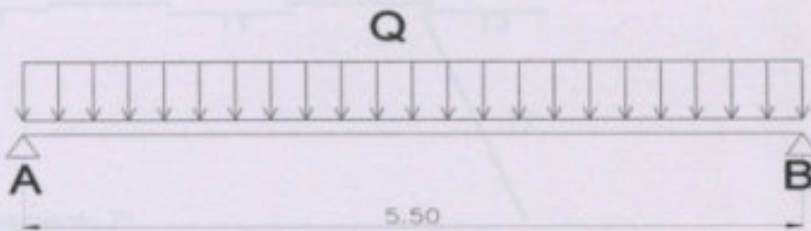
Distancia entre correas: 1.20 m

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.31 Kg/m²

Peso correa: Adopto un perfil C140 x 60 x 20 x 2,5 con un peso de 5.50 Kg/m

$$Q_{\text{pp}} = 5.31 \times 1.20 + 5.5 = 11.872 \text{ Kg/m}$$

Esquema de carga:



Dimensionamiento a flexión oblicua:

De los cálculos realizados con Pplan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y: $M_y = 366 \text{ Kgm}$

Cargas en y dan momento en la dirección x: $M_x = 39 \text{ Kgm}$

Adopto una correa: C140 x 60 x 20 x 2,5	G = 5.50 Kg/m
	Wy = 9.28 cm ³
	Wx = 31.93 cm ³
	F = 7.00 cm ²
	Jx = 223.49 cm ⁴
	Jy = 37.03 cm ⁴

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{3900}{9.28} + \frac{36600}{31.93} = 1566.52 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ADM}}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: L = 5.5 m

$$f_{\text{ADM}} = L/250 = 2.20 \text{ cm}$$

De resolución en PPLAN:

$$f_{m\acute{a}x_x} = 1.72 \text{ cm} < f_{ADM}$$

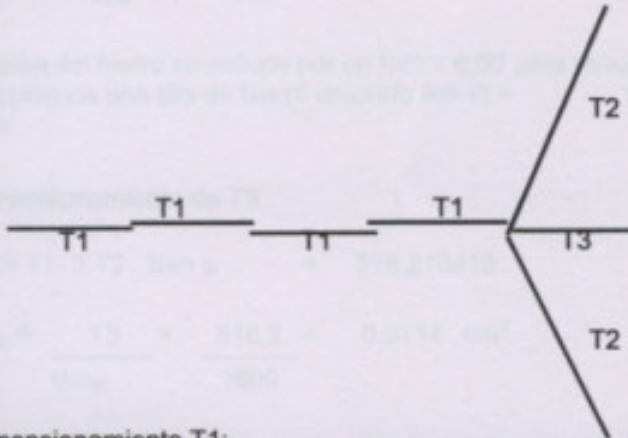
$$f_{m\acute{a}x_y} = 0.09 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{m\acute{a}x_x} + f_{m\acute{a}x_y} = 1.81 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

Reacción A: 0.266 T

Reacción B: 0.266 T

Cálculo de las tillas:



Dimensionamiento T1:

Las tillas están solicitadas a tracción, por lo tanto se cargan con la reacción de las correas en el sentido x, cargadas con peso propio.

Reacción de la correa sobre la tilla : $P_{px} = 39.2 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan

$$P_c = 39.2 \text{ Kg}$$

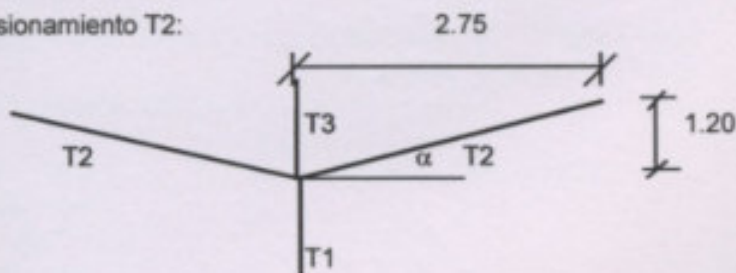
$$P_e = 39.2 \text{ Kg}$$

La tilla más solicitada tendrá la carga de las 10 tillas exteriores y 10 central:

$$P_{m\acute{a}x} = 39.2 \times 10 + 39.2 \times 10 = 784 \text{ Kg}$$

$$F_{nec} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{784 \text{ Kg}}{1600 \text{ Kg/cm}^2} = 0.490 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento T2:



$$a = \arctg \frac{1.20}{2.75} = 23.57^\circ$$

$$SP = 2 \times T2 \times \text{sen } a - T1 = 0 \quad \Rightarrow \quad T2 = \frac{T1}{2 \times \text{sen } a} = \frac{784}{0.8} = 980.1 \text{ Kg}$$

$$F_{\text{nec}} = \frac{T2}{\sigma_{\text{ADM}}} = \frac{980.1}{1600} = 0.6126 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0,80 para tener en cuenta la rosca.
 Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 19.05 \text{ mm}$. Con una sección de 2.28 cm^2

Dimensionamiento de T3:

$$T3 = T1 - 2 \cdot T2 \cdot \text{Sen } a = 818.210418$$

$$F_{\text{nec}} = \frac{T3}{\sigma_{\text{ADM}}} = \frac{818.2}{1600} = 0.5114 \text{ cm}^2$$

Como la tilla T3 trabaja a compresión, la verificamos a pandeo

$$\text{Area} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Verificación de la esbeltez

$$l_x = 0.646$$

$$\text{Longitud de pandeo: } s_k = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Radio de giro: } i = \sqrt{J/F} = 0.53 \text{ cm}$$

$$\text{Esbeltez: } l = s_k / i = 225.42 < 250 \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

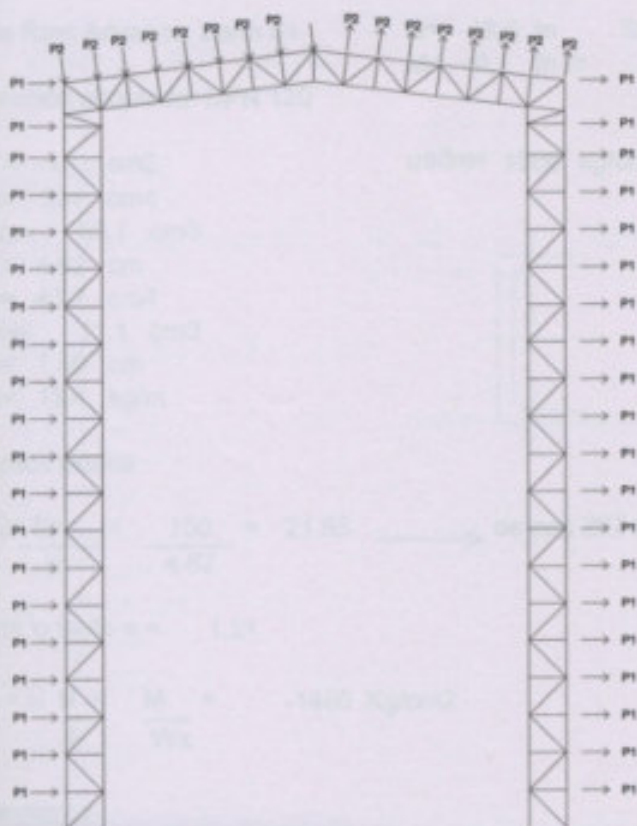
10.1.7. Dimensionamiento de pórtico

Cargas actuantes:

Reacción de las correas

Peso Propio

Esquema de carga (cargado en Ram Advance)



REFERENCIAS:

- P1: reacción correa lateral (0,43 tn)
- P2: reacción correa techo (0,532 tn)

Dimensionamiento de la cercha:

Cordon Superior:

De Ram Advance: barra 53

$N = 19.41 \text{ tn}$ $Skx = Sky = 1 \text{ m}$

$M = 0.09 \text{ tnm}$

Sección adoptada: UPN 120

$F = 17 \text{ cm}^2$

$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$I_x = 364 \text{ cm}^4$

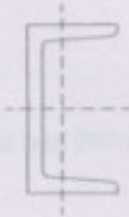
$W_x = 60.7 \text{ cm}^3$

$i_x = 4.62 \text{ cm}$

$I_y = 43.2 \text{ cm}^4$

W_y= 11.1 cm³
 i_y= 1.59 cm
 G= 13.4 kg/m

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = 1290 \text{ Kg/cm}^2$$



Cordon Inferior:

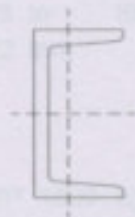
De Ram Advance: barra 54

N= -18.6 tn S_{kx} = S_{ky} = 1 m
 M= -0.1 tn m

Sección adoptada: UPN 120

F = 17 cm²
 I_x= 364 cm⁴
 W_x= 60.7 cm³
 i_x= 4.62 cm
 I_y= 43.2 cm⁴
 W_y= 11.1 cm³
 i_y= 1.59 cm
 G= 13.4 kg/m

σ_{adm}= 1600 kg/cm²



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{S_k}{i_x} = \frac{100}{4.62} = 21.65 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 22$$

Por lo tanto ω = 1.21

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = -1486 \text{ Kg/cm}^2$$

Montante:

De Ram Advance: barra 44

N= -0.51 tn S_{kx} = S_{ky} = 1 m

Sección adoptada: 2L 1 x 1/8

σ_{adm}= 1600 kg/cm²

F = 2.84 cm²
 I_x= 1.58 cm⁴
 W_x= 0.9 cm³
 i_x= 0.75 cm
 I_y= 1.58 cm⁴
 W_y= 0.9 cm³
 i_y= 0.75 cm



$$G = 1.84 \text{ kg/m}$$

Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{100}{0.75} = 133.3 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 133$$

Por lo tanto $\omega = 3.41$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -612 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagonales:

De Ram Advance: barra 117 $N = -22.3 \text{ tn}$ $Skx = Sky = 1.4 \text{ m}$
 $M = 0.022 \text{ tnm}$

Sección adoptada: 2L 2 1/2 x 3/8

$$F = 23 \text{ cm}^2$$

$$ix = 82.6 \text{ cm}^4$$

$$Wx = 18.08 \text{ cm}^3$$

$$iy = 1.94 \text{ cm}$$

$$ly = 82.6 \text{ cm}^4$$

$$Wy = 18.08 \text{ cm}^3$$

$$iy = 1.94 \text{ cm}$$

$$G = 7.73 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{140}{1.94} = 72.16 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 72$$

Por lo tanto $\omega = 1.65$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} + \frac{M}{Wx} = -1475 \text{ Kg/cm}^2$$

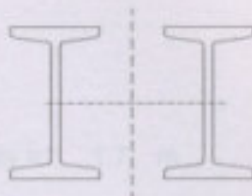
Dimensionamiento de la columna:

Parantes

De Ram Advance: barra 2 N= -73.3 tn Skx = Sky = 1.2 m
 M= 0.6 tnm

Sección adoptada: IPB 160 por parante

F = 55.3 cm² $\sigma_{adm} = 1600$ kg/cm²
 Ix = 2490 cm⁴
 Wx = 311 cm³
 ix = 6.78 cm
 Iy = 1360 cm⁴
 Wy = 151 cm³
 iy = 4.57 cm
 G = 42.6 kg/m



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{120}{6.78} = 17.7 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 20$$

Por lo tanto $\omega = 1.20$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} + \frac{M}{Wx} = -1397 \text{ Kg/cm}^2$$

Montante Horizontal:

De Ram Advance: barra 73 N= -0.74 tn Skx = Sky = 1.2 m

Sección adoptada: 2L 1 x 1/8

F = 2.84 cm² $\sigma_{adm} = 1600$ kg/cm²
 Ix = 1.58 cm⁴
 Wx = 0.9 cm³
 ix = 0.75 cm
 Iy = 1.58 cm⁴
 Wy = 0.9 cm³
 iy = 0.75 cm
 G = 1.84 kg/m



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{120}{0.75} = 160 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 160$$

Por lo tanto $\omega = 4.94$

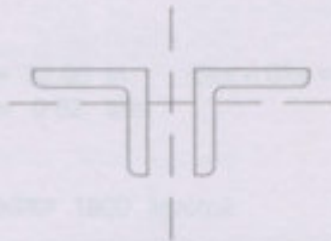
$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -1295 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagonales:

De Ram Advance: barra 42 $N = -11.8 \text{ tn}$ $Skx = Sky = 1.7 \text{ m}$

Sección adoptada: 2L 2 1/2 x 1/4

$F = 15.06 \text{ cm}^2$ $\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
 $I_x = 58.4 \text{ cm}^4$
 $W_x = 12.42 \text{ cm}^3$
 $i_x = 1.97 \text{ cm}$
 $I_y = 58.4 \text{ cm}^4$
 $W_y = 12.42 \text{ cm}^3$
 $i_y = 1.97 \text{ cm}$
 $G = 5.91 \text{ kg/m}$



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{170}{1.97} = 86.29 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 87$$

Por lo tanto $\omega = 1.91$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -1491 \text{ Kg/cm}^2$$

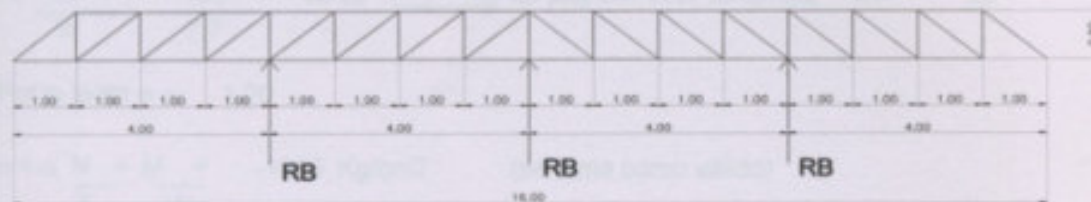
10.1.8. Viga a contraviento

Cargas actuantes:

Reacción de las columnas de frontis

Peso Propio

Esquema de carga (cargado en Ram Advance)



Dimensionamiento de la viga:

Cordon Superior:

De Ram Advance: barra 2

$$N = 32.96 \text{ tn} \quad S_{kx} = S_{ky} = 1 \text{ m}$$

$$M = 0.62 \text{ tnm}$$

Sección adoptada: UPN 200

$$F = 32.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 1910 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 191 \text{ cm}^3$$

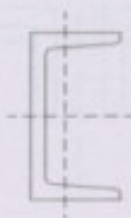
$$i_x = 7.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 148 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 27 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 2.14 \text{ cm}$$

$$G = 25.3 \text{ kg/m}$$



$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = 1348 \text{ Kg/cm}^2$$

Cordon Inferior:

De Ram Advance: barra 1

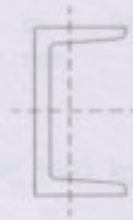
$$N = -34.6 \text{ tn} \quad S_{kx} = S_{ky} = 1 \text{ m}$$

$$M = -0.67 \text{ tnm}$$

Sección adoptada: UPN 200

$F = 32.2 \text{ cm}^2$
 $I_x = 1910 \text{ cm}^4$
 $W_x = 191 \text{ cm}^3$
 $i_x = 7.7 \text{ cm}$
 $I_y = 148 \text{ cm}^4$
 $W_y = 27 \text{ cm}^3$
 $i_y = 2.14 \text{ cm}$
 $G = 25.3 \text{ kg/m}$

$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{S_k}{i_x} = \frac{100}{7.7} = 12.99 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 20$$

Por lo tanto $\omega = 1.20$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = -1639 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{se toma como v\u00e1lido})$$

Montante:

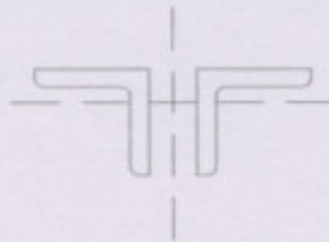
De Ram Advance: barra 17

$N = -5.85 \text{ tn}$ $S_{kx} = S_{ky} = 1.2 \text{ m}$
 $M = -0.03 \text{ tnm}$

Secci\u00f3n adoptada: 2L 2 x 3/16

$F = 9.6 \text{ cm}^2$
 $I_x = 17.94 \text{ cm}^4$
 $W_x = 6.1 \text{ cm}^3$
 $i_x = 1.52 \text{ cm}$
 $I_y = 17.94 \text{ cm}^4$
 $W_y = 6.1 \text{ cm}^3$
 $i_y = 1.52 \text{ cm}$
 $G = 7.73 \text{ kg/m}$

$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$



Aplico Donke

$$\lambda_0 = \frac{S_k}{i_x} = \frac{120}{1.52} = 78.95 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 79$$

Por lo tanto $\omega = 1.76$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = -1564 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagonales:

De Ram Advance: barra 19 $N = 8.91$ tn $Sk_x = Sk_y = 1.56$ m
 $M = 0.03$ tnm

Sección adoptada: 2L 2 x 3/16

$F = 9.6$ cm²
 $I_x = 17.94$ cm⁴
 $W_x = 6.1$ cm³
 $i_x = 1.52$ cm
 $I_y = 17.94$ cm⁴
 $W_y = 6.1$ cm³
 $i_y = 1.52$ cm
 $G = 17.1$ kg/m

$\sigma_{adm} = 1600$ kg/cm²



$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W_x} = 436.3 \text{ Kg/cm}^2$$

REACCIONES:

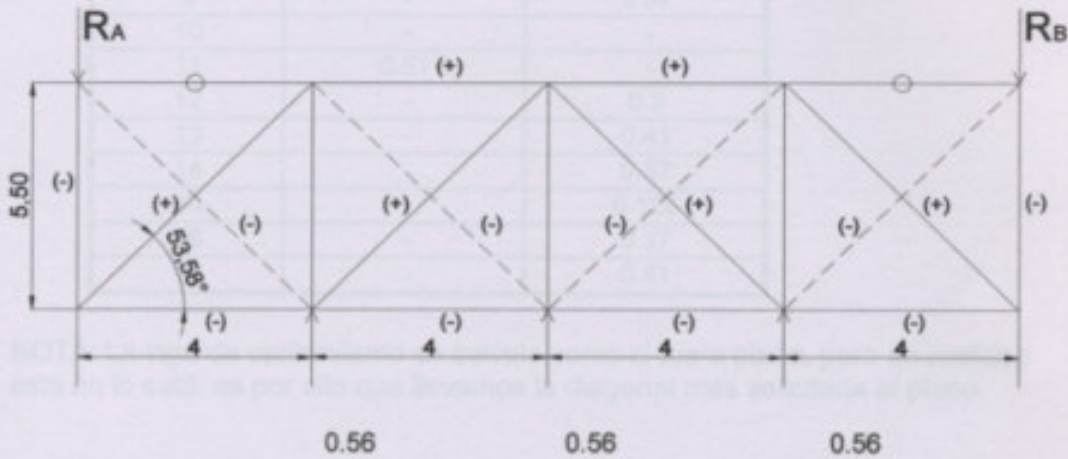
$R_a = -6.07$ tn
 $R_b = -6.07$ tn

10.1.9. Dimensionamiento de Arriostramientos

1) Arriostramientos de cubierta

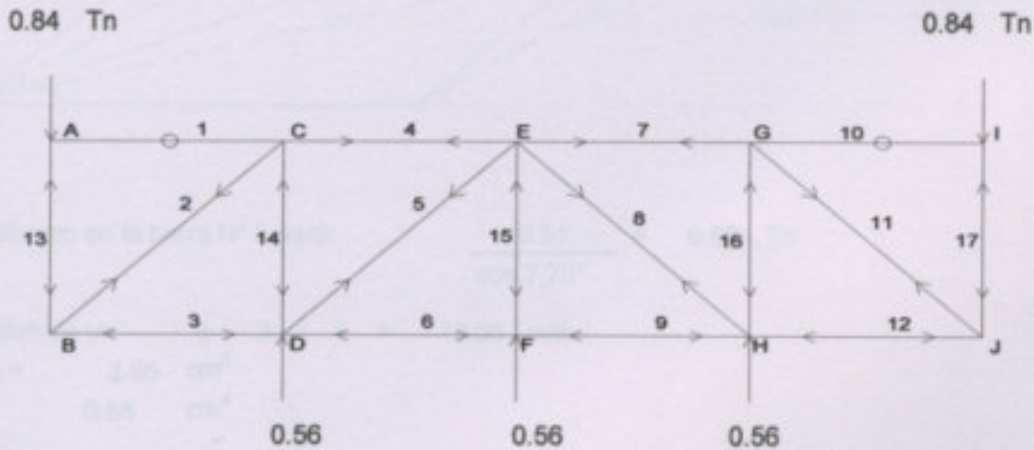
Los arriostramientos de la cubierta reciben la reacción de la columna del Frontis.

Los arriostramientos de techo forma una viga de contraviento.



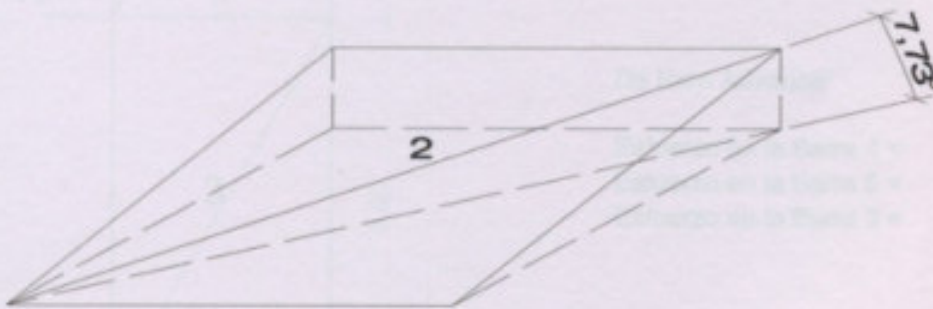
$$R_A = R_B = 0.84 \text{ Tn}$$

Para determinar los esfuerzos que deben resistir los arriostramientos, aplicamos el método de equilibrio de nudos.-



BARRA N°	TRACCION	COMPRESION
1	-	-
2	0.51	-
3	-	0.3
4	0.35	-
5	0.125	-
6	-	0.37
7	0.35	-
8	0.125	-
9	-	0.37
10	-	-
11	0.51	-
12	-	0.3
13	-	0.41
14	-	0.37
15	-	0.125
16	-	0.37
17	-	0.41

NOTA: La viga de contraviento se calculo como si fuera plana, pero en realidad está no lo está, es por ello que llevamos la diagonal más solicitada al plano.



El esfuerzo en la barra N° 2 será: $\frac{0.51}{\cos 7,73^\circ} = 0.51 \text{ Tn}$

Adoptamos un $\phi \ 3 / 4 = 19.05 \text{ mm}$

Area = 2.85 cm^2

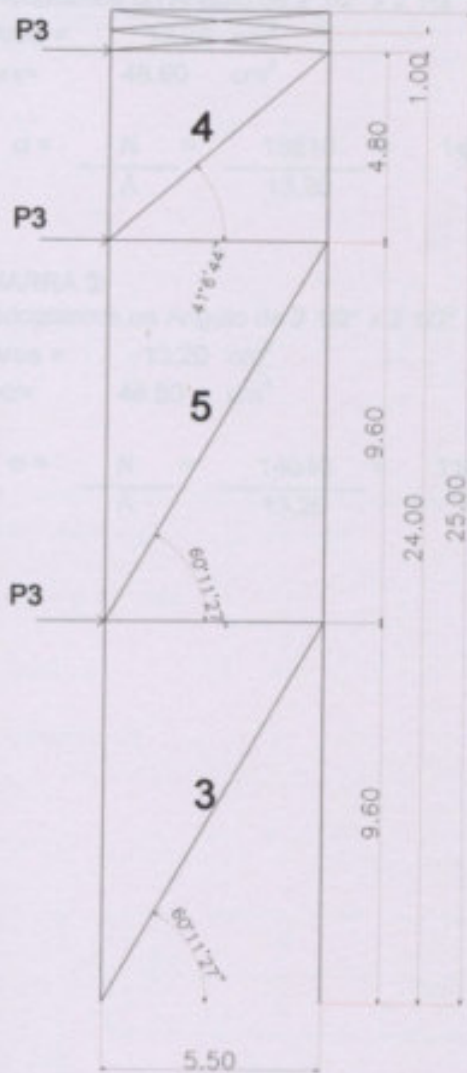
Ixx = 0.65 cm^4

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{515}{2.85} = 181 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

2) Arriostramientos Laterales:

(para calcular los arriostramientos laterales necesito las reacciones de las vigas contraviento)

Estos esfuerzos son transmitidos a la fundación.



P3 = -6.07 tn
(REACCION DE LA VIGA CONTRAVIENTO)

De Ram Advanse:

Esfuerzo en la Barra 4 = 14.24 tn
Esfuerzo en la Barra 5 = 18.81 tn
Esfuerzo en la Barra 3 = 14.54 tn

BARRA 4:

Adoptamos un Angulo de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/2"

Area = 13.20 cm²

Ixx = 48.80 cm⁴

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{14240}{13.20} = 1079 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \implies \text{VERIFICA}$$

BARRA 5:

Adoptamos un Angulo de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/2"

$$\text{Area} = 13.20 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 48.80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{18810}{13.20} = 1425 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \implies \text{VERIFICA}$$

BARRA 3:

Adoptamos un Angulo de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/2"

$$\text{Area} = 13.20 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 48.80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{14540}{13.20} = 1102 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \implies \text{VERIFICA}$$

10.1.10. Cálculo de placa base

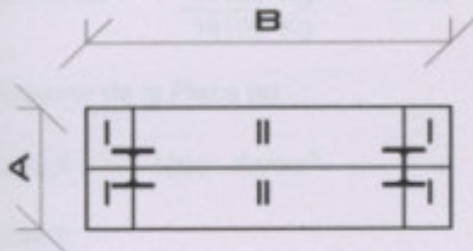
Compresión de la Placa de Asiento

Para determinar la compresión de la placa de asiento se tomó el sig. estado de cargas:
 Viento (Mayor) + Pp Estructura + Pp cerramiento

De Resolución Ram Advance (barra 76)

Compresión máx. = 73790 Kg.

s adm H° = 50 Kg/cm²



$$F_{nec} = \frac{C \text{ máx.}}{s \text{ Adm H}^\circ} = \frac{73790 \text{ Kg}}{50 \text{ Kg/cm}^2}$$

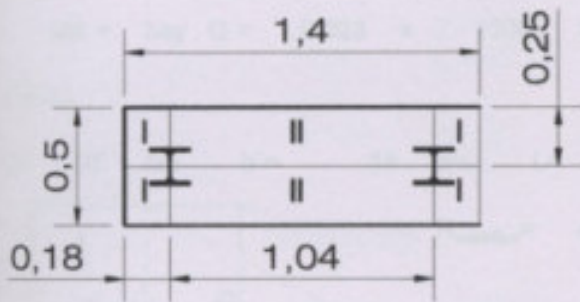
$$F_{nec} = 1476 \text{ cm}^2$$

Se deben adoptar a y b, tal que sean compatibles con las medidas del perfil (pilar del portico) y además sea:

$$F = a \times b \geq F_{nec}$$

Adopto: a = 50 cm y b = 140 cm → F = 7000 cm² >> F_{nec}

La sección es:



Presión:

$$P = \frac{N}{F} = \frac{73790 \text{ Kg}}{7000 \text{ cm}^2}$$

$$P = 10.54 \text{ Kg/cm}^2 \ll s \text{ adm H}^\circ$$

Pernos de Anclaje

Numero de pernos necesarios, Según El acero en la Construcción (pág. 331)

Para determinar el esfuerzo de tracción al que están sometidos los pernos de anclaje, se tomó el siguiente estado de cargas:

Viento (Mayor) + Pp Estructura + Pp cerramiento

De Resolución Ram Advance (barra 75)

Tracción máx. = 74120 Kg.

Adopto: Pernos M48 \rightarrow Esfuerzo que soportan $T_1, Adm = 15100 \text{ Kg}$
 $(\phi = 4.8 \text{ cm})$

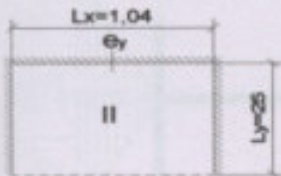
Nº Pernos = $\frac{74120 \text{ Kg}}{15100 \text{ Kg}} = 4.909 \rightarrow$ Adopto: 6 Pernos

Espesor de la Placa (e)

sadm = 1200 Kg/cm²

Losa II:

Lx = 1.04 cm Ly = 25.00 cm (Tabla de Erturk)
 $I = Ly/Lx = 24.04 \rightarrow hey = 0.023$



$$Q = s_{Trab} \cdot Lx \cdot Ly$$

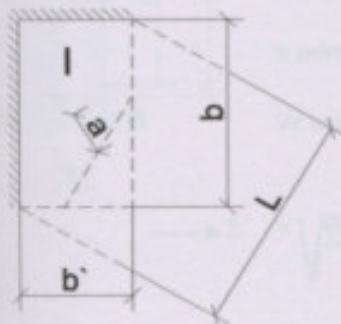
$$\sigma_{Trab} = \frac{C}{F_{nec.}} = \frac{73790 \text{ Kg}}{1476 \text{ cm}^2} = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 50 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.04 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 1300 \text{ Kg}$$

$$M_{II} = hey \cdot Q = 0.023 \times 1300 = 29.51 \text{ Kgcm/cm}$$

Losa I:

b = 25 cm b' = 18 cm L = 30.8 cm a = 7.4 cm



$$R_{voladizo} = \frac{\sigma_{Trab} \cdot H^2 \times b \times b'}{2}$$

$$R_{voladizo} = 50 \times \frac{25 \times 18}{2} = 11250 \text{ Kg}$$

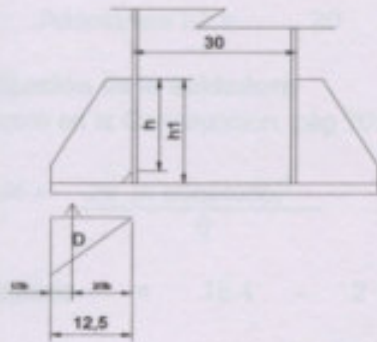
$$M_I = \frac{R_{voladizo} \times a}{L} = 2703 \text{ Kgcm/cm}$$

$$M = \text{máx. } (M_I, M_{II}) = 2703 \text{ Kgcm/cm}$$

$$\frac{e^2 \cdot 1 \text{ cm}}{6} = W_{\text{nec}} > \frac{M}{s_{\text{adm}}} \rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{\text{adm}}}}$$

$e = 3.676$ Adopto $e = 3.81 \text{ cm (1 1/2")}$

Dimensionamiento de las Costillas



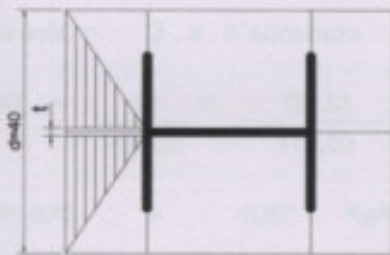
$$D = \sigma \text{ Trab. } H^{\circ} \times \frac{d \times b}{2}$$

$$D = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{140 \text{ cm} \times 0.52}{2}$$

$$D = 1820 \text{ Kg}$$

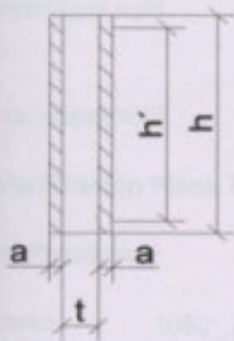
$$M = D \times \frac{2}{3} b$$

$$M = 12133 \text{ Kgcm}$$



$$\text{Adopto } t = \frac{3}{4} = 1.91 \text{ cm}$$

Geometría de la soldadura



$$\left. \begin{array}{l} a \text{ máx} = 0,7t \\ a \text{ mín} = 0,3t \end{array} \right\} a = 0.7 \times 1.91 = 1.33 \text{ cm}$$

$$W_{\text{sold}} = \frac{2a \cdot h^2}{6} = \frac{M}{\sigma_{\text{adm sold.}}}$$

$$s_{\text{adm sold.}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_{\text{sold}} = \frac{12133 \text{ Kgcm}}{1600 \text{ Kg/cm}^2} = 7.583 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow h' = \sqrt{\frac{W_{\text{sold}} \cdot 6}{2a}} = 4.13 \text{ cm}$$

Luego: $h = h' + 2a = 6.797 \text{ cm}$

Por Reglamento: $h_{\min} = 0,75h_{\text{perfil}} = 16.5$

Adoptamos $h = 18 \text{ cm}$

$$h1 \begin{cases} h + 2\text{cm} = 20.4 \\ 1,1 h = 20.2 \end{cases}$$

Adoptamos $h1 = 20 \text{ cm}$

Verificación de la soldadura

*El acero en la Construcción, pág 707.

$$W_{\text{sold}} = \frac{2a \cdot (h'_{\text{adoptado}})^2}{6}$$

$$h'_{\text{adoptado}} = 18.4 - 2 \times 1.33 = 15.73 \text{ cm}$$

$$W_{\text{sold.}} = 2 \times 1.33 \times 15.73^2 = 110 \text{ cm}^3$$

$$\text{Area sold.} = 2 \cdot a \cdot h'_{\text{adoptado}} = 41.96 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sold.}} = \frac{M}{W_{\text{sold.}}} = \frac{12133 \text{ Kgcm}}{110.03 \text{ cm}^3} = 110.27709 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{adm sold.}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{sold.}} = \frac{D}{\text{Area sold.}} = \frac{1820 \text{ Kg}}{41.96 \text{ cm}^2} = 43.37 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{adm sold.}}$$

$$\sigma_{\text{principal sold.}} = \frac{\sigma_{\text{sold.}} + 1/2 \sqrt{\sigma_{\text{sold.}}^2 + 4\tau_{\text{sold.}}^2}}{2}$$

$$\sigma_{\text{principal sold.}} = 125.293 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación Placa Traccionada

1) Punzonado:

$$\tau_{\text{adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

Para Perno M36, Adopto Arandela ϕ : 6.8 cm

*De El Acero en la Construcción, pág. 516.

$$T_{1 \text{ Perno}} = \frac{T}{N^{\circ} \text{ Perno}} = \frac{74120 \text{ Kg}}{6} = 9265 \text{ Kg}$$

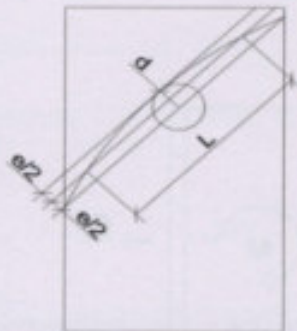
$$\tau_{\text{punzonado}} = \frac{T_{1 \text{ Perno}}}{\pi \cdot \phi_{\text{arandela}} \cdot e} = 113.8 \text{ Kg/cm}^2 \ll \tau_{\text{adm}}$$

2) Arrancamiento:

$$\sigma_{\text{adm}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 3.4 \text{ cm} \\ L = 13.9 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M = T \cdot d = 31501 \text{ Kgcm} \\ W = \frac{e^2 \cdot L}{6} = 33.63 \text{ cm}^3 \end{array}$$

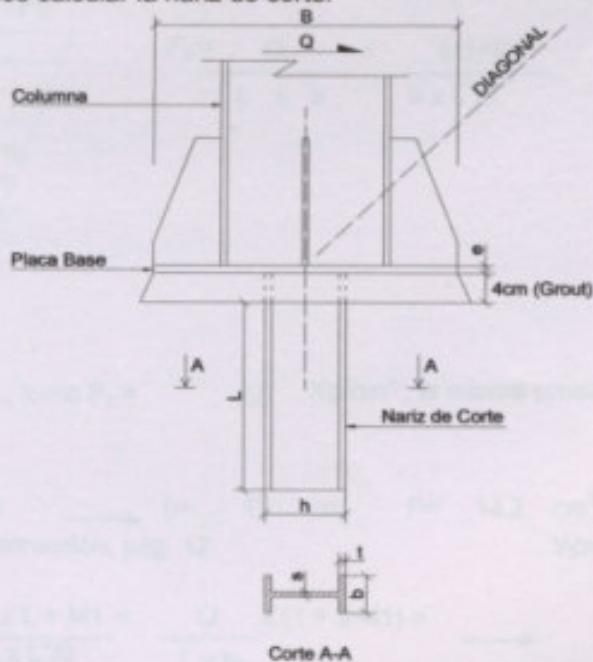
$$\sigma = \frac{M}{W} = 936.7 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$



NOTA: Si la placa no verifica al arrancamiento, debo aumentar el espesor de la misma.

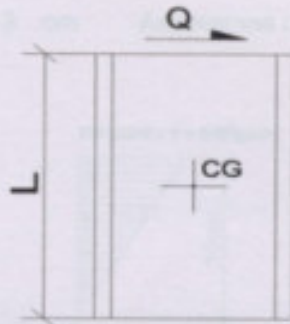
Dimensionamiento de la Nariz de Corte

Los pernos de anclaje solo toman tracción; no absorben el corte, por lo tanto, para absorberlo debemos calcular la nariz de corte.

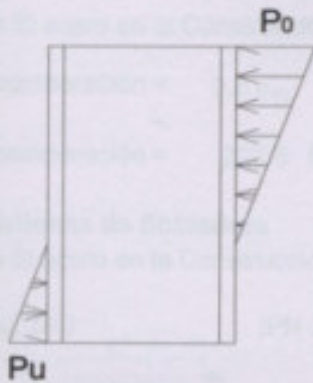
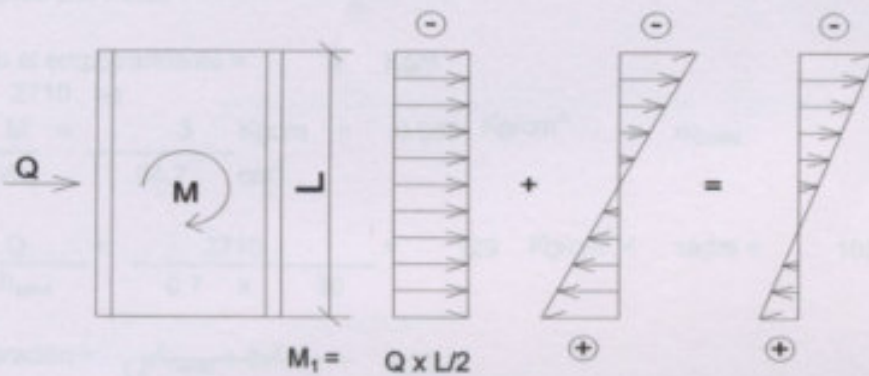


Para determinar el esfuerzo que debe soportar la nariz de corte, se tomó de Ram Advanse

$Q = -420 \text{ Kg}$
 $M = 600 \text{ Kgm}$



Llevo Q al centro de gravedad "CG", por lo tanto, aparece compresión y momento.



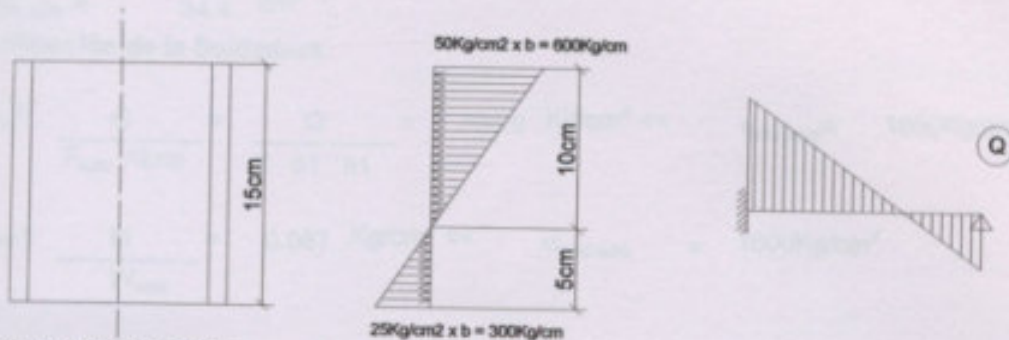
$$P_0 = \frac{Q}{L \times b} + \frac{M_1 + M}{b \times L^2/6}$$

Como debo averiguar L, tomo $P_0 = 50 \text{ Kg/cm}^2$; la misma presión que tomé para la placa.

Adoptamos un IPN 120 $\rightarrow b = 12 \text{ cm}$ $F = 14.2 \text{ cm}^2$ $I_x = 328 \text{ cm}^4$
 *De El Acero en la Construcción, pág. 12. $W_x = 54.7 \text{ cm}^3$

$$P_0 = \frac{Q}{L \times b} + \frac{Q \times L + M_1}{2b \times L^2/6} = \frac{Q}{L \times b} \times (1 + 3M_1) \rightarrow L = \frac{Q(1+3M_1)}{P_0 b}$$

$$L = \frac{420 \times 19}{50 \times 12} = 13.3 \text{ cm} \quad \text{Adoptamos } L = 15 \text{ cm}$$



Verificación del Perfil

M_{máx} en el empotramiento = 3 Kgcm

Q = 2710 kg

$$\sigma = \frac{M}{Wx} = \frac{3 \text{ Kgcm}}{54.7 \text{ cm}^3} = 0.055 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{\text{Cuello}}$$

$$\tau = \frac{Q}{s \cdot h_{\text{alma}}} = \frac{2710}{0.7 \times 30} = 129 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comparación}} = \sqrt{\sigma_{\text{Cuello}}^2 + 3\tau^2} = 223.5$$

De El acero en la Construcción, pág. 614 $\rightarrow \sigma_{FL} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

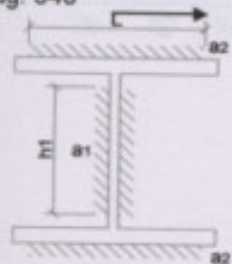
$$\sigma_{\text{comparación}} < 0.8 \sigma_{FL} = 0.8 \times 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 1920 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comparación}} = 223.5 \text{ Kg/cm}^2 \ll 1920 \text{ Kg/cm}^2$$

Cordones de Soldadura

De El acero en la Construcción, pág. 540-541.

Pág. 540



Ejecución 2

IPN 300 $\rightarrow a_1 = 0.4 \quad a_2 = 0.75$

$$h_1 = h - 2 \cdot c - 2 \cdot a_1 = 12 - 2 \cdot 1.2 - 2 \cdot 0.4$$

$$h_1 = 8.8 \text{ cm}$$

$$L = b - a_2 = 12 - 2 \cdot 0.75 = 10.5 \text{ cm}$$

De Tabla pág. 541:

$$F_{\text{sol. Máx.}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{sol. Máx.}} = 34.4 \text{ cm}^3$$

Verificación de la Soldadura

$$\tau_{\text{sold.}} = \frac{Q}{F_{\text{sold. Alma}}} = \frac{Q}{2 \cdot a1 \cdot h1} = 384.9 \text{ Kg/cm}^2 \ll \tau_{\text{sold.adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sold.}} = \frac{M}{W_{\text{sold.}}} = 0.087 \text{ Kg/cm}^2 \ll \sigma_{\text{sold.adm}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} = \frac{\sigma_{\text{sold.}} + 1/2 \sqrt{(\sigma_{\text{sold.}})^2 + 4(\tau_{\text{sold.}})^2}}{2}$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} = \frac{0}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(0.087)^2 + 4(384.9)^2} = 385 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} \ll \sigma_{\text{sold.adm}}$$

Longitud de Pernos de Anclaje

$$\tau_{\text{adm H}^\circ} = 10 \text{ Kg/cm}^2 \quad (20\% \sigma_{\text{adm H}^\circ})$$

$$T_{1 \text{ Perno}} = \pi \cdot d \cdot L \cdot \tau_{\text{adm}}$$

$$L = \frac{T_{1 \text{ Perno}}}{\pi \cdot d \cdot \tau_{\text{adm}}} = \frac{9265}{\pi \cdot 4.8 \cdot 10} = 61.44 \text{ cm}$$

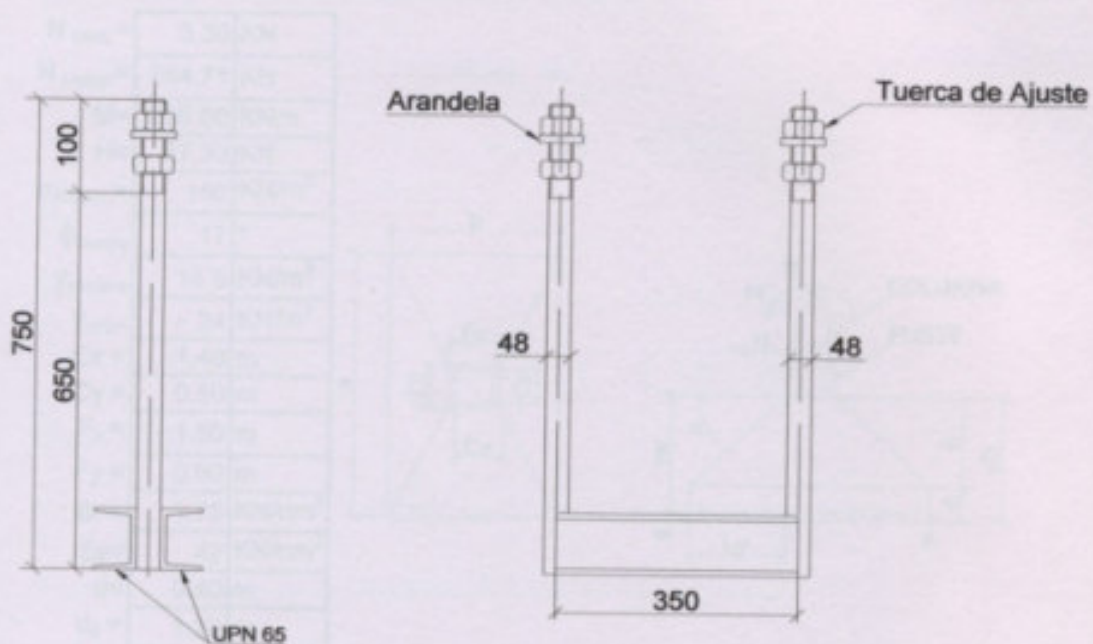
Adoptamos L = 65 cm

De tabla pág. 331:

Adoptamos un perfil UPN 65 $W_x = 191 \text{ cm}^3$ $b = 7.5 \text{ cm}$

$$L_{\text{nec}} = \frac{\Sigma T1}{2b \cdot 50 \text{ Kg/cm}^2} = \frac{3 \times 9265 \text{ Kg/cm}^2}{2 \times 8 \text{ cm} \times 50 \text{ Kg/cm}^2} = 37.06 \text{ cm}$$

Por separación entre pernos, adoptamos $L = 35\text{cm}$.



REDIMENSIONAMOS LA BARRA

$$\begin{aligned}
 x &= 450 \text{ cm} & F_x &= 120 \text{ kN} \\
 y &= 500 \text{ cm} & F_y &= 120 \text{ kN} \\
 z &= 120 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{resultante}} = \sqrt{(M_x)^2 + (M_y)^2 + (M_z)^2}$$

$$M_{\text{resultante}} = 150 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = 150 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma = 1.25 \times 10^8 \text{ Pa} \quad \sigma_{\text{adm}} = 1.1 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$F_{\text{tension}} = 411.25 \text{ kN}$$

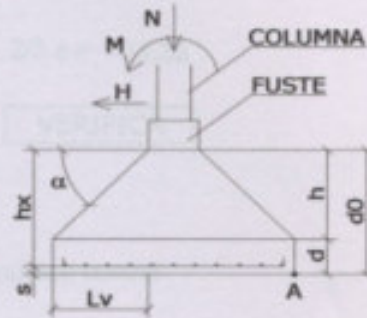
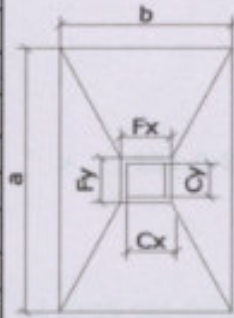
$$F_{\text{compresion}} = 335.50 \text{ kN}$$

$$F_{\text{traccion}} = 248.01 \text{ kN}$$

CONSEJOS:

10.1.11. BASE GALPON DESGRANADO

$N_{tracc.} =$	3.30	KN
$N_{Comp.} =$	744.71	KN
$M =$	896.60	KNm
$H =$	87.30	KN
$\sigma_{S.Cem.} =$	150	KN/m ²
$\phi_{suelo} =$	17°	
$\gamma_{terreno} =$	15.5	KN/m ³
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	24	KN/m ³
$Cx =$	1.40	m
$Cy =$	0.50	m
$F_x =$	1.50	m
$F_y =$	0.60	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
$d =$	0.40	m
$d_0 =$	1.20	m
$ae =$	1.30	
$N.F. =$	2.50	m
$s =$	0.05	m
$r =$	0.02	m



PREDIMENSIONAMOS LA BASE:

$a = 4.50 \text{ m}$ $F_x = 1.50 \text{ m}$
 $b = 3.50 \text{ m}$ $F_y = 0.60 \text{ m}$
 $h = 1.50 \text{ m}$

$V_{piram.trunca} = h/6 [a \cdot b + (a + F_y) \cdot (b + F_x) + F_y \cdot F_x]$

$V_{piram.trunca} = 10.31 \text{ m}^3$

$V_{total} = 10.31 + 6.30 + 0.54 = 17.15 \text{ m}^3$

$P_{P_{H^{\circ}A^{\circ}}} = 411.66 \text{ KN}$

$P_{P_{Terreno}} = 336.35 \text{ KN}$

$P_{total} = 748.01 \text{ KN}$

VERIFICACIONES:

AL VUELCO: (Σ Momentos respecto del punto A)

$$1,5 \cdot (H \cdot N_f + M) < N_{comp} \cdot a/2$$

$$1672 \text{ KN} < 1683 \text{ KN} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

AL DESLIZAMIENTO:

$$N \cdot \text{Tg } \phi > 1,5 \cdot H \quad 2/3 \phi = 11.33$$

$$149.26 \text{ KN} > 131.0 \text{ KN} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

EXCENTRICIDAD:

$e < a/6$ \longrightarrow La carga cae dentro del núcleo central

$e > a/6$ \longrightarrow La carga cae fuera del núcleo central

$$a/6 = 0.75 \text{ m}$$

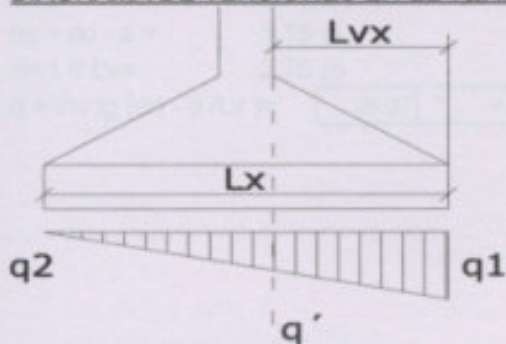
$$e = \frac{M + H \cdot N_f}{N_{comp}} \longrightarrow e = 1.497 \text{ m}$$

$$e > a/6 \longrightarrow \boxed{\text{Carga fuera del núcleo central}}$$

$$\sigma = \frac{4 \cdot N}{3(a - 2 \cdot e) \cdot b} = 188.39 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{suelo cemento}}$$

$\boxed{\text{VERIFICA}}$

DIAGRAMA DE TENSIONES EN EL TERRENO:



$$q1 = 94.99 \text{ KN/m}^2$$

$$q2 = 0.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = 63.32 \text{ KN/m}^2$$

$$Lvx = 1.5 \text{ m}$$

$$Lvy = 1.45 \text{ m}$$

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION:

$$M_x = q' \cdot (L_v x^2 / 2) \cdot b + (q_1 - q') \cdot (L_v x^2 / 3) \cdot b$$

$$M_x = 332.45 \text{ KNm}$$

$$M_y = a \cdot (L_v y^2 / 4) \cdot q_1$$

$$M_y = 224.67 \text{ KNm}$$

VERIFICAMOS ALTURA DE LOSA:

$$d_0 > L_v x / 2 = 0.75$$

d_0 Adoptado anteriormente = 1.20 m → VERIFICA

VERIFICACION DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$$N = 1,20 N_0 = 893.65 \text{ KN}$$

$$Q = N / \sigma_t = 5.96 \text{ m}^2$$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$$\alpha = F_y / F_x = 0.40$$

$$A = \sqrt{Q / \alpha} = 3.86 \text{ m}$$

$$B = \alpha \times A = 1.54 \text{ m}$$

ADOPTO

$$A = 4.50 \text{ m} \quad \text{VERIFICA}$$

$$B = 3.50 \text{ m}$$

$$P = N/A \times B = 56.74 \text{ KN/m}^2 < 150.00 \text{ KN/m}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

ADOPTO

$$d_0 = 1.20 \text{ m}$$

$$h_x = d_0 - s = 1.15 \text{ m}$$

$$h < 1.5 L_v = 2.25 \text{ m} \quad \text{VERIFICA}$$

$$\alpha = \text{inv tg} (d_0 - d / L_v) = 28.07^\circ < 45^\circ \quad \text{BASE FLEXIBLE}$$

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS

$M_x = 332.45 \text{ KNm}$
 $M_y = 224.67 \text{ KNm}$

ARMADURA SEGÚN X

$$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.024$$

$W_m = 0.04$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 11.50 \text{ cm}^2$$

ADOPTO	24	Ø	16	48.24 cm ²
CADA	15	cm		2.01 cm ² 13.78 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \varnothing_x = 1.13 \text{ m}$

$$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.007$$

$W_m = 0.011$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s / \beta_r} = 7.80 \text{ cm}^2$$

ADOPTO	32	Ø	12	36.19 cm ²
CADA	14	cm		1.13 cm ² 8.04 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 1.14 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 1.07 \text{ m}$

$d_r = C + h_m = 2.21 \text{ m} < 4.50$

$d_k = C + 2 h_m = 3.36 \text{ m} < 4.50$

$U = \pi \times d_r = 6.96 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times d_k^2 / 4) = 326.45 \text{ KN}$

$h'_x = (A - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.96 \text{ m}$

(A - F_x)

$h'_y = (B - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.70 \text{ m}$

(B - F_y)

VERIFICA

VERIFICA

$$h'm = (h'x + h'y)/2 = 0.83 \text{ m}$$

$$\zeta_r = Qr/U \times h'm = 56.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = A_sx \times dr/h'm \times dr = 0.17 \%$$

$$\mu_y = A_sy \times dr/h'm \times dr = 0.10 \%$$

$$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 = 0.13 \%$$

0.13 %	<	1.50 %	VERIFICA
--------	---	--------	----------

$$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.61$$

$$\zeta_{o11} = 5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_1 \times \zeta_{o11} = 306.00 \text{ KN/m}^2$$

306.00 KN/m ²	>	56.40 KN/m ²	VERIFICA
--------------------------	---	-------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.21$$

$$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$$

$$\delta_2 \times \zeta_{o2} = 381.32 \text{ KN/m}^2$$

381.32 KN/m ²	>	56.40 KN/m ²	VERIFICA
--------------------------	---	-------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

NAVES DE DESCHALADO

Proyecto Final "Planta Acondicionamiento de Espigas de Maíz"

CONDICIONALES

CONDICIONES DE VIENTO DEL VIENTO

CONDICIONES

Ubicación: Venado Tuerto, Provincia de Santa Fe
 Sitio: Zona Rural

Condición: Largo: 30,00 m
 Ancho: 17,50 m
 Altura de alero: 3,00 m
 Altura en la cubierta: 11,00 m
 Área de la cubierta: 5,73 m²

Condición: Perfil: Perfil estándar de 17,50 m
 Separación entre columnas: 5,73 m
 Ancho de borde en dirección de eje: 20,00 m
 Curvas de cubierta y Perfil: 1,00 m
 Separación entre columnas de techo: 1,10 m
 Separación entre columnas de pared: 1,15 m

Condición: Dimensiones de columnas de cubierta: 1,40 m x 1,40 m
 Separación entre columnas de cubierta: 5,73 m
 Dimensiones de columnas en paredes: 1,00 m x 1,10 m
 Separación entre columnas en paredes: 1,15 m
 Separación entre columnas en paredes: 1,15 m



NAVE DE DESCHALADO

11. NAVE DESCHALADO

11.1. CALCULO DE EFECTO DEL VIENTO

DATOS:

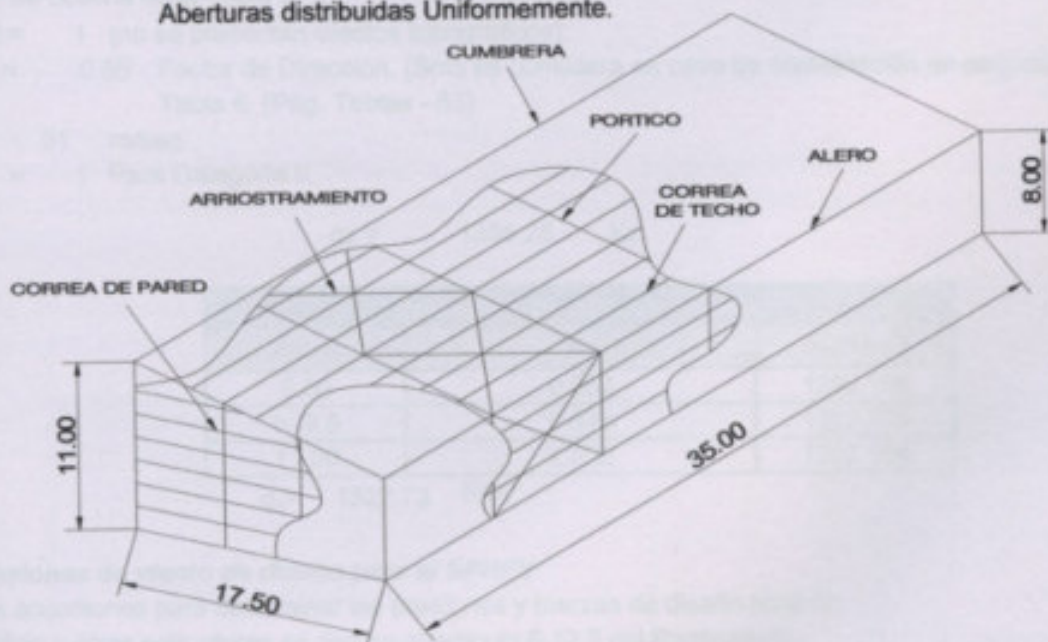
Ubicación: Venado Tuerto, Provincia de Santa Fe

Terreno: Rural Plano

Dimensiones: Largo: 35.00 m
 Ancho: 17.50 m
 Altura de alero: 8.00 m
 Altura de la cumbrera: 11.00 m
 Ángulo de la Cubierta: 9.73 °

Estructura: Pórtico Rígido salvando la Luz de: 17.50 m.
 Separación entre pórticos: 5.00 m
 Arriostramientos en dirección de los: 35.00 m
 Correas de cubierta y Pared; Luz: 5.00 m
 Separación entre correas de techo: 1.10 m
 Separación entre correas de Pared: 1.13 m

Revestimiento: Dimensiones de paneles de Cubierta: 1.00 m x 10.70 m
 Separación entre fijadores de cubierta: 0.25 m entre ejes.
 Dimensiones de paneles en paredes: 1.00 m x 7.00 m
 Separación entre fijadores en paredes: 0.25 m entre ejes.
 Aberturas distribuidas Uniformemente.



• Exposición y clasificación del edificio:

El edificio se localiza en un terreno rural plano, correspondiéndole la categoría de exposición C. (Capítulo 5 - Pág. 15); Su función es albergar equipos y operarios para el proceso de deschalado, por lo cual no es factible que lo ocupen más de 300 personas al mismo tiempo. Se considera apropiada la categoría II (Tabla A-1 - Apéndice A).

• Velocidad básica del viento:

La velocidad básica del viento se elige según el artículo 5.4 del Reglamento. A la ciudad de Venado Tuerto, provincia de Santa Fe le corresponde el valor
 $V = 51 \text{ m/seg}$

• Presiones dinámicas:

Las disposiciones del Reglamento para el SPRFV de edificios de baja altura establecen el uso de la presión dinámica a la altura media de la cubierta en el cálculo de las presiones internas y externas, incluyendo la pared a barlovento. Altura media de la cubierta: $h = 9.5 \text{ m}$.

Cálculo según reglamento para edificios de cualquier altura (Ejemplo nº 5)

Presión dinámica

Las presiones dinámicas se computan con la ecuación:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (\text{N/m}^2)$$

K_z : Se obtiene de la Tabla 5.

$K_{zt} = 1$ (no se presentan efectos topográficos).

$K_d = 0.85$ Factor de Dirección. (Sólo se considera en caso de combinación de cargas) Tabla 6. (Pág. Tablas - 53)

$V = 51 \text{ m/seg}$

$I = 1$ Para Categoría II

$$q_z = 1355.25 K_z$$

Presiones Dinámicas en N/m^2		
Altura	K_z	$q_z (\text{N/m}^2)$
8.00	0.952	1290.199
h: 9,5	0.976	1322.725
11.00	1.020	1382.356

$$q_h = 1322.73 \text{ N/m}^2$$

Presiones de viento de diseño para el SPRFV

Las ecuaciones para determinar las presiones y fuerzas de diseño para un edificio u otras estructuras se dan en el artículo 5.12.2 del Reglamento.

La ecuación para el SPRFV en edificios de todas las alturas es:

Figura 3. Para un ángulo de $\theta = 7.3^\circ$ de la cubierta, se evalúan internamente y externamente los coeficientes C_p y (GC_{pi}) según la figura 3. (Figuras-32)

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i (GC_{pi})$$

$q = q_z$ para pared a barlovento y q_h para pared a sotavento, paredes laterales y cubierta.
 $q_i = q_h$ para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.
 $q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$).
 $G = 0,85$, factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8.1.
 C_p Valores obtenidos de la figura 3.
 (GC_{pi}) Valores obtenidos de la tabla 7.

En este caso cuando el viento es normal a la cumbrera, la cubierta a barlovento recibe presiones externas tanto positivas como negativas. Combinando estas presiones externas con las presiones internas positivas y negativas resultan cuatro casos de carga cuando el viento es normal a la cumbrera. Cuando el viento es paralelo a la cumbrera, las presiones internas positivas y negativas dan dos casos de carga.

Valores C_p para paredes según la figura 3. (Figuras-32)

Para viento normal a la cumbrera, $L/B = 17.50 / 35.00 = 0.50$
 Para viento paralelo a la cumbrera, $L/B = 35.00 / 17.50 = 2.00$

Todos los valores del coeficiente C_p se resumen en la tabla que sigue:

Coeficiente de presión en paredes, C_p			
Superficie	Dirección del Viento	L/B	C_p
Pared a barlovento	Todas	Todos los valores	0.80
	Pared a sotavento	⊥ a la cumbrera	0 - 1
0.50			-0.50
// a la cumbrera		2	-0.30
		2.00	-0.30
Paredes laterales	Todas	≥ 4	-0.20
		Todos los valores	-0.70

Coeficientes de presión externa C_p para la cubierta

Dado que el edificio tiene una cubierta monopendiente, la superficie de la cubierta para viento dirigido paralelamente a la pendiente, puede ser una superficie a barlovento o a sotavento

Para viento paralelo a la cumbrera, $h/L = 9.50 / 17.50 = 0.543$
 Para viento normal a la cumbrera, $h/L = 9.50 / 35.00 = 0.271$

COEFICIENTE DE PRESION EN CUBIERTA, C_p			
Dirección del viento	h/L	θ°	C_p
// a la pendiente de cubierta	0.54	9.73	-0.930
// a la pendiente de cubierta	0.54	9.73	-0.516
⊥ a la pendiente de cubierta	0.271	0	-0.900
			-0.500
			-0.300

Estos coeficientes para el SPRFV se obtienen de la tabla continuación de la

Figura 3. Para un ángulo de 9.73 ° de la cubierta, se usa interpolación lineal para determinar Cp. (Pág. Figuras-32)

Los coeficientes de presión interna para edificios están contenidos en la tabla 7 del reglamento. (Pág. Tablas-54).

Las aberturas están distribuidas uniformemente en las paredes y en consecuencia:

$$G_{cpi} = \pm 0.18$$

Cálculo de Presiones de Diseño en SPRFV

$$p = qh \cdot G \cdot C_p - qh (+G_{Cpi})$$

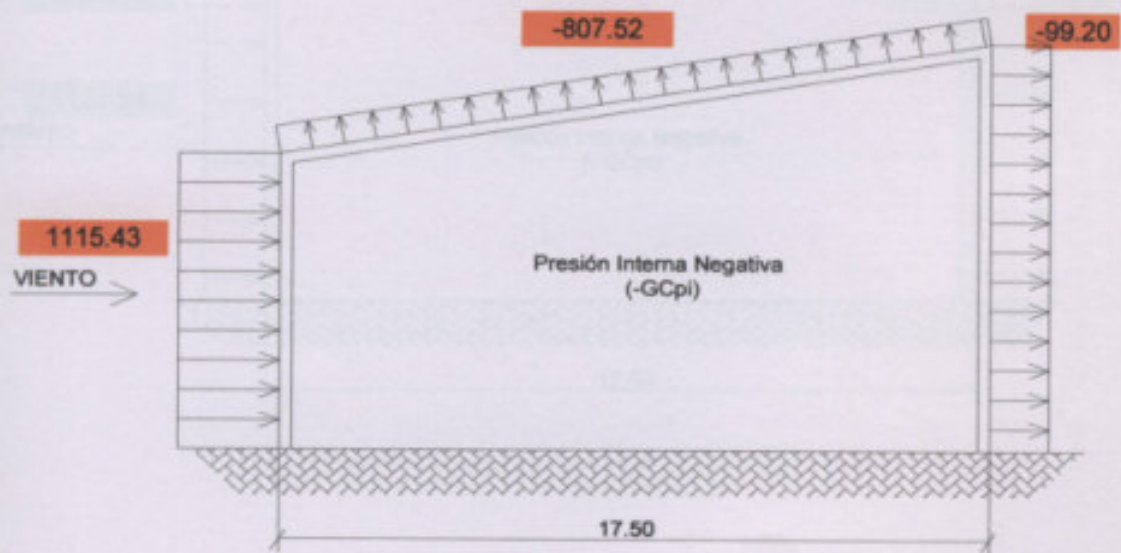
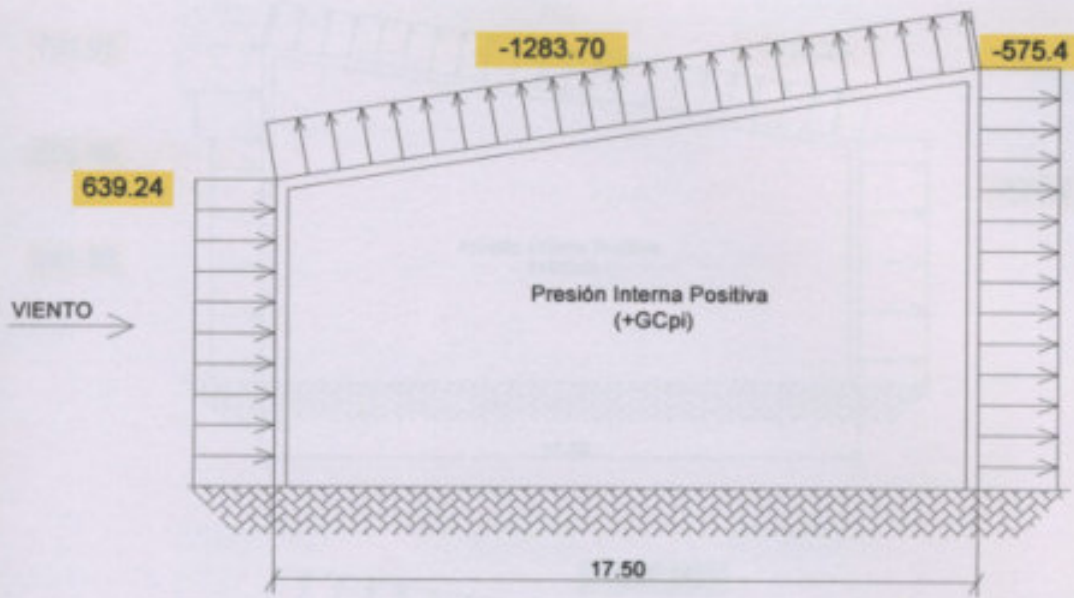
$$p = 1322.73 \times 0.85 \times C_p - 1322.73 (+0.18)$$

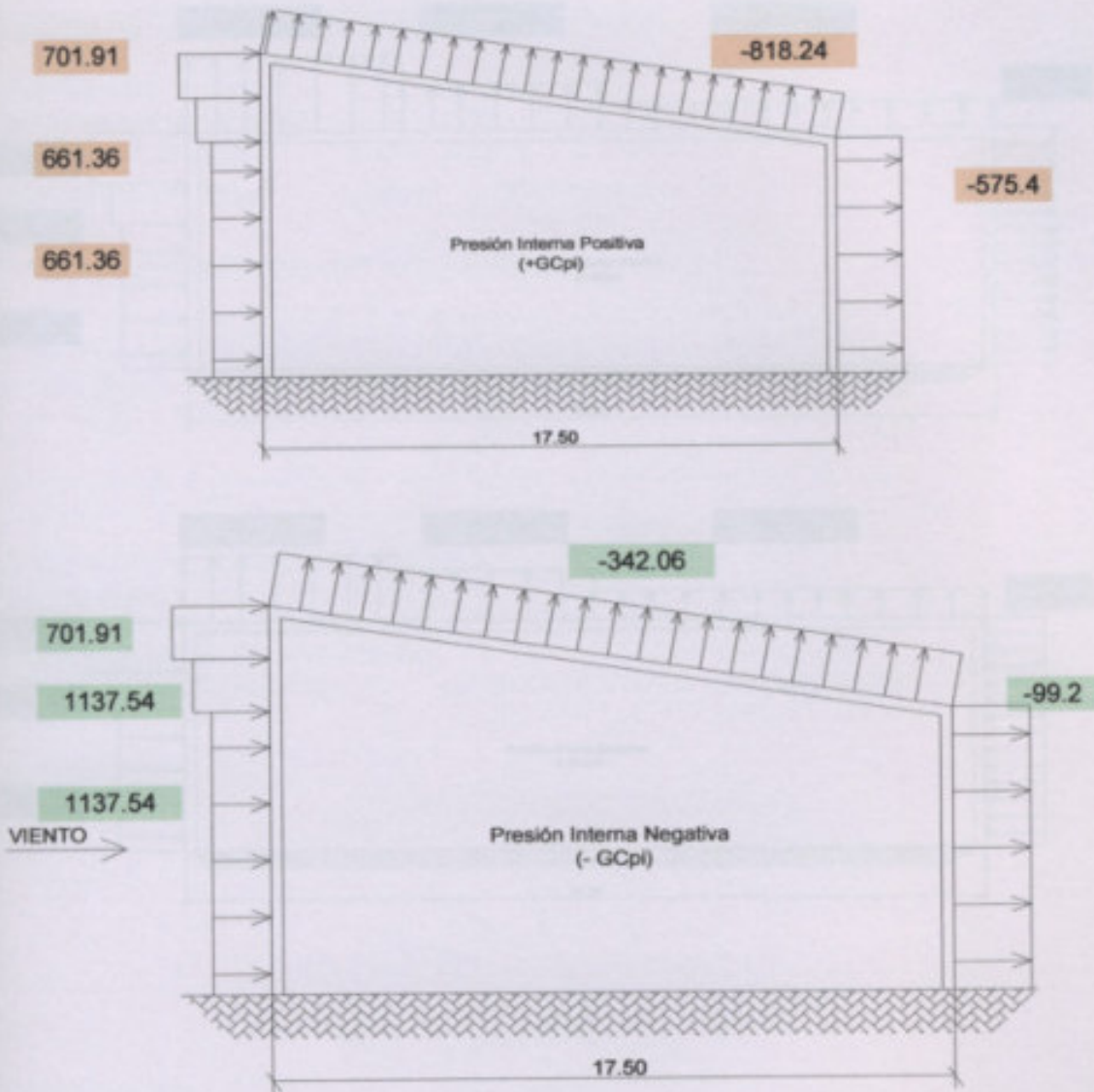
Presiones de Diseño para el SPRFV: Viento paralelo a la pendiente de la cubierta

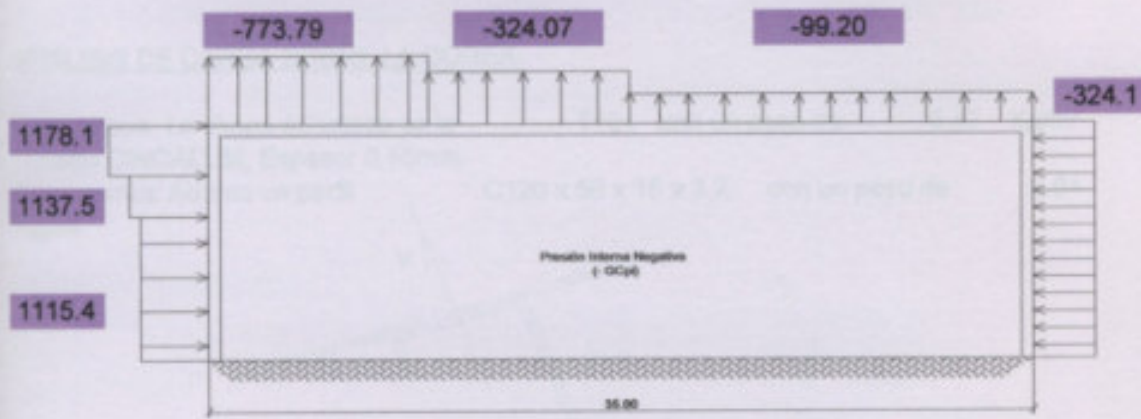
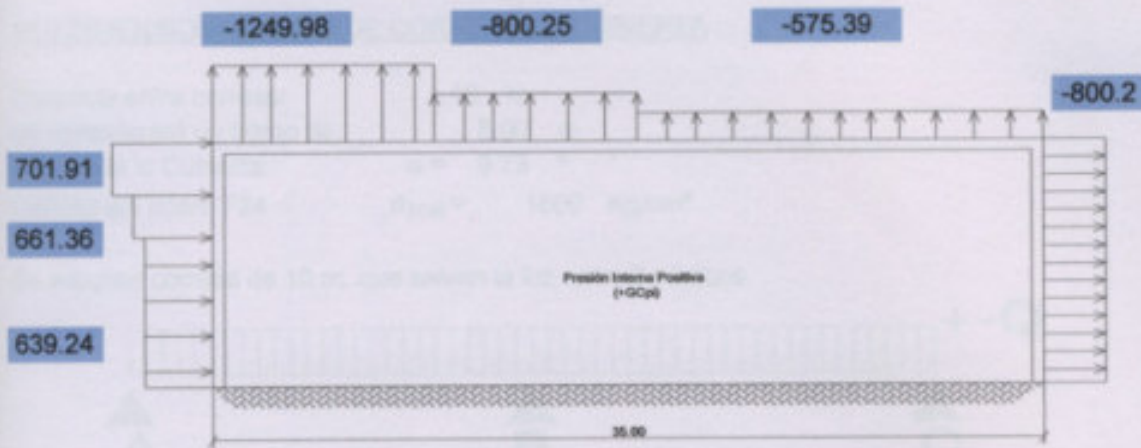
DIRECCION DEL VIENTO	SUPERFICIE	Z (m)	qz,qh (N/m²)	Cp externa	Presión de Diseño N/m²	
					(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a Barlovento 8 m	Pared a Barlovento	0 a 8	1290.20	0.80	639.24	1115.43
	Pared a Sotavento	0 a 11	1322.73	-0.30	-575.39	-99.20
	Pared lateral	Todas	1322.73	-0.70	-1025.11	-548.93
	Cubierta	-	1322.73	-0.93	-1283.70	-807.52
Pared a Barlovento 11 m	Pared a Barlovento	0 a 8	1322.73	0.80	661.36	1137.54
		8 a 9,5	1322.725	0.80	661.36	1137.54
		9,5 a 11	1382.356	0.80	701.91	1178.09
	Pared a Sotavento	Todas	1322.73	-0.30	-575.39	-99.20
	Pared Lateral	Todas	1322.73	-0.70	-1025.11	-548.93
	Cubierta	-	1322.73	-0.516	-818.24	-342.06

Presiones de Diseño para el SPRFV: Viento normal a la pendiente de la cubierta

SUPERFICIE	Z (m)	qz,qh (N/m²)	Cp externa	Presión de Diseño N/m²	
				(+GCpi)	(-GCpi)
Pared a Barlovento	0 a 8	1290.20	0.80	639.24	1115.43
	8 a 9,5	1322.73	0.80	661.36	1137.54
	9,5 a 11	1382.36	0.80	701.91	1178.09
Pared a Sotavento	Todas	1322.73	-0.50	-800.25	-324.07
Pared Lateral	Todas	1322.73	-0.70	-1025.11	-548.93
Cubierta	0 a 8,75	1322.73	-0.90	-1249.98	-773.79
	8,75 a 17,5	1322.73	-0.50	-800.25	-324.07
	17,5 a 35	1322.73	-0.300	-575.39	-99.20



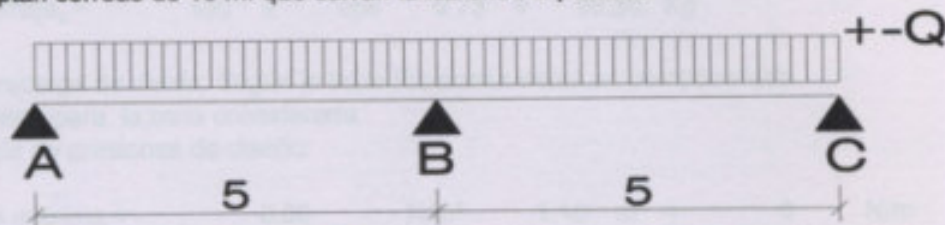




11.2 DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS DE CUBIERTA

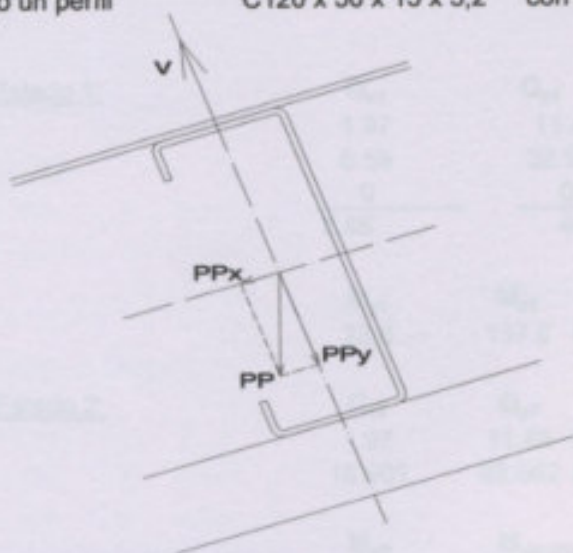
Distancia entre correas: 1.10 m
 Se considerará un tramo de: 5.00 m
 Angulo de la Cubierta: $\alpha = 9.73^\circ$
 Calidad del acero F24 $\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Se adoptan correas de 10 m. que salvan la luz entre 2 pórticos.



ANÁLISIS DE CARGA SOBRE LA COREA:

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 Kg/m²
 *Chapa CINCALUM, Espesor 0,55mm.
 Peso correa: Adopto un perfil C120 x 50 x 15 x 3,2 con un peso de 5.64 Kg/m



A) Peso propio: La suma del peso de la chapa más el de la correa

$$P_p = 5.47 \times 1.10 + 5.64 = 11.657 \text{ Kg/m}$$

$$P_{px} = 11.657 \times \sin 9.73 = 1.97 \text{ Kg/m}$$

$$P_{py} = 11.657 \times \cos 9.73 = 11.49 \text{ Kg/m}$$

B) Sobrecarga de lluvia: Se adopta una sobrecarga de 30.00 Kg/m²

$$\text{Lluvia} = 30 \times 1.10 = 33 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Lluvia}_x = 33 \times \text{sen } 9.73 = 5.58 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Lluvia}_y = 33 \times \text{cos } 9.73 = 32.53 \text{ Kg/m}$$

C) Sobrecarga de montaje:

Adoptamos una sobrecarga de 100 kg puntual a la mitad de la luz.

$$\text{Montaje} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_x = 100 \times \text{sen } 9.73 = 16.90 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_y = 100 \times \text{cos } 9.73 = 98.56 \text{ Kg}$$

D) Sobrecarga de viento: Según la tabla Presiones netas en componentes de cubierta para la zona considerada.

*De tabla de presiones de diseño:

$$\text{Presión máxima} = 0.00 \text{ N/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 0 \text{ N/m}$$

$$\text{Succión máxima} = -1283.7 \text{ N/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = -1412.075 \text{ N/m}$$

Se considerarán distintos casos de carga para encontrar el más desfavorable:

Estado 1: A + B + D

Estado 2: A + C

Estado 3: A + D

Cálculo de Q para Estado 1:

	Q_{x1}	Q_{y1}	
Peso propio	1.97	11.49 Kg/m	
Lluvia	5.58	32.525 Kg/m	
Viento (Presión)	0	0 Kg/m	
	<hr/>	<hr/>	
	7.55	44.01 Kg/m	c/tillas
	M_{y1}	M_{x1}	M_{y1ct}
	23.6	137.5 Kgm	5.8963

Cálculo de Q para Estado 2:

	Q_{x2}	Q_{y2}	
Peso propio	1.97	11.49 Kg/m	
Montaje	16.901	98.562 Kg	
			c/tillas
	M_{y2}	M_{x2}	M_{y2ct}
	27.282	159.11 Kgm	12.102

Cálculo de Q para Estado 3:

	Q_{x3}	Q_{y3}	
Peso propio	1.97	11.49 Kg/m	
Viento (Succión)	0	-141.2 Kg/m	
	<hr/>	<hr/>	
	1.97	-129.72 Kg/m	c/tillas
	M_{y3}	M_{x3}	M_{y3ct}
	6.1566	-405 Kgm	1.5391

La mayor de las solicitaciones en la dirección x es: $M_{máx_y} = 27.3 \text{ Kgm}$ ESTADO 2
 La mayor de las solicitaciones en la dirección y es: $M_{máx_x} = -405 \text{ Kgm}$ ESTADO 3

Dimensionamiento a flexión oblicua para el Estado 3:
 Se colocarán tillas para reducir la luz de cálculo en la dirección x, disminuyendo también la flecha en ese sentido y el momento en y.

Adopto una correa: C120 x 50 x 15 x 3,2

G =	5.64	Kg/m
W _x =	27.99	cm ³
W _y =	7.31	cm ³
F =	7.18	cm ²

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{-40536.9}{27.99} + \frac{153.91}{7.31} = -1427.21 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación para el Estado 2:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{15910.6}{27.99} + \frac{1210.198}{7.31} = 733.99249 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la flecha:

$$f_{ADM} = L/300 = 1.6667 \text{ cm}$$

Cálculo de la flecha para el Estado 3:

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 1.19 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 0.12 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 1.31 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Cálculo de la flecha para el Estado 2:

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 0.41 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 0.47 \text{ cm} < f_{ADM}$$

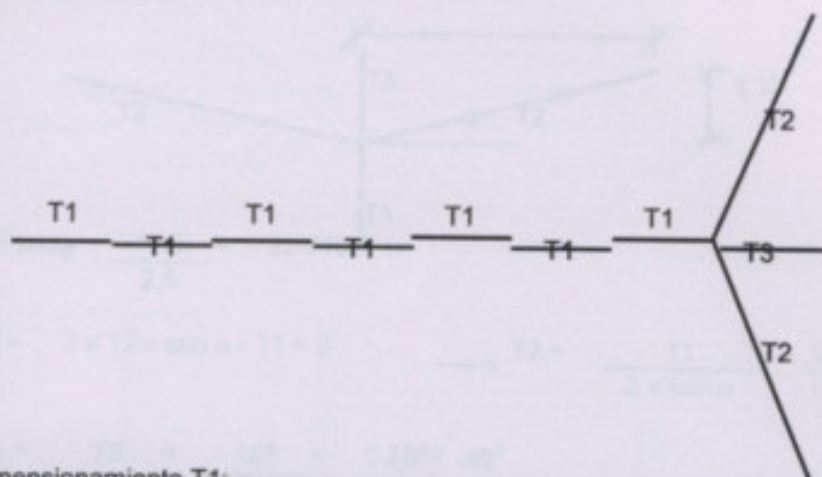
$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Reacción A: -0.23 T

Reacción B: -0.78 T

Reacción C: -0.23 T

Cálculo de las tillas:



Dimensionamiento T1:

Las tillas están solicitadas a tracción, por lo tanto se cargan con la reacción de las correas en el sentido x, cargadas con peso propio.

Reacción de la correa central sobre la tilla = $P_{px} = 7.73 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan

Reacción de la correa exterior sobre la tilla = $P_{px} = 7.73 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan

Además actúa la sobrecarga de montaje que es una puntual de 100 Kg que también se descompone en la dirección x.

$$P_{Mx} = 16.90 \text{ Kg}$$

$$P_c = 7.73 + 16.90 = 24.631 \text{ Kg}$$

$$P_e = 7.73 + 16.901 = 24.631 \text{ Kg}$$

La tilla más solicitada tendrá la carga de las 8 tillas exteriores y las 7 centrales:

$$P_{m\acute{a}x} = 24.631 \times 8 + 24.631 \times 7 = 369.46 \text{ Kg}$$

$$F_{nec} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{369.46}{1600} = 0.2309 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0.8 para tener en cuenta la rosca.

$$F_{nec} = 0.2309 / 0.8 = 0.289$$

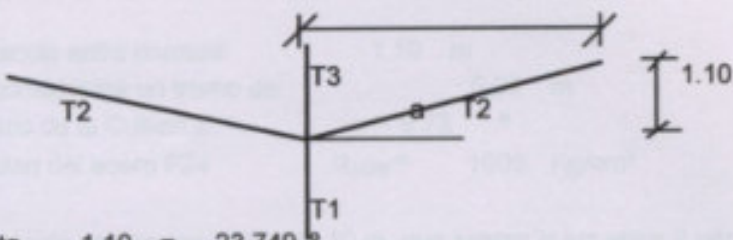
Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.8 \text{ mm. (5/8")}$

Diámetro mínimo de tilla por materialización

Con una sección de 1.9607 cm^2

Dimensionamiento T2:

2.5



$$\alpha = \arctg \frac{1.10}{2.5} = 23.749$$

$$\Sigma P = 2 \times T2 \times \text{sen } \alpha - T1 = 0 \quad \rightarrow \quad T2 = \frac{T1}{2 \times \text{sen } \alpha} = \frac{369.46}{0.8055} = 458.7 \text{ Kg}$$

$$F_{\text{nec}} = \frac{T2}{\sigma_{\text{ADM}}} = \frac{459}{1600} = 0.2867 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0.8 para tener en cuenta la rosca.

$$F_{\text{nec}} = 0.2867 / 0.8 = 0.358 \text{ cm}^2$$

Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.8 \text{ mm. (5/8")}$

Diámetro mínimo de tilla por materialización

Con una sección de 1.9607 cm^2

Dimensionamiento de T3:

Adoptamos un perfil "L" $1" \times 1/8"$

$$F = 1.42 \text{ cm}^2 \quad i = 0.75$$

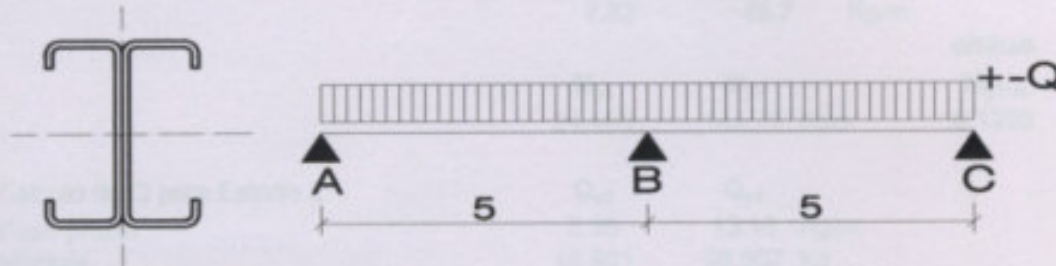
$$\lambda = Sk / i = 146.7 \quad \rightarrow \quad w = 3.6$$

$$\sigma = 3.6 \times \frac{369.46 \text{ Kg}}{1.42 \text{ cm}^2} = 936.65 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

11.3. DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS PUNTALES:

Distancia entre correas: 1.10 m
 Se considerará un tramo de: 5.00 m
 Angulo de la Cubierta: $\alpha = 9.73^\circ$
 Calidad del acero F24 $\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Se adopta una correa Doble de 10 m. que salvan la luz entre 2 pórticos.



Análisis de cargas sobre la correa:

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 Kg/m²
 *Chapa CINCALUM, Espesor 0,55mm.

Peso correa: Adopto dos perfiles: C120 x 50 x 15 x 3,2 con un peso de 7.34 Kg/m

A) Peso propio: La suma del peso de la chapa más el de la correa

$$P_p = 5.47 \times 1.100 + 7.34 = 13.357 \text{ Kg/m}$$

$$P_{px} = 13.357 \times \text{sen } 9.73 = 2.26 \text{ Kg/m}$$

$$P_{py} = 13.357 \times \text{cos } 9.73 = 13.16 \text{ Kg/m}$$

B) Sobrecarga de lluvia: Se adopta una sobrecarga de 30 Kg/m²

$$L_{luvia} = 30 \times 1.100 = 33 \text{ Kg/m}$$

$$L_{luvia_x} = 33 \times \text{sen } 9.73 = 5.58 \text{ Kg/m}$$

$$L_{luvia_y} = 33 \times \text{cos } 9.73 = 32.5 \text{ Kg/m}$$

C) Sobrecarga de montaje:

Adoptamos una sobrecarga de 100 kg puntual a la mitad de la luz.

$$\text{Montaje} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_x = 100 \times \text{sen } 9.73 = 16.901 \text{ Kg}$$

$$\text{Montaje}_y = 100 \times \text{cos } 9.73 = 98.562 \text{ Kg}$$

D) Sobrecarga de viento: Según la tabla Presiones netas en componentes de cubierta para la zona de borde.

*De tabla de presiones de diseño:

$$\text{Presión máxima} = 0.00 \text{ N/m}^2 \times 1.100 = 0.00 \text{ N/m}$$

$$\text{Succión máxima} = -1250.0 \text{ N/m}^2 \times 1.100 = -1375.0 \text{ N/m}$$

Se considerarán distintos casos de carga para encontrar el más desfavorable:

Estado 1: A + B + D

Estado 2: A + C

Estado 3: A + D

Cálculo de Q para Estado 1:

	Q_{x1}	Q_{y1}	
Peso propio	2.26	13.16 Kg/m	
Lluvia	5.58	32.525 Kg/m	
Viento (Presión)	<u>0</u>	<u>0.00 Kg/m</u>	
	7.83	45.7 Kg/m	

c/tillas

M_{y1}	M_{x1}	M_{y1ct}
24.483	142.78 Kgm	6.1208

Cálculo de Q para Estado 2:

	Q_{x2}	Q_{y2}	
Peso propio	2.26	13.16 Kg/m	
Montaje	16.901	98.562 Kg	

c/tillas

M_{y2}	M_{x2}	M_{y2ct}
28.18	164 Kgm	12.326

Cálculo de Q para Estado 3:

	Q_{x3}	Q_{y3}	
Peso propio	2.26	13.16 Kg/m	
Viento (Succión)	<u>0</u>	<u>-137.5 Kg/m</u>	
	2.26	-124.3 Kg/m	

c/tillas

M_{y3}	M_{x3}	M_{y3ct}
7.05	-389 Kgm	1.764

La mayor de las solicitaciones en la dirección x es:

$M_{máxy} = 28.2$ Kgm EST. 2

La mayor de las solicitaciones en la dirección y es:

$M_{máxx} = -389$ Kgm EST. 3

Dimensionamiento a flexión oblicua para el Estado 3:

Se colocarán tillas para reducir la luz de cálculo en la dirección x, disminuyendo también la flecha en ese sentido y el momento en Y.

Adopto dos correas:

C120 x 50 x 15 x 2

Separadas 2 cm entre ejes baricéntricos



$G = 7.34$ Kg/m

$W_x = 36.6$ cm³

$W_y = 9.87$ cm³

$F = 9.36$ cm²

$J_x = 219.02$ cm⁴

$J_y = 97.1$ cm⁴

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{-38853.88}{36.56} + \frac{176.35985}{9.87} = -1044.875 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{Adm}$$

Verificación para el Estado 2:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{16434.208}{36.56} + \frac{1232.644}{9.87} = 574.40071 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{Adm}$$

Verificación de la flecha:

$$f_{ADM} = L/300 = 1.6667 \text{ cm}$$

Cálculo de la flecha para el Estado 3:

De resolución en PPLAN:

$$f_{m\acute{a}x_x} = 0.88 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{m\acute{a}x_y} = 0.00 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{m\acute{a}x_x} + f_{m\acute{a}x_y} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Cálculo de la flecha para el Estado 2:

De resolución en PPLAN:

$$f_{m\acute{a}x_x} = 0.35 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{m\acute{a}x_y} = 0.13 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{m\acute{a}x_x} + f_{m\acute{a}x_y} = 0.48 \text{ cm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Reacción A: -0.2257 T

Reacción B: -0.7525 T

Reacción C: -0.2257 T

Verificación al pandeo:

N = 2.840 T Valor de la reacción de la columna de frontis

Pandeo según x:

Longitud de pandeo: $s_x = 5.00 \text{ m}$

Radio de giro: $i = \sqrt{I/F} = 4.837 \text{ cm}$

Esbeltez: $\lambda = s_x / i = 103$

Coefficiente pandeo: $\omega = 2.25$

Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 Mx / Wx = -274 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = -273.78 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

1.4. DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS LATERALES

Pandeo según y:

Longitud de pandeo: $s_k = 5.00 \text{ m}$
 Radio de giro: $i = \sqrt{I/F} = 3.22 \text{ cm}$
 Esbeltez: $\lambda = s_k / i = 155.22$
 Coeficiente pandeo: $\omega = 4.06$
 Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_y / W_y = 1247.96 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma = 1247.96 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$

Según y:

Distancia entre correas: 1.13 m
 Peso propio: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 kg/m^2
 "Chapa CNDALUM, Espesor 5 mm"
 Peso correas: Adopto un perfil C140 X 50 X 20 X 3,2 con un peso de 5.95 kg/m
 $Q_{y1} = 5.47 \times 1.13 + 5.95 = 12.14 \text{ kg/m}$

Diagrama de carga:

Se adoptan correas de 10 m, que cubren la luz entre 2 correas.



Dimensionamiento e flecha admisible:

De los cálculos realizados con el plan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y $M_x = 2.8 \text{ kgm}$
 Cargas en y dan momento en la dirección x $M_y = 4.0 \text{ kgm}$

Adopto una correa: C140 X 50 X 20 X 3,2 $Q = 5.95 \text{ kg/m}$
 $W_y = 10.5 \text{ cm}^3$
 $W_x = 20.5 \text{ cm}^3$
 $I_x = 10.5 \text{ cm}^4$
 $I_y = 20.5 \text{ cm}^4$
 $W_{pl,y} = 20.5 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,x} = 10.5 \text{ cm}^3$

11.4. DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS LATERALES

Cálculo de la Correa lateral, Paredes Laterales a todas las alturas.

Cálculo de la correa de mayor longitud, tomando la anteúltima carga de viento más desfavorable para la misma (Carga de Viento a los 9,5m).

Análisis de cargas sobre la correa:

Según y:

Se adopta la carga de la tabla de viento Normal a la cumbrera a los.

$$Q_{\text{Viento}} = 113.75 \times 1.130 = 128.54 \text{ Kg/m}$$

Según x:

Distancia entre correas: 1.13 m

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 Kg/m²

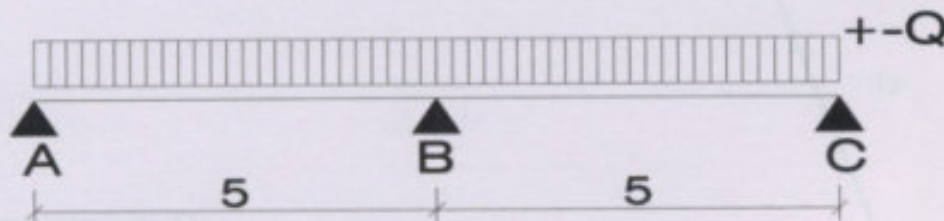
*Chapa CINCALUM, Espesor 0,55mm.

Peso correa: Adopto un perfil C140 X 60 X 20 X 3,2 con un peso de 6.96 Kg/m

$$Q_{\text{pp}} = 5.47 \times 1.130 + 6.96 = 13.14 \text{ Kg/m}$$

Esquema de carga:

Se adoptan correas de 10 m. que salvan la luz entre 2 pórticos.



Dimensionamiento a flexión oblicua:

De los cálculos realizados con Pplan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y: $M_y = 3.6 \text{ Kgm}$

Cargas en y dan momento en la dirección x: $M_x = 400 \text{ Kgm}$

Adopto una correa: C140 X 60 X 20 X 3,2

$G = 6.96 \text{ Kg/m}$

$W_y = 7.31 \text{ cm}^3$

$W_x = 27.99 \text{ cm}^3$

$F = 7.18 \text{ cm}^2$

$J_x = 167.91 \text{ cm}^4$

$J_y = 24.76 \text{ cm}^4$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{40000}{27.99} + \frac{360}{7.31} = 1478.3 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: $L = 5.00 \text{ m}$

$$f_{ADM} = L/300 = 1.67 \text{ cm}$$

De resolución en PPLAN:

$$f_{máx_x} = 1.23 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{máx_y} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

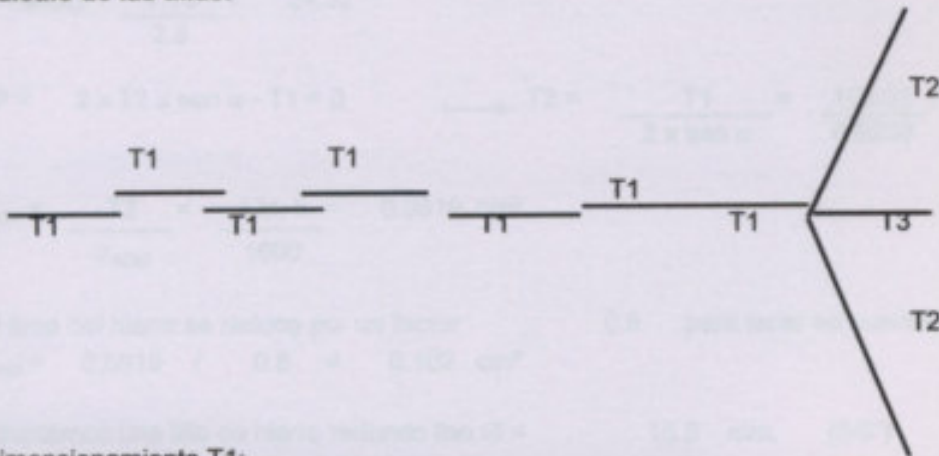
$$f = f_{máx_x} + f_{máx_y} = 1.23 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

Reacción A: 0.240 T

Reacción B: 0.800 T

Reacción C: 0.240 T

Cálculo de las tillas:



Dimensionamiento T1:

Las tillas están solicitadas a tracción, por lo tanto se cargan con la reacción de las correas en el sentido x, cargadas con peso propio.

Reacción de la correa sobre la tilla : $P_{px} = 15.43 \text{ Kg}$ Cálculo hecho en Pplan

$$P_c = 15.43 \text{ Kg}$$

$$P_e = 15.43 \text{ Kg}$$

La tilla más solicitada tendrá la carga de las 4 tillas exteriores y 3 central:

$$P_{máx} = 15.43 \times 4 + 15.43 \times 3 = 108.01 \text{ Kg}$$

$$F_{nec} = \frac{P_{máx}}{\sigma_{ADM}} = \frac{108.01 \text{ Kg}}{1600 \text{ Kg/cm}^2} = 0.068 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0.8 para tener en cuenta la rosca.

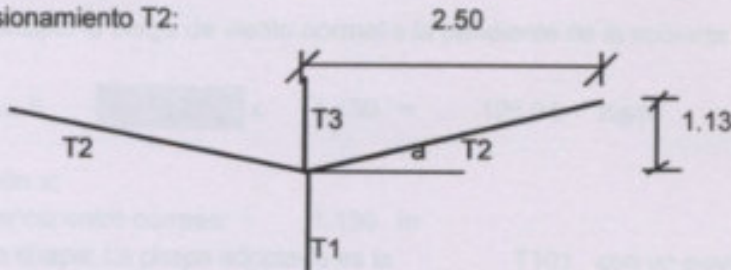
$$F_{nec} = 0.068 / 0.8 = 0.084 \text{ cm}^2$$

Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.8 \text{ mm. (5/8")}$

Diámetro mínimo de tilla por materialización

Con una sección de 1.9607 cm^2

Dimensionamiento T2:



$$\alpha = \arctg \frac{1.13}{2.5} = 24.32^\circ$$

$$\Sigma P = 2 \times T2 \times \sin \alpha - T1 = 0 \quad \longrightarrow \quad T2 = \frac{T1}{2 \times \sin \alpha} = \frac{108.01}{0.8238} = 131.1 \text{ Kg}$$

$$F_{nec} = \frac{T2}{\sigma_{ADM}} = \frac{131.1}{1600} = 0.0819 \text{ cm}^2$$

El área del hierro se reduce por un factor 0.8 para tener en cuenta la rosca.

$$F_{nec} = 0.0819 / 0.8 = 0.102 \text{ cm}^2$$

Adoptamos una tilla de hierro redondo liso $\varnothing = 15.8 \text{ mm. (5/8")}$

Diámetro mínimo de tilla por materialización

Con una sección de 1.9607 cm^2

Dimensionamiento de T3:

Adoptamos un perfil "L" $3/4" \times 1/8"$

$$F = 1.13 \text{ cm}^2 \quad i = 0.55$$

$$\lambda = Sk / i = 205.5 \quad \longrightarrow \quad \omega = 7.10$$

$$\sigma = 7.1 \times \frac{108.01 \text{ Kg}}{1.13 \text{ cm}^2} = 678.65 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

11.5. DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS DEL FRONTIS

Cálculo de la correa de mayor longitud, tomando la carga de viento a los 8.00m de altura, la anteúltima carga más desfavorable.

Análisis de cargas sobre la correa:

Según y:

Se adopta la carga de viento normal a la pendiente de la cubierta a los 8.00 m de altura

$$Q_{\text{viento}} = 111.54 \times 1.130 = 126.04 \text{ Kg/m}$$

Según x:

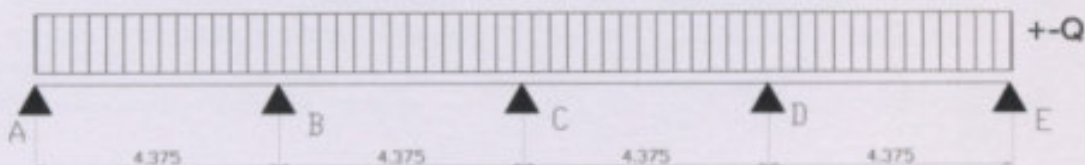
Distancia entre correas: 1.130 m

Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 Kg/m²
 *Chapa CINCALUM, Espesor 0,55mm.

Peso correa: Adopto un perfil C140 x 60 x 20 x 2 con un peso de 4.46 Kg/m

$$Q_{pp} = 5.47 \times 1.130 + 4.46 = 10.64 \text{ Kg/m}$$

Esquema de carga:



Dimensionamiento a flexión oblicua:

De los cálculos realizados con Pplan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y: $M_y = 7.10 \text{ Kgm}$

Cargas en y dan momento en la dirección x: $M_x = 258.00 \text{ Kgm}$

Adopto una correa: **C140 x 60 x 20 x 2**

$G = 4.46 \text{ Kg/m}$

$W_y = 7.61 \text{ cm}^3$

$W_x = 25.92 \text{ cm}^3$

$F = 5.68 \text{ cm}^2$

$J_x = 181.45 \text{ cm}^4$

$J_y = 30.38 \text{ cm}^4$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{25800}{25.92} + \frac{710}{7.61} = 1088.7 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{Adm}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: $L = 4.375 \text{ m}$

$$f_{ADM} = L/300 = 1.46 \text{ cm}$$

De resolución en PPLAN:

$$f_{m\acute{a}x_x} = 0.78 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f_{m\acute{a}x_y} = 0 \text{ cm} < f_{ADM}$$

$$f = f_{m\acute{a}x_x} + f_{m\acute{a}x_y} = 0.78 \text{ cm} \implies \text{VERIFICA}$$

- Reacción A: 0.216 T
- Reacción B: 0.630 T
- Reacción C: 0.511 T
- Reacción D: 0.630 T
- Reacción E: 0.216 T

Sección y

Distancia entre columnas: 4.375 m

Peso propio: 4.46 Kg/m

Peso propio de albañilería: 1.101 Kg/m (con la pila de 0.41 Kg/m)

Cargas CEN, ALBA, viento 0.250m

Se propone una sección armada:

$b = 200 \text{ mm}$

$L = 150 \text{ mm}$

Calidad del Acero F25

$f_{yk} = 480 \text{ N/mm}^2$

Acero: 40.000 mm²

$f_{yk} = 39.240 \text{ N/mm}^2$

$\sigma = 2100.00 \text{ kg}$

$I_x = 140.53 \text{ cm}^4 < 14.9025 \text{ cm}^4$

$I_y = 140.53 \text{ cm}^4 < 14.9025 \text{ cm}^4$

$W_x = 7102.0 / 14.95 = 475.22 \text{ cm}^3$

$W_y = 7102.0 / 12.95 = 478.22 \text{ cm}^3$

$\sigma = 269.76 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 1.57 \text{ kg/cm}^2 = 12.40 \text{ kg}$

Peso de la sección: 46.4 Kg/m

$$Q_{m\acute{a}x} = 5.47 \times 4.375 + 45.200 + 3 = 4.46 \times 4.375 + 240.9 \text{ kg}$$

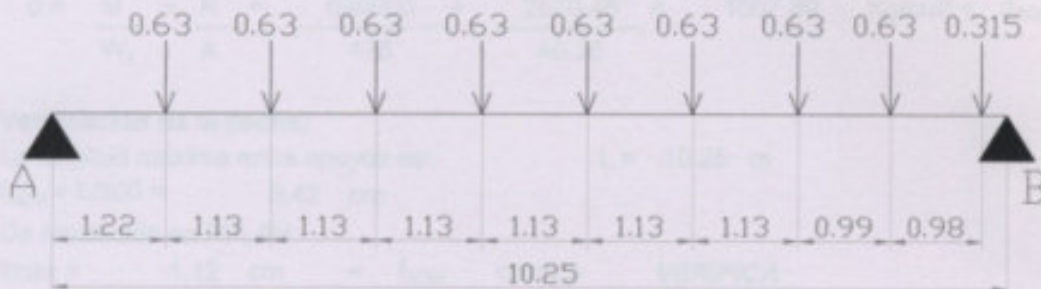
11.6. DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE FRONTIS

Dimensionamiento de la columna de Frontis extrema:

La longitud de cálculo de la columna es: $L = 10.25 \text{ m}$
 NOTA: Se tomó la altura de la columna más alta

Análisis de cargas sobre la columna:

Según x:



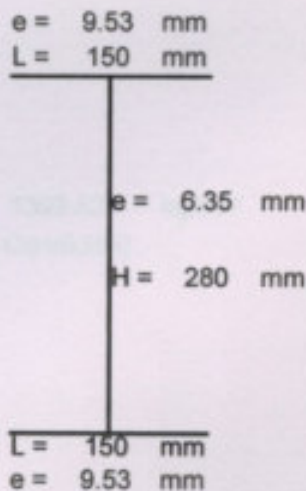
Según y:

Distancia entre columnas: 4.375 m
 Peso correa: 4.46 Kg/m
 Peso chapa: La chapa adoptada es la T101 con un peso de 5.47 Kg/m^2
 *Chapa CINCALUM, Espesor 0,55mm.

Se propone una sección armada:

Calidad del Acero F24

$\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
 Sección = 46.355 cm^2
 Peso = 36.296 Kg/m
 $I_x = 7152.02 \text{ cm}^4$
 $y_2 = 149.53 \text{ mm} = 14.9525 \text{ cm}$
 $y_1 = 149.53 \text{ mm} = 14.9525 \text{ cm}$
 $W_2 = 7152.0 / 14.95 = 478.32 \text{ cm}^3$
 $W_1 = 7152.0 / 14.95 = 478.32 \text{ cm}^3$
 $S_t = 269.06 \text{ cm}^3$
 $i = \sqrt{I_x / A} = 12.421$



Peso de la sección: 46.4 Kg/m

$$Q_{pp} = 5.47 \times 4.375 + 46.355 + 9 \times 4.46 \times 4.38 = 245.9 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de solicitaciones en sentido x:

$M_{m\acute{a}x} = 6.95 \text{ Tm}$ De resolución en PPLAN

$$\sigma_{ADM} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{695000}{1600} = 434.38 \text{ cm}^3$$

Verificación de tensiones:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} + \frac{N}{A} = \frac{695000}{478} + \frac{2520.46}{46.36} = 1507.39 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Verificación de la flecha:

La longitud máxima entre apoyos es: $L = 10.25 \text{ m}$

$f_{ADM} = L/300 = 3.42 \text{ cm}$

De resolución en PPLAN:

$f_{m\acute{a}x} = 1.12 \text{ cm} < f_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

Reacción A: 2.51 T

Reacción B: 2.840 T

Verificación al pandeo:

Pandeo según x:

Longitud de pandeo: $s_k = 10.25 \text{ m}$

Radio de giro: $i = \sqrt{I/F} = 12.42 \text{ cm}$

Esbeltez: $\lambda = s_k / i = 82.52$

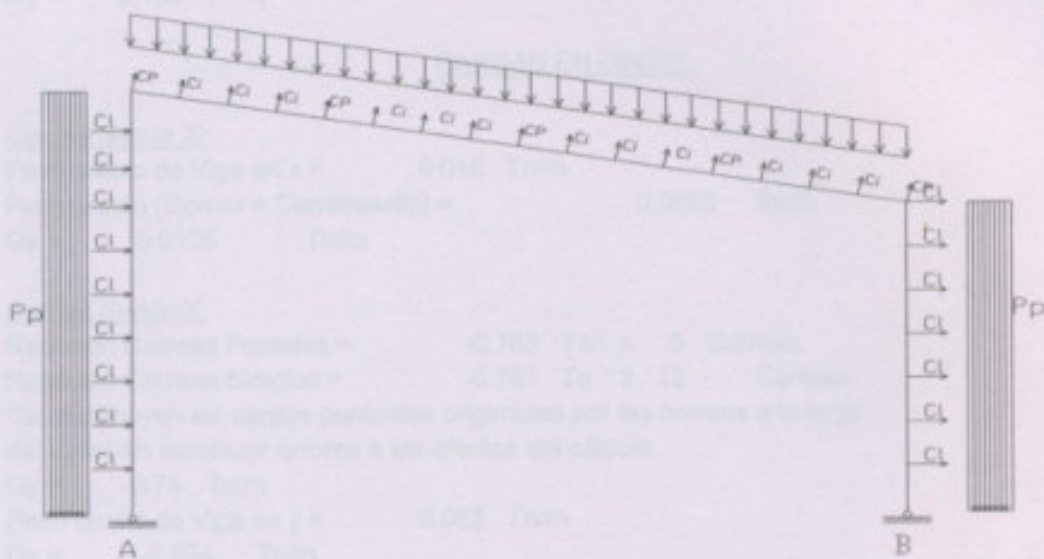
Coefficiente pandeo: $\omega = 1.58$

Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 Mx / Wx = 1393.62 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 1393.62 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$ (Buena Condición)

11.7. DIMENSIONAMIENTO PORTICO (NAVE PRINCIPAL)

ESQUEMA DE CARGAS



CARGAS ACTUANTES:

CARGAS EN PILARES.

PILARES A BARLOVENTO:

Cargas Según X:

Reacción Correas de pared para todas las alturas = $0.800 \text{ Tn} \times 9 \text{ Correas}$

*Se distribuyen las cargas puntuales originadas por las correas a lo largo del pilar sin introducir errores a los efectos del cálculo.

$Q_x = 0.655 \text{ Tn/m}$

Cargas Según Y:

Peso propio (Correa + Cerramiento) = 0.01 Tn/m

Peso propio del pilar = 0.0865 Tn/m

$Q_y = 0.100 \text{ Tn/m}$

PILARES A SOTAVENTO:

Cargas Según X:

Para el pilar a sotavento adoptamos el mayor esfuerzo de succión

$Q_x = 0.288 \text{ Tn/m}$

Cargas en Y:

Peso propio (Correa + Cerramiento) = 0.01 Tn/m
 Peso propio del pilar en y = 0.0865 Tn/m
 Qy = 0.100 Tn/m

CARGAS EN DINTEL

Cargas Según X:

Peso propio de Viga en x = 0.015 Tn/m
 Peso propio (Correa + Cerramiento) = 0.0020 Tn/m
 Qx = 0.0166 Tn/m

Cargas Según Y:

Reacción Correas Puntales = -0.753 Tn x 5 Correas
 Reacción Correas Simples = -0.781 Tn x 12 Correas
 *Se distribuyen las cargas puntuales originadas por las correas a lo largo del dintel sin introducir errores a los efectos del cálculo.
 Qy = -0.74 Tn/m
 Peso propio de Viga en y = 0.085 Tn/m
 Qy = -0.654 Tn/m

CALCULO DEL PORTICO:

EL ACERO EN LA CONSTRUCCION

Capitulo 10.2.4. Armaduras aporticadas de Acero de alma llena :

Capitulo 10.2.4.2. Cálculo

Se desprecia la escasa influencia de los esfuerzos normales y partiendo de la hipotesis de igual momento de inercia en cm⁴ en todas las secciones, se determina el esfuerzo lateral que aparece en el apoyo basandose en la teoria de la deformacion.

"Suponiendo apoyos fijos pero articulados"

Una vez cargado el portico y encontrados los esfuerzos a los que esta sometido el mismo se tiene que:

El Wx (momento resistente de la sección de un portico)

Será $Wx = M / s_{adm}$.

Tomando los esfuerzos normales tiene que verificar:

$s_{efe} = M / Wx + N \cdot w / F < s_{adm}$

w = Momento Resistente de la sección de un Pórtico

F = Sección llena del perfil del pórtico en cm²

CALCULO DINTEL

Se propone una sección armada:

Calidad del Acero F24

$$\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 110.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 86.514 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 79809.13 \text{ cm}^4$$

$$y_2 = 352.70 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

$$y_1 = 352.70 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

$$W_2 = 79809.1 / 35.27 = 2262.80 \text{ cm}^3$$

$$W_1 = 79809.1 / 35.27 = 2262.80 \text{ cm}^3$$

$$St = 1342.30 \text{ cm}^3$$

$$i = \sqrt{Ix / A} = 26.876$$

$$e = 12.70 \text{ mm}$$

$$L = 180 \text{ mm}$$

$$e = 9.53 \text{ mm}$$

$$H = 680 \text{ mm}$$

$$L = 180 \text{ mm}$$

$$e = 12.70 \text{ mm}$$

Descomposición de la fuerza peso propio:

$$\alpha = 9.73^\circ$$

$$P_{px} = 86.514 \times \sin 9.73^\circ = 14.62 \text{ Kg/m} = 0.0146 \text{ Tn/m}$$

$$P_{py} = 86.514 \times \cos 9.73^\circ = 85.27 \text{ Kg/m} = 0.0853 \text{ Tn/m}$$

De Resolución Pplan

$$M_{\text{máx}} = 32.7 \text{ Tnm} = 3270000 \text{ Kgcm}$$

$$N_{\text{máx}} = 8.80 \text{ Tn} = 8800 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{ADM} = \frac{M_{\text{máx}_x}}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M_{\text{máx}_x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{3270000}{1600} = 2043.8 \text{ cm}^3$$

$$\lambda = \frac{Sk}{i} = \frac{1776}{26.88} = 66.081236 \Rightarrow \omega = 1.4 \text{ (Pág. 642 El Acero en la Construcción)}$$

$$\sigma_{efe} = \frac{M_{\text{máx}_x}}{W_x} + \frac{N \cdot \omega}{A} = 1556.6124 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

$$W \text{ adoptado} = 2262.80 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Se adopta la sección propuesta anteriormente.

$$R_{HA} = -6.57 \text{ T} \quad R_{VA} = -7.65 \text{ T}$$

$$R_{HB} = -3.24 \text{ T} \quad R_{VB} = -2.05 \text{ T}$$

Verificación de la flecha:

Luz entre apoyos: $L = 17.76 \text{ m}$
 $f_{ADM} = L/300 = 5.92 \text{ cm}$

De resolución en PPLAN:

$f_{m\acute{a}x} = 4.12 \text{ cm} < f_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$

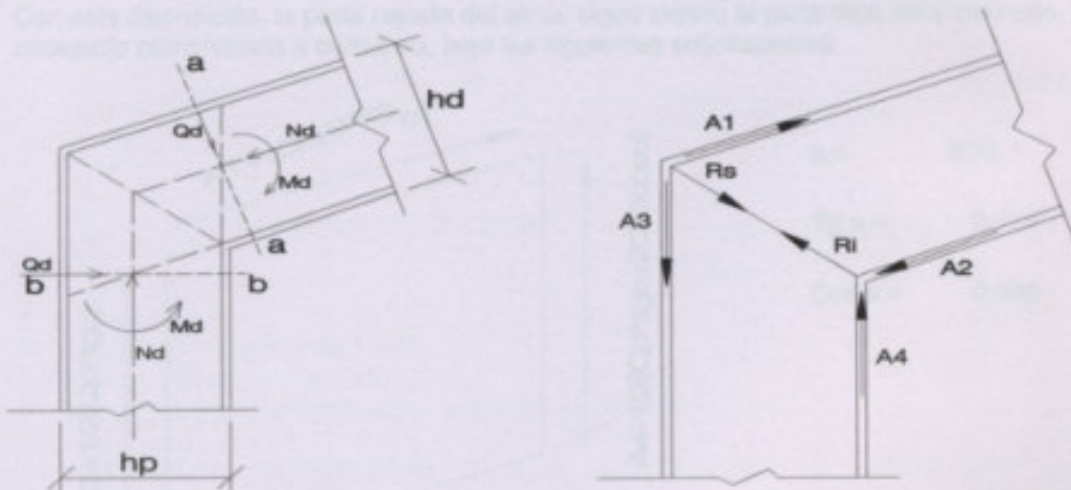
Verificación del Nudo de Esquina:

De Ramón Argüelles Alvarez Tomo I, Volumen I (pág.488).

Para que la hipótesis (Nudo Rígido) se cumpla, es necesario que su organización constructiva sea la adecuada a estos pórticos.

Aislando el nudo de esquina del pórtico, las fuerzas que actúan sobre la sección "a-a" y "b-b" pertenecientes a la columna y dintel, son: El esfuerzo cortante "Q", el momento flector "M" y el esfuerzo axial "P". Estos esfuerzos, dan lugar a tensiones normales "s" y tensiones tangenciales "t".

Las resultantes de las tensiones "s" aplicadas a las cabezas de los perfiles, son las fuerzas A1, A2, A3 y A4; en el cálculo se determinará el valor de las mismas prescindiendo del alma del perfil y suponiendo que el momento flector como el esfuerzo axial lo absorben solamente las alas de la viga.



El Software Pplan Arroja los siguientes resultados:

Md=	32705	Kgm	Mp=	32705	Kgm
Nd=	8807	Kg	Np=	-2108	Kg
Qd=	629	Kg	Qp=	8574	Kg
hd=	0.68	m	hp=	0.68	m

$A1 = \frac{Md}{hd} - \frac{Nd}{2} = 43692.088 \text{ Kg}$

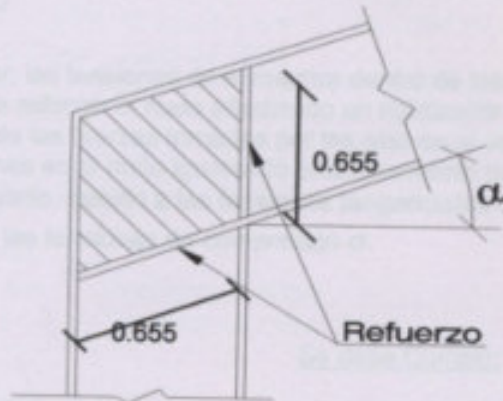
$A2 = \frac{Md}{hd} + \frac{Nd}{2} = 52499 \text{ Kg}$

$$A3 = \frac{M_p}{h_p} - \frac{N_p}{2} = 49149.588 \text{ Kg}$$

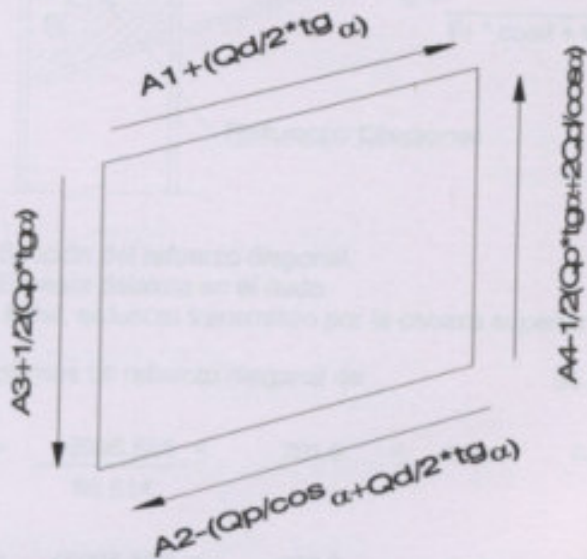
$$A4 = \frac{M_p}{h_p} + \frac{N_p}{2} = 47042 \text{ Kg}$$

Las resultantes R_s y R_i ($A1+A3$ y $A2+A4$, respectivamente), tienden a comprimir diagonalmente el alma de la viga en la zona de la esquina.

Reforzaremos dicha zona prolongando las alas de los perfiles, como se muestra a continuación.



Con esta disposición, la parte rayada del alma, sigue siendo la parte más débil del nudo, y es necesario comprobarla a cortadura, bajo las siguientes solicitaciones:



$$a = 9.73^\circ$$

$$\text{Tg } a = 0.171$$

$$\text{Cos } a = 0.986$$

Para comprobar el alma y las uniones, es suficiente dividir cada uno de los esfuerzos tangenciales por la superficie que se opone al desgarramiento; esta tensión debe ser menor a $t_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\frac{A1 + (Qd/2 \times \text{tg } \alpha)}{65.46 \times 0.953} = 701.61283 \text{ Kg/cm}^2 < t_{adm}$$

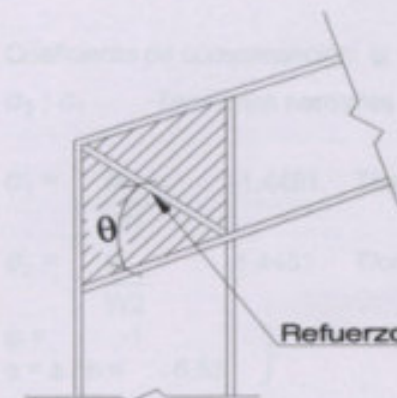
$$\frac{A2 - (Qp/\cos\alpha + Qd/2 \times \tan\alpha)}{65.46 \times 0.953} = 701.61296 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{adm}$$

$$\frac{A3 + 1/2(Qp \times \tan\alpha)}{65.46 \times 0.953} = 800.06686 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{adm}$$

$$\frac{A4 - 1/2(Qp \times \tan\alpha + 2Qd/\cos\alpha)}{65.46 \times 0.953} = 732.44316 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{adm}$$

Como podemos observar, las tensiones se encuentran dentro de los valores admisibles. Igualmente, se procede a reforzar el nudo añadiendo un rigidizador diagonal para neutralizar la resultante de las fuerzas tomadas por las alas en el vértice del nudo. Calcularemos las tensiones en el nudo igualando el acortamiento que corresponde a la diagonal del recuadro rayado, debido a las tensiones tangenciales τ que sufre el rigidizador diagonal bajo las tensiones de compresión σ .

Nudo = 20.70 Tm Esfuerzo por Puntos
Corda = 8.80 Tm Esfuerzo de Puntos



Se debe Cumplir,

$$\tau = \frac{A1}{t_a \cdot h_p + 2,5Fr \cdot \sin\theta \cdot \cos^2\theta} < \tau_{adm}$$

$$\sigma = \frac{A1}{Fr \cdot \cos\theta + t_a \cdot h_p / (2,5 \sin\theta \cdot \cos\theta)} < \sigma_{adm}$$

$$\theta = 49.85^\circ$$

$$\cos\theta = 0.6447909$$

$$\sin\theta = 0.764359$$

Fr : Sección del refuerzo diagonal.

t_a : Espesor del alma en el nudo.

A1 : M/hd, esfuerzo transmitido por la cabeza superior del dintel.

Adoptamos un refuerzo diagonal de: 50.80 mm x 9.525 mm

$$\tau = \frac{48095.588}{68.614} = 701.0 < \tau_{adm} \implies \text{VERIFICA}$$

$$\sigma = \frac{48095.588}{55.687} = 863.7 < \sigma_{adm} \implies \text{VERIFICA}$$

Verificación a la abolladura en el alma:

$$\frac{t}{h} = \frac{9.53 \text{ mm}}{680 \text{ mm}} = 0.014 \geq 0.01 \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

t = espesor del perfil h = Altura del perfil

Rigidizadores:

No es necesario colocar rigidizadores debido a que la altura de la viga no lo requiere. La chapa se divide en rectángulos de longitud a igual a la separación entre rigidizadores y altura b igual al alto del alma.

a = 4.44 m
b = 0.68 m

Verificación a la abolladura debido al momento:

Los esfuerzos máximos son:

M_{máx} = 32.70 Tm Extraídos de Pplan
Q_{máx} = 8.80 T Extraídos de Pplan

Coefficiente de compensación: $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$

$\sigma_2 ; \sigma_1$ Tensiones normales de borde.

$$\sigma_1 = \frac{M}{W1} = -1.4451 \text{ T/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{W2} = 1.4451 \text{ T/cm}^2$$

$\psi = \frac{-1}{6.53} \quad \left. \vphantom{\psi} \right\} k = 23.9$ (Pág. 656 El Acero en la construcción Para tensiones Normales)

$$\sigma_e = (1378 \times t / b)^2 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_e = 372.57 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión de abollamiento

$$\sigma_{1kl} = k \times \sigma_e = 8904.4783 \text{ Kg/cm}^2$$

$a = a / b = 6.529 \rightarrow k = 5,34 + 4 / a^2 = 5.43$ (Pág. 656 El Acero en la const. Para tensiones Tangenciales)

$$\zeta_{kl} = k \times \sigma_e = 2024 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\zeta = \left[\frac{Q_{máx}}{2 \times I} \left(\frac{b \times t}{e} \times (h - t) \right) + \left[\frac{(h - t)^2}{2} - y^2 \right] \right] = 29.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión ideal de comparación:

$$\sigma_{Vki} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\zeta^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \times \sigma_1 / \sigma_{1ki} + \frac{\sqrt{(3 - \psi) \times \sigma_1)^2 + (\zeta / \zeta_{ki})^2}}{4 \sigma_{1ki}}}$$

$$\sigma_{Vki} = 8873.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de comparación reducida:

$$\sigma_{Vk} = 2369.28 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Pág. 658 El Acero en la construcción})$$

Coefficiente de seguridad al abollamiento:

$$u_B = \frac{\sigma_{Vk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\zeta^2}} = 1.638$$

Dado que, $\sigma_{Vki} > 3750 \text{ Kg/cm}^2$, debe ser:

$$u_B \geq 1,25 (0,9 + 0,1 \times (3750 / \sigma_{Vki})^2) = 1.1473 \implies \text{VERIFICA}$$

Verificación a la abolladura debido al corte:

Los esfuerzos máximos son:

$$M_{\text{máx}} = 32.70 \text{ Tm} \quad \text{Extraídos de Pplan}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.629 \text{ T} \quad \text{Extraídos de Pplan}$$

$$a = a / b = 6.5294 \quad k = 23.9 \quad \text{De pág. 656 del Acero en la construcción para tensiones normales.}$$

$$\sigma_e = (1378 \times t / b)^2 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 372.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de abollamiento:

$$\sigma_{1ki} = k \times \sigma_e = 8904.4783 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = a / b = 6.5294 \implies k = 5,34 + 4 / \alpha^2 = 5.43 \quad \text{De pág. 656 del Acero en la construcc. para tensiones tangenciales.}$$

$$\zeta_{ki} = k \times \sigma_e = 2024.4922 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\zeta = Q_{\text{máx}} / (t \times b) = 9.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión ideal de comparación:

$$\sigma_{Vki} = \sqrt{3} \times \zeta_{ki} = 3506.52 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de comparación reducida:

$$\sigma_{vk} = 2273.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Valor obtenido de pág. 658 del Acero en la construcción}$$

Coefficiente de seguridad al abollamiento:

$$u_B = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{3} \times \zeta} = 135.163$$

Dado que, $\sigma_{vk} < 3750 \text{ Kg/cm}^2$ De pág. 656 del Acero en la construcción, debe ser:

$$u_B \geq 1.35 \quad \text{VERIFICA}$$

Verificación para reducir la Sección del Dintel:

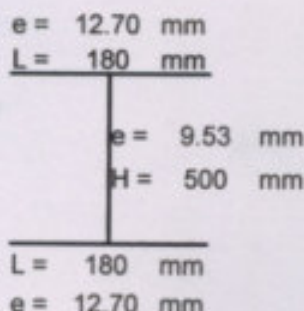
El Software Pplan Arroja los siguientes resultados:

L	0.00	1.78	3.55	5.32	7.10	8.87	10.63	12.42	14.20	15.97	17.75
M	32.7	18.5	6.4	-3.7	-11.7	-17.7	-21.6	-23.6	-23.2	-20.9	-16.6
N	-2.11	-1.93	-1.76	-1.59	-1.43	-1.26	-1.09	-0.92	-0.75	-0.58	-0.41
Q	8.57	7.41	6.25	5.09	3.93	2.77	1.61	0.45	-0.70	-1.86	-3.02

Se propone $h_{min} = 500 \text{ mm}$

A continuación vamos a verificar si la sección propuesta es capaz de absorber las sollicitaciones que se desarrollan a los 12,42m de longitud.

Sección = 93.35 cm²
 Peso = 73.089 Kg/m
 $I_x = 39973.07 \text{ cm}^4$
 $y_2 = 262.70 \text{ mm} = 26.27 \text{ cm}$
 $y_1 = 262.70 \text{ mm} = 26.27 \text{ cm}$
 $W_2 = 39973.1 / 26.27 = 1521.62 \text{ cm}^3$
 $W_1 = 39973.1 / 26.27 = 1521.62 \text{ cm}^3$



$$\zeta = \left\{ \frac{M_{\max}}{2 \times I} \left(\frac{b \times t}{e} \times (h - t) \right) \right\} \left\{ (h - t)^2 - \frac{y^2}{2} \right\}$$

$$\zeta = 58.91 \text{ Kg/cm}^2 < \zeta_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{M_{\max_x}}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M_{\max_x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{-2356000}{1600} = -1472.5 \text{ cm}^3$$

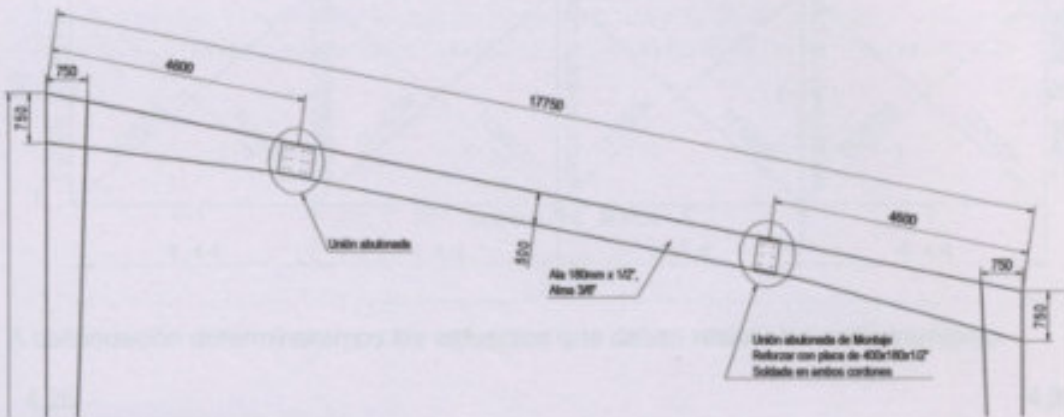
$$\lambda = \frac{Sk}{i} = \frac{1775}{20.69} = 85.774888 \Rightarrow w = 1.96 \text{ (Pág. 642 El Acero en la Construcción)}$$

$$\sigma_{efe} = \frac{M_{m\acute{a}x_x}}{W_x} + \frac{N \cdot \omega}{A} = -1567.663 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Momento máximo que resiste la sección mínima:

$$M_{m\acute{a}x} = \sigma_{adm} \times W = 24.35 \text{ Tm}$$

Como podemos observar la sección verifica correctamente.
Quedando el dintel como se muestra a continuación:



Cculo de Soldadura:

El ancho del cordón de soldadura será igual al espesor del alma de la cercha: 9.53 mm

La garganta teórica será: $a = 0,707 \times t = 0.6734 \text{ cm}$
De tabla del Acero en la construcción página 539 se tiene para $a = 0.67$

- $b = 9.52 \text{ mm}$
- $\text{mín } I_1 = 11.42 \text{ cm}$
- $\text{máx } I_1 = 41.54 \text{ cm}$
- $G_{sol} = 0.354 \text{ Kg/m}$

$$\sigma = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W} = 1445.11 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\zeta = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times St}{\sum a \times I_x} = 109.89 \text{ Kg/cm}^2 < \zeta_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

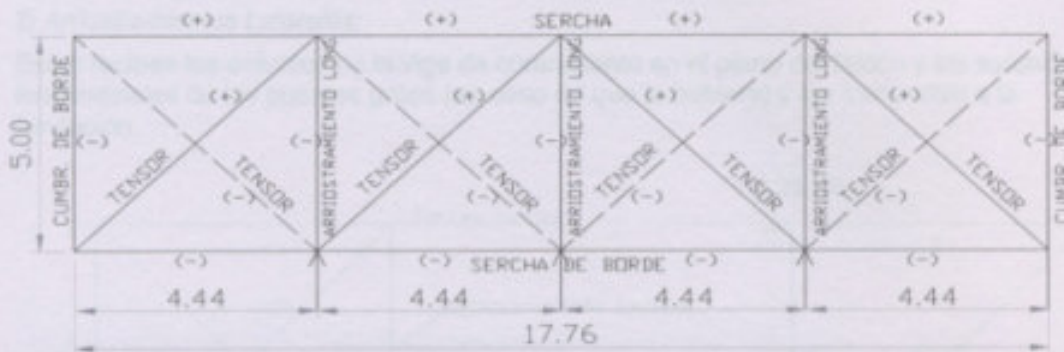
$$\sigma_{\infty} = \frac{\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \times \zeta^2}}{2} = 1453 < \sigma_{adm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

11.8. DIMENSIONAMIENTO DE ARRIOSTRAMIENTOS

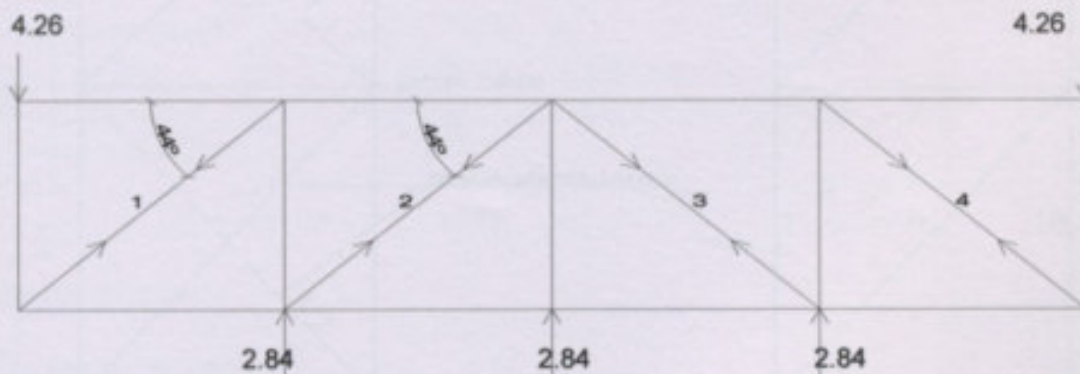
1) Arriostramientos de Cubierta:

Los arriostramientos de cubierta forman una viga de contraviento, y reciben la reacción de las columnas de Frontis.

Viga de Contraviento en el Plano del Faldón.



A continuación determinaremos los esfuerzos que deben resistir los arriostramiento:



Esfuerzo en Barra N° 2:
 $T_2 = 2.84 / 2 \text{ sen } 44^\circ = 1.8989 \text{ Tn}$

Esfuerzo en Barra N° 1:
 $T_1 = 2.84 / \text{sen } 44^\circ = 3.7978 \text{ Tn}$

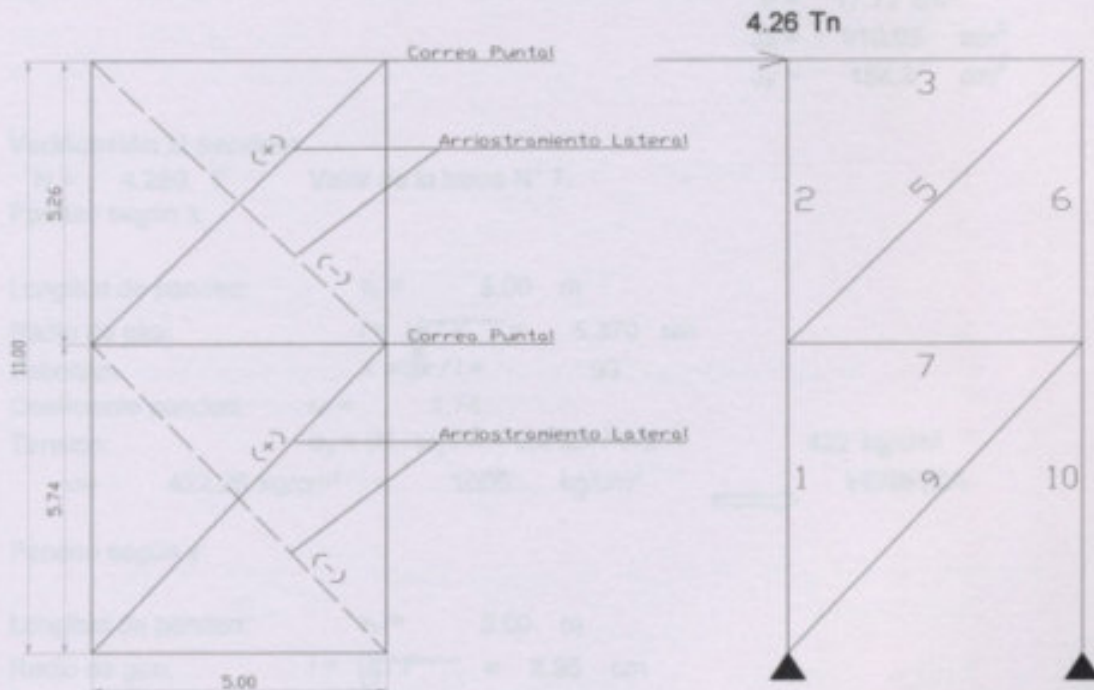
BARRA N°	ESFUERZO (Tn)
1	3.798
2	1.899
3	1.899
4	3.798

Adoptamos un ϕ 3 / 4 " = 19.09 mm
 Area = 2.86 cm²
 Ixx = 3.29 cm⁴

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3798}{2.86} = 1327 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

2) Arriostramientos Laterales:

Estos reciben los esfuerzos de la viga de contraviento en el plano del faldón y los esfuerzos longitudinales de los puentes grúas (en caso de que lo hubiera) y los transmiten a la fundación.



De Resolución Pplan, obtenemos que la barra más solicitada es la 9 = 6.48 Tn

Adoptamos un ϕ 1 " = 25.40 mm
 Area = 5.07 cm²
 Ixx = 32.36 cm⁴

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{6480.0}{5.07} = 1279 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

VERIFICACION DE LA CORREA PUNTAL:

Mantenemos la correa lateral antes calculada; con la diferencia que a los 5,47m colocaremos doble correa ya que en este punto le agregamos los esfuerzos debidos a los arriostramientos laterales.

De los cálculos realizados con Pplan se obtiene:

Cargas en x dan momento en la dirección y: $M_y = 3.6 \text{ Kgm}$
 Cargas en y dan momento en la dirección x: $M_x = 400 \text{ Kgm}$

Adopto una correa: **C140 X 60 X 20 X 3,2**

$G = 13.92 \text{ Kg/m}$
 $W_y = 7.51 \text{ cm}^3$
 $W_x = 73.00 \text{ cm}^3$
 $F = 17.72 \text{ cm}^2$
 $J_x = 510.96 \text{ cm}^4$
 $J_y = 154.3 \text{ cm}^4$

Verificación al pandeo:

$N = 4.250 \text{ T}$ Valor de la barra N° 7.

Pandeo según x:

Longitud de pandeo: $s_k = 5.00 \text{ m}$
 Radio de giro: $i = \sqrt{I/F} = 5.370 \text{ cm}$
 Esbeltez: $\lambda = s_k / i = 93$
 Coeficiente pandeo: $\omega = 1.74$
 Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_x / W_x = 422 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma = 422.26 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$

Pandeo según y:

Longitud de pandeo: $s_k = 5.00 \text{ m}$
 Radio de giro: $i = \sqrt{I/F} = 2.95 \text{ cm}$
 Esbeltez: $\lambda = s_k / i = 169.45$
 Coeficiente pandeo: $\omega = 4.82$
 Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F + 0,9 M_y / W_y = 1156.47 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma = 1156.47 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$

11.9. CALCULO PILAR

Se propone una sección armada:

Calidad del Acero F24

$$\sigma_{ADM} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 110.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 86.514 \text{ Kg/m}$$

$$I_x = 79809.13 \text{ cm}^4$$

$$y_2 = 352.70 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

$$y_1 = 352.70 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

$$W_2 = 79809.1 / 35.27 = 2262.80 \text{ cm}^3$$

$$W_1 = 79809.1 / 35.27 = 2262.80 \text{ cm}^3$$

$$St = 1342.30 \text{ cm}^3$$

$$i = \sqrt{Ix / A} = 26.876$$

$$e = 12.70 \text{ mm}$$

$$L = 180 \text{ mm}$$

$$e = 9.53 \text{ mm}$$

$$H = 680 \text{ mm}$$

$$L = 180 \text{ mm}$$

$$e = 12.70 \text{ mm}$$

De Resolución Pplan

$$M_{\text{máx}} = 32.7 \text{ Tnm} = 3270000 \text{ Kgcm}$$

$$N_{\text{máx}} = 9.67 \text{ Tn} = 9670 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{\text{máx}}}{W} = 1532.6283 < \sigma_{adm}$$

Del Acero en la Construcción, Pág. 649, Punto 10.02 se debe cumplir la comprobación al pandeo:

$$\frac{N \cdot \omega}{A} + 0,9 \cdot \frac{M_{\text{máx}}}{W} < \sigma_{adm}$$

$$\lambda = \frac{Sk}{i} = \frac{1100}{26.88} = 40.929 \implies \omega = 1.14 \text{ (Pág. 642 El Acero en la Construcción)}$$

$$\frac{9670 \cdot 1.14}{110.49} + 0,9 \cdot \frac{3270000}{2262.80} = 1400.3701 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

$$W \text{ adoptado} = 2262.80 \text{ cm}^3 \implies \text{VERIFICA}$$

Se adopta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de la flecha:

$$\text{Luz entre apoyos: } L = 11.00 \text{ m}$$

$$f_{ADM} = L/300 = 3.67 \text{ cm}$$

De resolución en PPLAN:

$$f_{m\acute{a}x} = 2.7 \text{ cm} < f_{ADM} \implies \text{VERIFICA}$$

Verificación a la abolladura en el alma:

$$\frac{t}{h} = \frac{9.53 \text{ mm}}{680 \text{ mm}} = 0.014 \geq 0.01 \implies \text{VERIFICA}$$

t = espesor del perfil

h = Altura del perfil

Rigidizadores:

No es necesario colocar rigidizadores debido a que la altura de la viga no lo requiere. La chapa se divide en rectángulos de longitud a igual a la separación entre rigidizadores y altura b igual al alto del alma.

$$a = 11.00 \text{ m}$$

$$b = 0.68 \text{ m}$$

Verificación a la abolladura debido al momento:

Los esfuerzos máximos son:

$$M_{m\acute{a}x} = 32.70 \text{ Tm} \quad \text{Extraídos de Pplan}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 6.57 \text{ T} \quad \text{Extraídos de Pplan}$$

Coefficiente de compensación: $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$

$\sigma_2 ; \sigma_1$ Tensiones normales de borde.

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_1} = 1.4451 \text{ T/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_2} = -1.4451 \text{ T/cm}^2$$

$$\psi = \frac{-1}{16} \quad \left. \vphantom{\psi} \right\} k = 23.9$$

(Pág. 656 El Acero en la construcción
Para tensiones Normales)

$$\sigma_e = (1378 \times t / b)^2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 372.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión Ideal de abollamiento:

$$\sigma_{tk} = k \times \sigma_e = 8904.4783 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = a / b = 16 \rightarrow k = 5.34 + 4 / a^2 = 5.36 \quad \text{(Pág. 656 El Acero en la construcción
Para tensiones Tangenciales)}$$

$$\zeta_{ki} = k \times \sigma_e = 1995.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\zeta = \left\{ \frac{Q_{m\acute{a}x}}{2 \times l} \left(b \times t \right) \times \left(\frac{h-t}{e} \right) \right\} \left\{ \left(\frac{h-t}{2} \right)^2 - y^2 \right\} = -45.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión ideal de comparación

$$\sigma_{Vki} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\zeta^2}}{1 + \psi} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{1ki}} + \sqrt{\frac{(3 - \psi)^2 \times \sigma_1^2}{4} + \left(\frac{\zeta}{\zeta_{ki}}\right)^2 \times \sigma_{1ki}^2}$$

$\sigma_{Vki} = 8829.4 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión de comparación reducida

$\sigma_{vk} = 2369.2 \text{ Kg/cm}^2$ Valor obtenido de pág. 658 del Acero en la construcción

Coefficiente de seguridad al abollamiento.

$u_B = \frac{\sigma_{Vki}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\zeta^2}} = 24.66$

Dado que, $\sigma_{Vki} > 3750 \text{ Kg/cm}^2$, debe ser:

$u_B \geq 1.25 (0.9 + 0.1 \times (3750 / \sigma_{Vki})^2) = 1.1475 \implies \text{VERIFICA}$

Verificación a la abolladura debido al corte:

Los esfuerzos máximos son:

$M_{\text{máx}} = 32.70 \text{ Tm}$ Extraídos de Pplan

$Q_{\text{máx}} = 6.57 \text{ T}$ Extraídos de Pplan

$a = a / b = 16 \quad k = 23.9$ De pág. 656 del Acero en la construcción para tensiones normales.

$\sigma_e = (1378 \times t / b)^2 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_e = 372.57 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión de abollamiento

$\sigma_{1ki} = k \times \sigma_e = 8904.4783 \text{ Kg/cm}^2$

$\alpha = a / b = 16 \implies k = 5.34 + 4 / \alpha^2 = 5.36$ De pág. 656 del Acero en la construcción para tensiones tangenciales.

$\zeta_{ki} = k \times \sigma_e = 1995.2313 \text{ Kg/cm}^2$

$\zeta = Q_{\text{máx}} / (t \times b) = 101.44 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión ideal de comparación:

$\sigma_{Vki} = \sqrt{3 \times \zeta_{ki}} = 3455.84 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión de comparación reducida

$\sigma_{vk} = 2335.50 \text{ Kg/cm}^2$ Valor obtenido de pág. 658 del Acero en la construcción

Coefficiente de seguridad al abollamiento.

$$u_B = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{3} \times \zeta} = 13.293$$

Dado que, $\sigma_{vk} < 3750 \text{ Kg/cm}^2$ De pág. 656 del Acero en la construcción, debe ser:

$$u_B \geq 1.35 \quad \text{VERIFICA}$$

Verificación para reducir la Sección de la Columna:

El Software Pplan Arroja los siguientes resultados:

L	0.00	1.10	2.20	3.30	4.40	5.50	6.60	7.70	8.80	9.90	11.00
M	0.00	6.83	12.88	18.13	22.59	26.25	29.13	31.21	32.50	33.00	32.70
N	7.72	7.83	7.94	8.05	8.16	8.26	8.37	8.48	8.59	8.69	8.80
Q	-6.57	-5.85	-5.13	-4.41	-3.69	-2.97	-2.25	-1.53	-0.81	-0.09	0.62

Se propone $h_{min} = 500 \text{ mm}$

A continuación vamos a verificar si la sección propuesta es capaz de absorber las sollicitaciones que se desarrollan a los 3,3m de longitud.

Sección = 93.35 cm²

Peso = 73.089 Kg/m

$I_x = 39973.07 \text{ cm}^4$

$y_2 = 262.70 \text{ mm} = 26.27 \text{ cm}$

$y_1 = 262.70 \text{ mm} = 26.27 \text{ cm}$

$W_2 = 39973.1 / 26.27 = 1521.62 \text{ cm}^3$

$W_1 = 39973.1 / 26.27 = 1521.62 \text{ cm}^3$

$e = 12.70 \text{ mm}$

$l = 180 \text{ mm}$

$e = 9.53 \text{ mm}$

$H = 500 \text{ mm}$

$L = 180 \text{ mm}$

$e = 12.70 \text{ mm}$

$$\zeta = \left\{ \frac{\text{Máx}}{2 \times l} \left(\frac{b \times t}{e} \times (h - t) \right) + \left(\frac{(h - t)^2 - y^2}{2} \right) \right\}$$

$$\zeta = -44.52 \text{ Kg/cm}^2 < \zeta_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{M_{\text{máx}_x}}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M_{\text{máx}_x}}{\sigma_{ADM}} = \frac{2259000}{1600} = 1411.9 \text{ cm}^3$$

$$\lambda = \frac{Sk}{i} = \frac{1100}{20.69} = 53.156269 \Rightarrow \omega = 1.23 \text{ (Pág. 642 El Acero en la Construcción)}$$

11.10. DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES ABULONADAS EN PORTICOS

EL ACERO EN LA CONSTRUCCION:

6.2.5. Cálculo y Resistencia de Tornillos. (Pág. 521)

6.2.5.1. Cálculo a Cortadura y Aplastamiento (presión sobre el taladrado).

Las uniones mediante bulones en bruto (ordinarios) se calculan partiendo del diámetro de la espiga o del núcleo del tornillo, en uniones mediante bulones calibrados se parte del diámetro del agujero.

En la uniones mediante bulones hay que prestar atención que la rosca no entre en la parte resistente (espesor de las piezas apretadas), sobre todo en estructuras muy cargadas, es decir, que tanto al hacer el pedido como al colocar los bulones hay que poner el mayor cuidado en que estén perfectamente determinadas las longitudes del bulón y de la rosca. Los bulones corrientemente usados en la construcción según DIN 7990 corresponden a los requisitos expuestos; en estos bulones se puede tomar sin más el diámetro de la espiga o la sección $\phi\sigma$ del tornillo como base del cálculo. pero si la rosca queda sensiblemente dentro de la parte resistente de la espiga, como ocurre más o menos al usar bulones en bruto según DIN 601, debe calcularse la unión tomando como base la sección del núcleo

El número n necesario de bulones es para:

Solicitud a Cortadura:

Bulones en BRUTO (Ordinarios)

$$n_a = \frac{S}{m \cdot t_a (d^2 \cdot p/4)}$$

Bulones CALIBRADOS

$$n_a = \frac{S}{m \cdot t_a (d_1^2 \cdot p/4)}$$

Solicitud a aplastamiento:

Bulones en BRUTO (Ordinarios)

$$n_1 = \frac{S}{\sigma_1 (t \cdot d)}$$

Bulones CALIBRADOS

$$n_1 = \frac{S}{\sigma_1 (t \cdot d_1)}$$

S = Esfuerzo de la barra en Kg

t_a = Fatiga Adm. A cortadura en Kg/cm²

σ_1 = Fatiga Adm. A aplastamiento en Kg/cm²

m = Número de secciones a cortadura de la unión

d = Diámetro de la espiga o núcleo resp. En cm

d₁ = diámetro taladrado en cm

t = Espesor más pequeño en cm de la pieza realmente fatigada o a unir

} Ver DIN Tabla 4
7.3.1.1. (Pág. 619)

Unión: Dintel-Pilar:

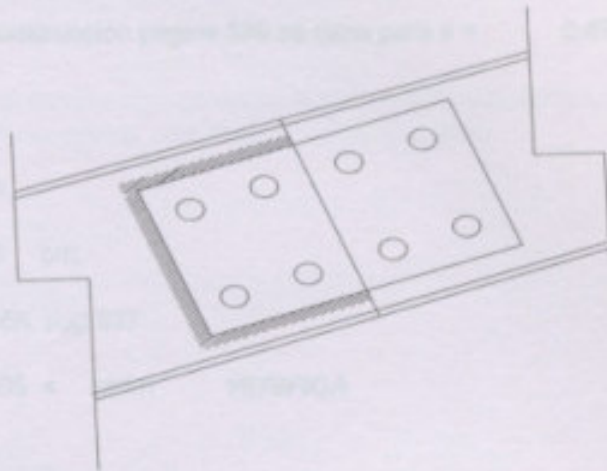
Cada pórtico que compone la nave está formado por tres piezas, y la unión entre las mismas se ejecutará mediante placas (una a cada lado del alma) soldadas en un extremo y abulonadas en el otro con bulones en bruto, los cuales procedemos a dimensionar a continuación.

Estas uniones la realizaremos en la zona del dintel donde el esfuerzo del momento sea

nulo, ya que se prefiere que los bulones no trabajen a tracción.

Tomamos la unión más solicitadas de las dos que tendrá el portico; iterando en Pplan, esta resulta a los 2m medidos desde la cumbrera.

Detalle de Unión:



De Resolución Pplan:

Q = 5560 Kg

$$n_a = \frac{S}{m \cdot t_a (d^2 \cdot p/4)} = \frac{5560}{1 \times 1120 \times \frac{0.81^2}{4} \times 3.1416}$$

na = 9.634 Adoptamos 12 bulones M10

Longitud de Apriete Necesaria= 28.58 mm

Según tabla 6.2.2.1 pág. 513 De El Acero en la Construcción,
Adoptamo Bulón Hexagonal con Tuerca Hexagonal y Arandela.

M 10 X 60 Mu

Con una longitud de Apriete de hasta : 14 mm (Incluyendo esp. de arandela)

Según tabla 6.2.2.3 pág. 516 De El Acero en la Construcción,

Adoptamos Arandelas: A 11,5

Diámetro del Agujero 11,5mm

Diámetro Exterior 21mm

Espesor Arandela 8 mm

Cálculo de la mitad soldada en la unión de la viga-pilar del pórtico principal:

De P- Plan tenemos:

Q= 5560 Kg

El ancho del cordón de soldadura será igual al esp. del alma de la cercha: 9.53 mm
 La garganta teórica será: $a = 0,707 \times t = 6.7342 \text{ mm}$

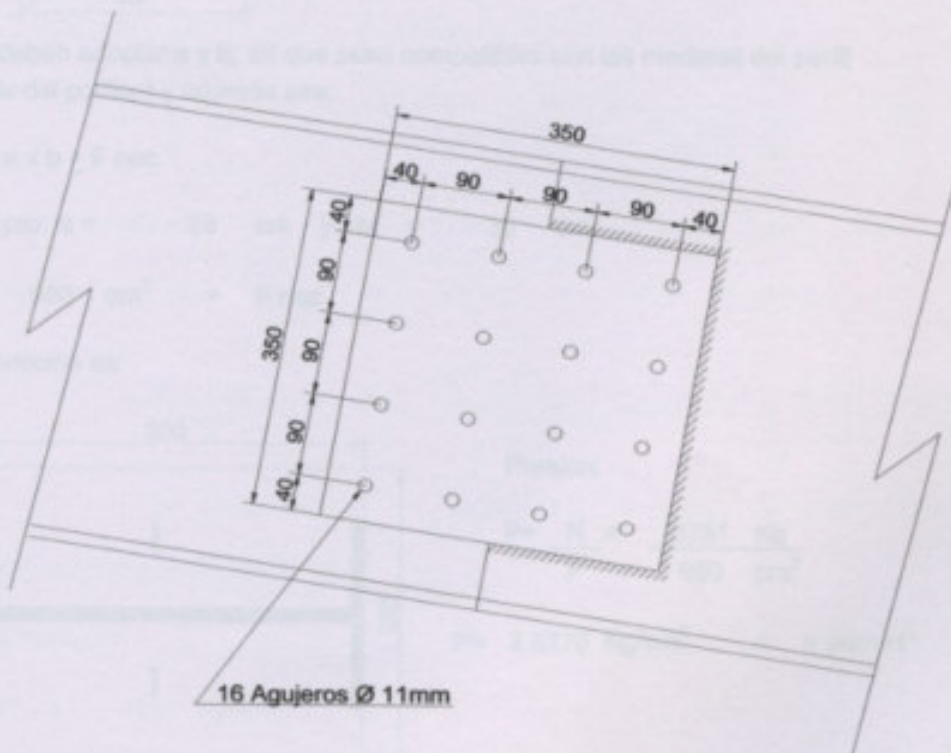
De tabla del Acero en la construcción página 539 se tiene para $a = 0.67 \text{ cm}$
 $b = 9.20 \text{ mm}$
 $\text{mín } I_1 = 11.90 \text{ cm}$
 $\text{máx } I_1 = 43.40 \text{ cm}$
 $G_{sol} = 0.385 \text{ Kg/m}$

Adoptamos $I = 43 \text{ cm}$.

Del Acero en la construcción, pag 537:

$$\tau = \frac{P}{S \times l} \quad 96.005 < \tau_{adm} \quad \text{VERIFICA}$$

Según El Acero en la Construcción, Capítulo 6.1.4.1, Pág. 497:
 Distribución de Roblones (igual consideración para bulones); Tabla 6.
 La distribución de bulones se realiza de la siguiente manera:
 NOTA: Por razones constructivas readoptamos 16 bulones M10 x 60 Mu



11.11. CALCULO DE LA BASE

Cálculo de Placa de Base

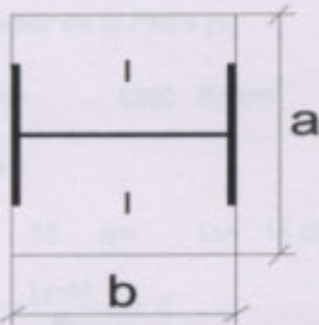
Compresión de la Placa de Asiento

Para determinar la carga de compresión, se cargo el pórtico con peso propio + lluvia, eliminándose la succión en la cubierta, dando el siguiente resultado:

De Resolución Pplan

Compresión máx. = 3751 Kg.

$\sigma_{adm H^\circ} = 50 \text{ Kg/cm}^2$



$$F_{nec} = \frac{C \text{ máx.}}{\sigma_{Adm H^\circ}} = \frac{3751 \text{ Kg}}{50 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$F_{nec} = 75.02 \text{ cm}^2$$

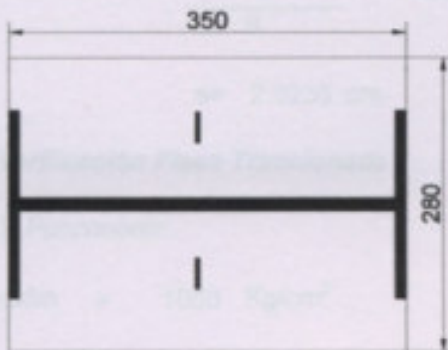
Se deben adoptar **a** y **b**, tal que sean compatibles con las medidas del perfil (pilar del portico) y además sea:

$$F = a \times b > F_{nec}.$$

Adopto: **a** = 28 cm y **b** = 35 cm

$$F = 980 \text{ cm}^2 > F_{nec}$$

La sección es:



Presión:

$$P = \frac{N}{F} = \frac{3751 \text{ Kg}}{980 \text{ cm}^2}$$

$$P = 3.8276 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm H^\circ}$$

Pernos de Anclaje

Numero de pernos necesarios, Según El acero en la Construcción (pág. 331)
 Para determinar el esfuerzo de tracción al que están sometidos los pernos de anclaje, se tomó el siguiente estado de cargas:

Succión de Viento (Mayor) + Pp Estructura + Pp cerramiento

De Resolución Pplan

Tracción máx. = 7650 Kg.

Adopto: Pernos M30 \longrightarrow Esfuerzo que soportan $T_1 \text{ Adm} = 5700 \text{ Kg}$
 $(\phi = 3.00 \text{ cm})$

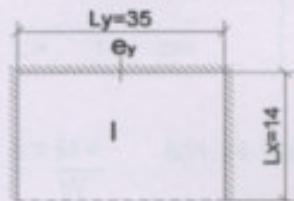
N° Pernos = $\frac{7650 \text{ Kg}}{5700 \text{ Kg}} = 1.3421 \longrightarrow$ Adopto: 2 Pernos

Espesor de la Placa (e)

sadm = 1200 Kg/cm²

Losa I:

$L_y = 35 \text{ cm}$ $L_x = 14.00 \text{ cm}$ (Tabla de Erturk)
 $I = L_y/L_x = 2.5 \longrightarrow$ $hey = 0.039$



$Q = \sigma_{\text{Trab.}} \cdot L_x \cdot L_y$

$\sigma_{\text{Trab.}} = \frac{C}{F_{\text{nec.}}} = \frac{3751 \text{ Kg}}{75.02 \text{ cm}^2} = 50 \text{ Kg/cm}^2$

$Q = 50 \text{ Kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 14 \text{ cm} = 21000 \text{ Kg}$

$M_I = hey \cdot Q = 0.039 \times 21000 = 819 \text{ Kgcm/cm}$

$\frac{e^2 \cdot 1 \text{ cm}}{6} = W_{\text{nec.}} > \frac{M}{\sigma_{\text{adm}}} \longrightarrow e = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{\text{adm}}}}$

$e = 2.0236 \text{ cm}$ Adopto $e = 2.2 \text{ cm (7/8")}$

Verificación Placa Traccionada

1) Punzonado:

$\tau_{\text{adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$

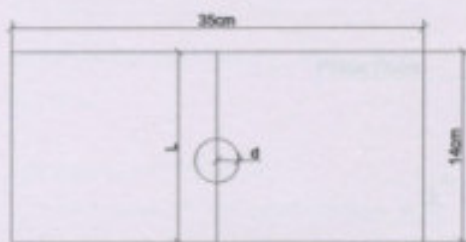
Para Perno M30, Adopto Arandela ϕ : 5.6 cm

*De El Acero en la Construcción, pág. 516.

$$T_{1 \text{ Perno}} = \frac{T}{N^{\circ} \text{ Perno}} = \frac{7650 \text{ Kg}}{2} = 3825 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\text{punzonado}} = \frac{T_{1 \text{ Perno}}}{p \cdot \phi_{\text{arandeta}} \cdot e} = 97.935 \text{ Kg/cm}^2 \ll \tau_{\text{adm}}$$

2) Arrancamiento:



$$\sigma_{\text{adm}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

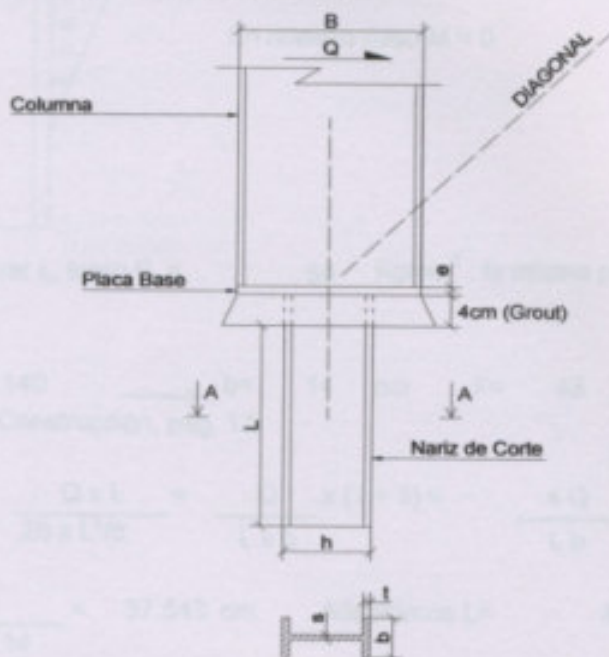
$$\left. \begin{array}{l} d = 2.8 \text{ cm} \\ L = 14 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M = T \cdot d = 10710 \text{ Kgcm} \\ W = \frac{e^2 \cdot L}{6} = 11.5 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = 931.34 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

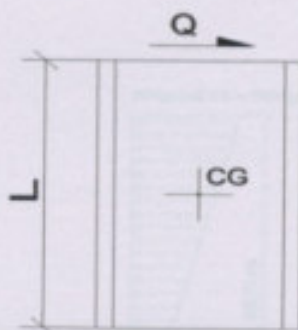
NOTA: Si la placa no verifica al arrancamiento, debo aumentar el espesor de la misma.

Dimensionamiento de la Nariz de Corte

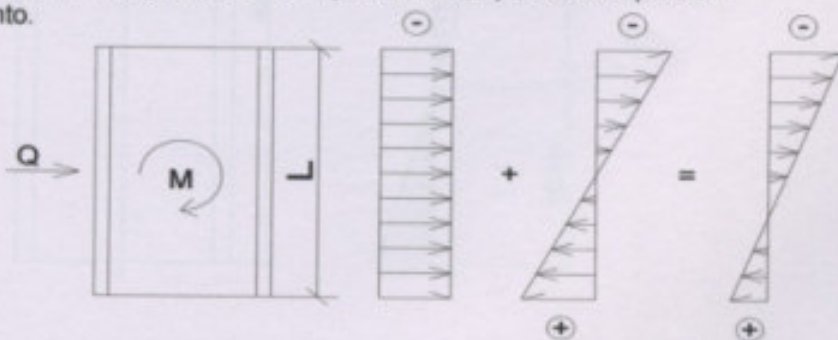
Los pernos de anclaje solo toman tracción; no absorben el corte, por lo tanto, para absorberlo debemos calcular la nariz de corte.



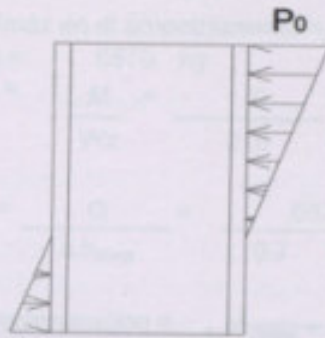
Q= 6570 Kg
M= 0 Kgm



Llevo Q al centro de gravedad "CG", por lo tanto, aparece compresión y momento.



$$M_1 = Q \times L/2$$



$$P_0 = \frac{Q}{L \times b} + \frac{M1+M}{b \times L^2/6}$$

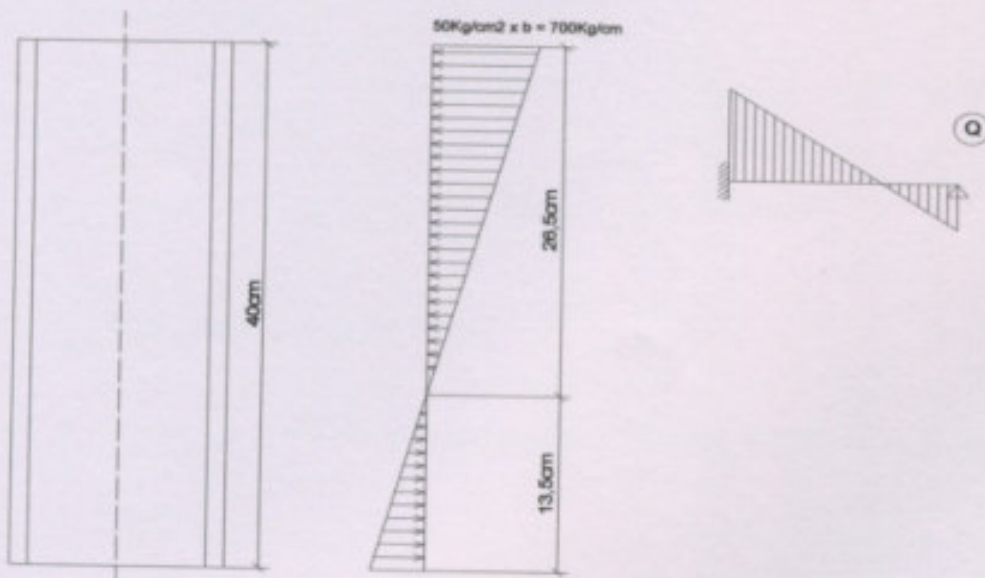
En nuestro caso $M = 0$

Como debo averiguar L, tomo $P_0 = 50 \text{ Kg/cm}^2$; la misma presión que tomé para la placa.

Adoptamos un IPB 140 $\rightarrow b = 14 \text{ cm}$ $F = 43 \text{ cm}^2$ $I_x = 1510$
 *De El Acero en la Construcción, pág. 12. $W_x = 216 \text{ cm}^3$

$$P_0 = \frac{Q}{L \times b} + \frac{Q \times L}{2b \times L^2/6} = \frac{Q}{L \times b} \times (1 + 3) = \frac{4Q}{Lb} \rightarrow L = \frac{4Q}{P_0 b}$$

$$L = \frac{4 \times 6570}{50 \times 14} = 37.543 \text{ cm} \quad \text{Adoptamos } L = 40 \text{ cm}$$



Verificación del Perfil

M_{máx} en el empotramiento = 0 Kgm

$$Q = 6570 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{M}{Wx} = \frac{0}{216 \text{ cm}^3} \text{ Kgcm} = 0 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{\text{Cuello}}$$

$$\tau = \frac{Q}{s \cdot h_{\text{alma}}} = \frac{6570}{0.7 \times 14} = 670.41 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comparación}} = \sqrt{\sigma_{\text{Cuello}}^2 + 3\tau^2} = 1161.2$$

V

De El acero en la Construcción, pág. 614

$$\longrightarrow s_{FL} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ comparación} < 0,8 s_{FL} = 0,8 \times 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 1920 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ comparación} = 1161,2 \text{ Kg/cm}^2 < 1920 \text{ Kg/cm}^2$$

Cordones de Soldadura

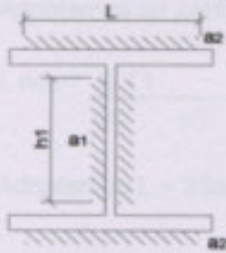
De El acero en la Construcción, pág. 540-541.

Pág. 540

IPB 140

$$\longrightarrow a_1 = 0$$

$$a_2 = 0,80$$



$$h_1 = h - 2 \cdot c - 2 \cdot a_1 = 14 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 0,45$$

$$h_1 = 10,7 \text{ cm}$$

$$L = b - a_2 = 14 - 2 \cdot 0,80 = 12,4 \text{ cm}$$

Ejecución 2

De Tabla pág. 541:

$$F_{\text{sol. Máx.}} = 14,6 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{sol. Máx.}} = 54,5 \text{ cm}^3$$

Verificación de la Soldadura

$$\tau_{\text{sold.}} = \frac{Q}{F_{\text{sold. Alma}}} = \frac{Q}{2 \cdot a_1 \cdot h_1} = 682,24 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{sold.adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sold.}} = \frac{M}{W_{\text{sold.}}} = 0 \text{ Kg/cm}^2 \ll \sigma_{\text{sold.adm}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} = \frac{\sigma_{\text{sold.}} + 1/2 \sqrt{\sigma_{\text{sold.}}^2 + 4(\tau_{\text{sold.}})^2}}{2}$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} = \frac{0 + 1/2 \sqrt{0^2 + 4(682,24)^2}}{2} = 682,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{princ.sold.}} < \sigma_{\text{sold.adm}}$$

Longitud de Pernos de Anclaje

$$\tau_{adm} H^{\circ} = 5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (10\% \text{ sadm} H^{\circ})$$

$$T_{1 \text{ Perno}} = p \cdot d \cdot L \cdot \tau_{adm}$$

$$L = \frac{T_{1 \text{ Perno}}}{p \cdot d \cdot \tau_{adm}} = \frac{3825}{p \cdot 3,00 \cdot 5} = 81.169 \text{ cm}$$

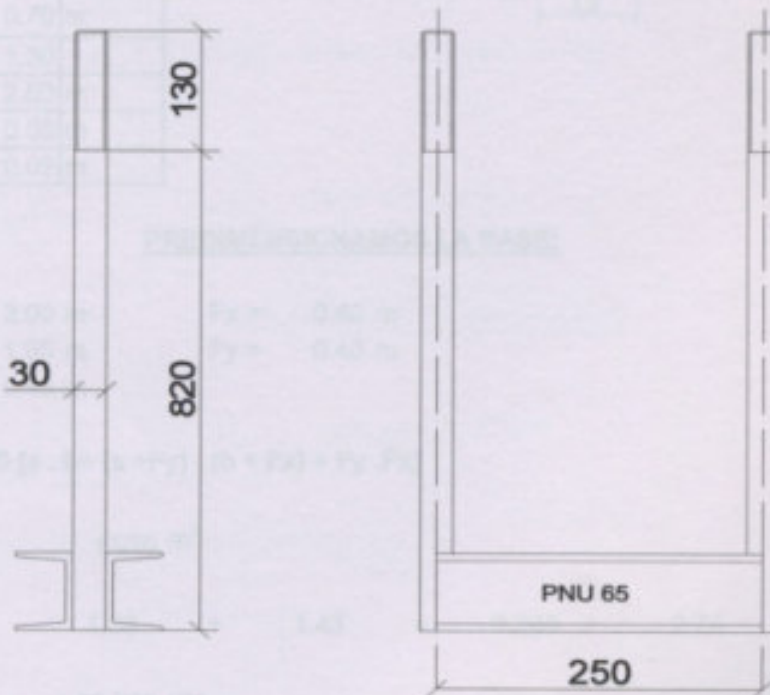
Adoptamos L = 82 cm

De tabla pág. 331:

Adoptamos un perfil UPN 65 $W_x = 17.7 \text{ cm}^3$ $b = 4.2 \text{ cm}$

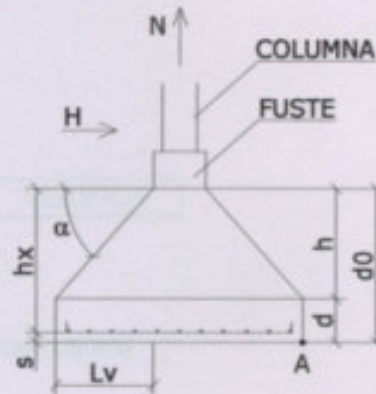
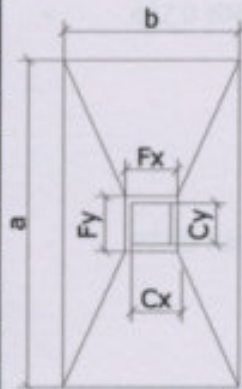
$$L_{nec} = \frac{S T_1}{2b \cdot 50 \text{ Kg/cm}^2} = \frac{2 \times 3825 \text{ Kg/cm}^2}{2 \times 4 \text{ cm} \times 50 \text{ Kg/cm}^2} = 18.214 \text{ cm}$$

Adoptamos L = 25cm.



11.12. BASE GALPON DESCHALADO

$N_{Tracc.} =$	76.00 KN
$N_{Comp.} =$	19.00 KN
$H =$	65.00 KN
$\sigma_{S.Cem.} =$	150 KN/m ²
$\phi_{Suelo} =$	17 °
$\gamma_{terreno} =$	15.5 KN/m ³
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	24 KN/m ³
$Cx =$	0.35 m
$Cy =$	0.35 m
$F_x =$	0.40 m
$F_y =$	0.40 m
$\beta_r =$	1.75 KN/cm ²
$\beta_s =$	42 KN/cm ²
$d =$	0.25 m
$d_0 =$	0.70 m
$\alpha e =$	1.30
$N.F. =$	2.50 m
$s =$	0.05 m
$r =$	0.02 m



PREDIMENSIONAMOS LA BASE:

$$\begin{aligned}
 a &= 3.00 \text{ m} & F_x &= 0.40 \text{ m} \\
 b &= 1.90 \text{ m} & F_y &= 0.40 \text{ m} \\
 h &= 0.45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$V_{\text{piram.trunca}} = h/6 [a \cdot b + (a + F_y) \cdot (b + F_x) + F_y \cdot F_x]$$

$$V_{\text{piram.trunca}} = 1.026 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 1.03 + 1.43 + 0.288 = 2.74 \text{ m}^3$$

$$P_{P_{H^{\circ}A^{\circ}}} = 65.736 \text{ KN}$$

$$P_{P_{\text{Terreno}}} = 371.23 \text{ KN}$$

$$P_{\text{total}} = 436.96 \text{ KN}$$

VERIFICACIONES:

AL VUELCO: (Σ Momentos respecto del punto A)

$$1,5 \cdot (H \cdot N_f + N \cdot a/2) < P_{total} \cdot a/2$$

$$276.5 \text{ KN} < 437.0 \text{ KN} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

AL DESLIZAMIENTO:

$$P_{total} \cdot Tg \phi > 1,5 \cdot H$$

$$110.36 \text{ KN} > 97.50 \text{ KN} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

EXCENRICIDAD:

$e < a/6$ \longrightarrow La carga cae dentro del núcleo central

$e > a/6$ \longrightarrow La carga cae fuera del núcleo central

$$a/6 = 0.50 \text{ m}$$

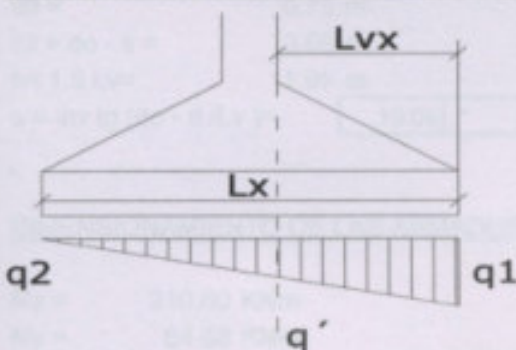
$$e = \frac{N \cdot a/2 + H \cdot N_f}{P_{total}} \longrightarrow e = 0.6328 \text{ m}$$

$$e > a/6 \longrightarrow \boxed{\text{Carga fuera del núcleo central}}$$

$$S = \frac{2 \cdot N}{3(a/2 - e) \cdot b} = 146.04 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{suelo cemento}}$$

VERIFICA

DIAGRAMA DE TENSIONES EN EL TERRENO:



$q_1 =$	153.32	KN/m ²
$q_2 =$	0.00	KN/m ²
$q' =$	86.88	KN/m ²
$L_{vx} =$	1.3 m	
$L_{vy} =$	0.75 m	

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION:

$$M_x = q' \cdot (L_v x^2 / 2) \cdot b + (q_1 - q') \cdot (L_v x^2 / 3) \cdot b$$

$$M_x = 210.60 \text{ KNm}$$

$$M_y = a \cdot (L_v y^2 / 4) \cdot q_1$$

$$M_y = 64.68 \text{ KNm}$$

VERIFICAMOS ALTURA DE LOSA:

$$d_0 > L_v x / 2 = 0.65$$

$$d_0 \text{ Adoptado anteriormente} = 0.70 \text{ m} \longrightarrow \boxed{\text{VERIFICA}}$$

VERIFICACION DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$$N = 1,20 N_0 = 22.80 \text{ KN}$$

$$\Omega = N / \sigma_t = 0.15 \text{ m}^2$$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$$\alpha = F_y / F_x = 1.00$$

$$A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 0.39 \text{ m}$$

$$B = \alpha \times A = 0.39 \text{ m}$$

ADOPTO

$$A = 3.00 \text{ m} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

$$B = 1.90 \text{ m}$$

$$P = N/A \times B = 4.00 \text{ KN/m}^2 < 150.00 \text{ KN/m}^2 \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

ADOPTO

$$d_0 = 0.70 \text{ m}$$

$$h_x = d_0 - s = 0.65 \text{ m}$$

$$h < 1.5 L_v = 1.95 \text{ m} \quad \boxed{\text{VERIFICA}}$$

$$\alpha = \text{inv tg} (d_0 - d / L_v) = 19.09^\circ < 45^\circ \quad \boxed{\text{BASE FLEXIBLE}}$$

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS

$$M_x = 210.60 \text{ KNm}$$

$$M_y = 64.68 \text{ KNm}$$

ARMADURA SEGÚN X

$$m_x = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.071$$

Wm = 0.134 S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s / \beta_r} = 14.52 \text{ cm}^2$$

ADOPTO	14	Ø	16	28.15 cm ²	
CADA	14	cm		2.01 cm ²	14.82 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$$h_y = h_x - \emptyset_x = 0.63 \text{ m}$$

$$m_y = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.023$$

Wm = 0.04 S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s / \beta_r} = 4.23 \text{ cm}^2$$

ADOPTO	17	Ø	10	13.35 cm ²	
CADA	19	cm		0.79 cm ²	4.45 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.64 \text{ m}$$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

F _x /F _y =	1.00	<	1.50	VERIFICA
----------------------------------	------	---	------	----------

C = 1.13 √F_x x F_y = 0.45 m

dr = C + h _m =	1.09 m	<	3.00	VERIFICA
---------------------------	--------	---	------	----------

dk = C + 2 h _m =	1.74 m	<	3.00	VERIFICA
-----------------------------	--------	---	------	----------

U = √(dk) x dr = 3.44 m

Q_r = N - P (√(dk) x dk²/4) = 11.11 KN

h'_x = (A - dr) x (do - d) + d) - s = 0.53 m

(A - F_x)

h'_y = (B - dr) x (do - d) + d) - s = 0.44 m

(B - F_y)

h'm = (h'_x + h'_y)/2 = 0.49 m

ζ_r = Q_r/U x h'm = 6.65 KN/m²

$$\mu_x = A_s x dr/h'm x dr = 0.30 \%$$

$$\mu_y = A_s y x dr/h'm x dr = 0.09 \%$$

$$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline 0.20 \% & < & 1.50 \% & VERIFICA \\ \hline \end{array}$$

$$\delta_1 = 1.3 x a_e x \sqrt{\mu} = 0.75$$

$$\zeta_{o_{11}} = 5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_1 x \zeta_{o_{11}} = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline 376.26 \text{ KN/m}^2 & > & 6.65 \text{ KN/m}^2 & VERIFICA \\ \hline \end{array}$$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$$\delta_2 = 0.45 x a_e x \sqrt{\mu} = 0.26$$

$$\zeta_{o_2} = 18 \text{ KG/cm}^2$$

$$\delta_2 x \zeta_{o_2} = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline 468.88 \text{ KN/m}^2 & > & 6.65 \text{ KN/m}^2 & VERIFICA \\ \hline \end{array}$$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

DIMENSIONAMIENTO DEL TRONCO DE LA BASE:

Del CUADERNO 220; Tabla 1.5, Pág. 32 para el dimensionamiento con coeficientes adimensionales, para secciones rectangulares con armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (para todos los aceros).

$$M_s = M - N \cdot Z_s2$$

Zs2: Distancia entre el baricentro de la armadura traccionada y el punto de aplicación del esfuerzo axial.

$$M_s = 162.5 \text{ KNm} - 11.02 \text{ KNm} = 151.48 \text{ KNm}$$

$$h = 32 \text{ cm}$$

$$d1/h = 0.001$$

$$m_s = \frac{M_s}{b \times h^2 \times \beta_r} = 0.24$$

$m_s < m_s^*$ → Armadura Simple Ver tablas 1.3, 1.4 y 1.5
 $m_s > m_s^*$ → Armadura Doble Cuaderno 220

$$\text{De tabla 1.5 } w_m \rightarrow 0.522$$

$$\text{De tabla 1.5 } w_{m1} \rightarrow 0.086$$

$$A_{s2} = w_m \cdot (b \cdot h / (b_s / b_r)) + N / (b_s / g) = 27.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} \text{ Adopto } 6 \phi 25 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras $S > \left\{ \begin{array}{l} 20\text{mm} \\ f \text{ barra} \end{array} \right. = 24.8 \text{ mm}$
 Adopto Estribo 8 mm

Separación entre estribos:

$S < \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ db} = 40 \text{ cm} \\ 48 \text{ dbe} = 38.4 \text{ cm} \\ b = 35.00 \text{ cm} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{cada} \\ 8 \end{array} \right. = 35 \text{ cm}$
 1 ϕ

$$As1 = w m1 \cdot (b \cdot h / (bs / br)) = 4.013 \text{ cm}^2$$

$$As1 \text{ Adopto } 2 \phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras $S > \left\{ \begin{array}{l} 20\text{mm} \\ \phi \text{ barra} \end{array} \right. = 242 \text{ mm}$
 Adopto Estribo 8 mm

Separación entre estribos:

$S < \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ db} = 25.6 \text{ cm} \\ 48 \text{ dbe} = 38.4 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{cada} \\ 8 \end{array} \right. = 26 \text{ cm}$
 1 ϕ

Estribo Adopto 1 ϕ 8 CADA 26 cm

continuación rubro 11.9, continuación página 202

$$\sigma_{efe} = \frac{M_{m\acute{a}x_x}}{W_x} + \frac{N \cdot \omega}{A} = 1592.1216 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM}$$

Momento máximo que resiste la sección mínima:

$$M_{m\acute{a}x} = \sigma_{adm} \times W = 24.35 \text{ Tm}$$

Como podemos observar la sección verifica correctamente.



Cálculo de Soldadura:

El ancho del cordón de soldadura será igual al espesor del alma de la cercha: 9.53 mm

La garganta teórica será: $a = 0,707 \times t = 0.6734 \text{ cm}$

De tabla del Acero en la construcción página 539 se tiene para $a = 0.67$

$b = 9.52 \text{ mm}$

mín $l_1 = 11.42 \text{ cm}$

máx $l_1 = 41.54 \text{ cm}$

$G_{sol} = 0.354 \text{ Kg/m}$

$$\sigma = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W} = 1445.11 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\zeta = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times St}{\sum a \times l_x} = 82.044 \text{ Kg/cm}^2 < \zeta_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma_{co} = \frac{\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \times \zeta^2}}{2} = 1450 < \sigma_{adm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

SECTOR ALMACENAJE

2.1.0 Proyecto Final "Planta Acondicionamiento de Espigas de Maíz"

DATOS

Diámetro: 0,37 m
 Cantidad de espigas: 7
 Altura de: 1 m (20)
 Ancho de: 17 espigas
 Costo de espigas (incluido): 25 (distribuido en dos niveles)
 diámetro tuberías: 0,07 m
 costo del agua: 0,012 m
 Altura efectiva de tubería: 1 m
 Altura del cilindro: 7 m

h₁: 1,25 m (altura del techo)
 h₂: 7 m (altura de tubería de 1 m)
 h₃: 2,30 m (altura de tubería)
 h₄: 11,35 m (altura total)
 Q₁: 0,004
 h₅: 0,04 (Altura residual, se suma a la altura efectiva del agua)
 Área del fondo: 0,4 m²
 Altura del plano h₁: 3,04 m

U₁: 21,43 m (perímetro) 7000,3 m² 0,00 1,00 m³ (zona superficial)
 U₂: 20,03 m² (zona) 0,00 0,00 (zona de almacenamiento)
 U₃: 200 m² (superficie)
 U₄: 244 m (superficie)

SECTOR ALMACENAJE

12.1 CALCULO DE SILO AEREO, CONO SUSP. 35°, CAPACIDAD 244Tn:

DATOS:

Diámetro(ϕ): 6.82 m.
 Cantidad de Hileras: 7
 Hileras de 1 m C/U
 Anillo de 11 chapas
 Cant de bulones verticales: 28 (distribuidas en dos hileras)
 diametro bulones= 0.01 m
 diametro del agujero= 0.012 m
 Atura efectiva de chapa= 1 m
 Atura del Cilindro= 7 m

b= 1.66 m (altura del techo)
 a= 7 m (medio, 7 hileras de 1m)
 c= 2.39 m (altura del cono)
 Ht= 11.05 m (altura total)
 b/3= 0.554
 Hr= 9.94 (Altura resultante, se refiere a la altura efectiva del silo)
 Ang del cono= 35 °
 Altura de pilares = 3.39 m

U= 21.43 m (perimetro) TRIGO γ = 0.80 tn/m³ (peso específico)
 F= 36.53 m² (area) ρ = 26 ° (áng de roz interno)
 V= 305 m³ (volumen)
 C= 244 tn (capacidad)

CALCULO DE LAS PRESIONES:

Presión del Cono:

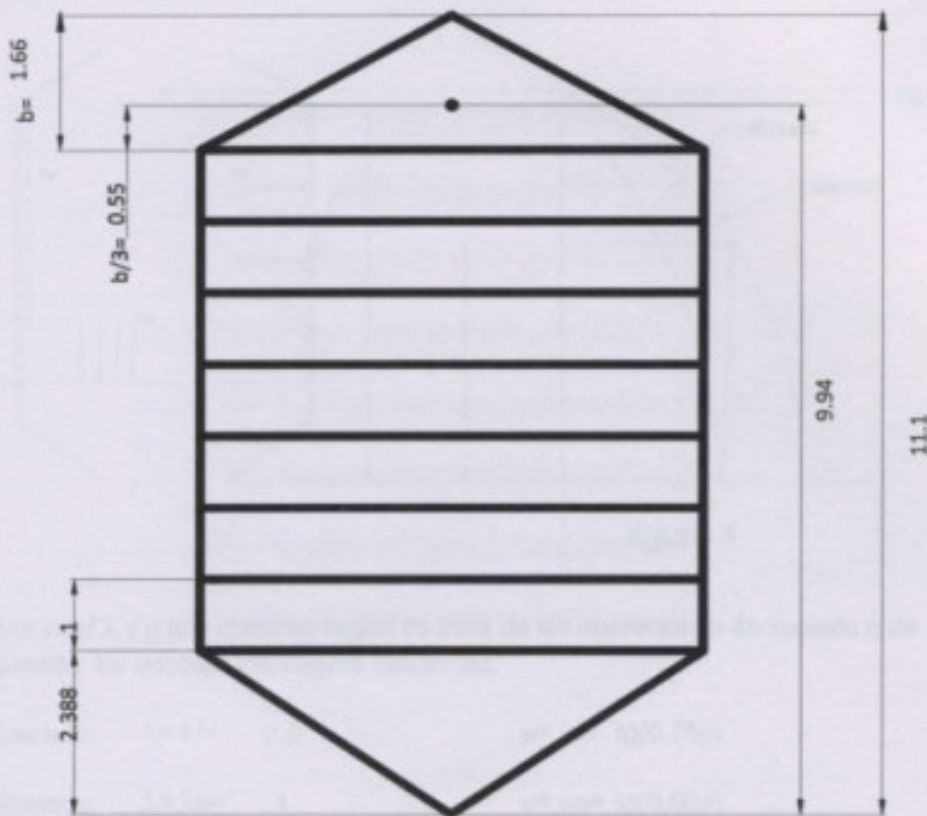
Presión Vertical (Pv)

Presión Horizontal (Ph)

Presión de Rotación (Pr)

$$P_v = \frac{\gamma \cdot H}{2} \quad P_h = \frac{\gamma \cdot H}{2} \cdot \rho \quad P_r = \frac{\gamma \cdot H}{2}$$

ESQUEMA DEL SILO:



CALCULO DE LAS PRESIONES:

Acción del Cereal:

Presión Vertical (Pv)

Presión Horizontal (Ph)

Presión de Rozamiento (Pw)

$$P_v = \frac{\gamma F}{\lambda \mu U} ; \quad P_h = \frac{\gamma F}{\mu U} ; \quad P_w = \frac{\gamma F}{U}$$

Esquema de carga:

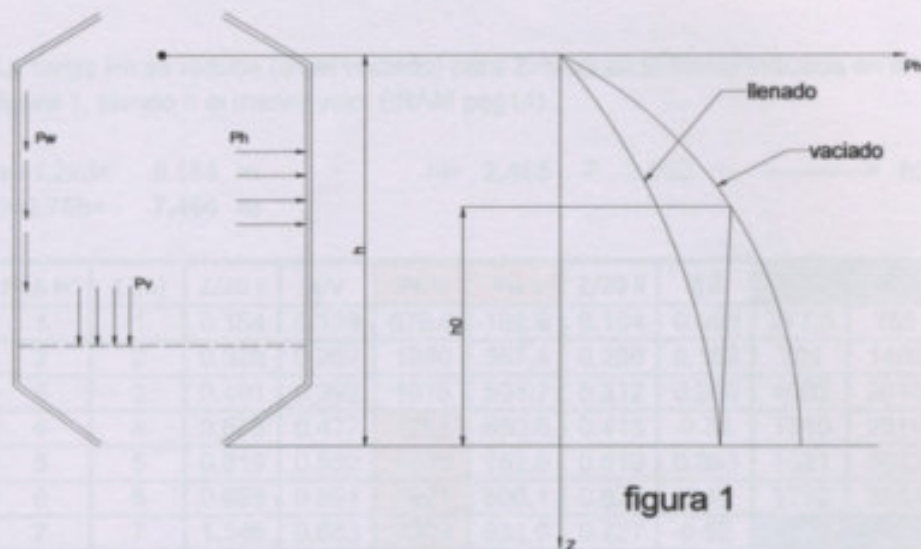


figura 1

Los coef λ y μ son distintos según se trate de las operaciones de vaciado o de llenado. Se adoptan los valores siguientes:

Llenado: $\lambda = \lambda_f = 0.5$; $\mu = \mu_f = \text{tg}(0,75\rho)$

Vaciado: $\lambda = \lambda_e = 1$; $\mu = \mu_e = \text{tg}(0,60\rho)$

Las cargas P_v , P_h y P_w se deben calcular en la condición mas desfavorable:

P_v — llenado ; P_h — vaciado; P_w — vaciado
(IRAM pag14)

Para el trigo:

$\mu_f = \text{tg}(0,75\rho) = 0.354$

$\mu_e = \text{tg}(0,60\rho) = 0.279$

$P_{hl} = 3851.817 \text{ kg/m}^2$

$P_{hv} = 4885.299 \text{ kg/m}^2$

$P_{vl} = 7703.634 \text{ kg/m}^2$

$P_{vv} = 4885.299 \text{ kg/m}^2$

$P_{wl} = P_{wv} = 1364 \text{ kg/m}^2$

$Z_0 = \frac{F}{\lambda \mu U}$

Zoll = 9.63 m
 Zov = 6.107 m

La carga Ph se reduce (en el vaciado) para $Z > h - h_0$ en la forma indicada en la figura 1, siendo h el menor valor (IRAM pag14)

$h = 1,2xd = 8.184$ m $ht = 2.485 \approx 2.652$ m \longrightarrow h_0
 $h = 0,75h = 7.456$ m

FILA N°	Z (m)	Z/ZO v	ϕv	Ph v	Pw v	Z/ZO II	ϕII	Ph II	Pv II
1	1	0.164	0.139	676.6	188.9	0.104	0.098	377.5	755
2	2	0.328	0.262	1280	357.4	0.208	0.182	701	1402
3	3	0.491	0.392	1915	534.7	0.312	0.262	1009	2018
4	4	0.655	0.477	1757	650.6	0.415	0.34	1310	2619
5	5	0.819	0.552	1839	752.9	0.519	0.395	1521	3043
6	6	0.983	0.591	1921	806.1	0.623	0.46	1772	3544
7	7	1.146	0.683	2003	931.6	0.727	0.52	2003	4006

1) Estudio de la chapa a tracción:

Tensiones admisibles según IRAM 8015 pag 17:

Tracción, compresión, flexión compuesta en chapa: 1400 Kg/cm²
 Corte en chapa: 900 Kg/cm²
 Aplastamiento chapa: 2400 Kg/cm²
 Corte en roblones y bulones: 1120 Kg/cm²

La fórmula a aplicar es la siguiente (libro Silos de Ravanet, pag 222):

$$\sigma_{adm} = \frac{P \times D \times h}{2 \times Sutil} = \frac{P \times D \times h}{2 \times hutil \times e}$$

Siendo:

σ_{adm} : Esfuerzo de tracción admisible de la chapa

Sutil: sección util de la chapa que se obtiene descontando los taladros

P: presión lateral

D: diámetro del silo

e: espesor de la chapa

h se toma 0,9 debido a que la chapa, una vez ondulada, tiene una altura de 90 cm.

Dimensionamiento de las chapas del silo a tracción:

FILA N°	ESP. A TRACION (cm)		
1	0.01483	Adoptamos Chapa N° 20 =	1.27 mm
2	0.02806	Adoptamos Chapa N° 20 =	1.27 mm
3	0.04198	Adoptamos Chapa N° 18 =	1.41 mm
4	0.03852	Adoptamos Chapa N° 18 =	1.41 mm
5	0.04032	Adoptamos Chapa N° 18 =	1.41 mm
6	0.04211	Adoptamos Chapa N° 16 =	1.59 mm
7	0.04391	Adoptamos Chapa N° 16 =	1.59 mm

2) Estudio de la chapa a desgarrar contra la pared del tornillo:

La fórmula a aplicar es la siguiente (libro Silos de Ravanet, pag 224):

$$\sigma_{adm} = \frac{P \times D \times h}{2 \times n \tau \times e \times d}$$

Siendo:

σ_{adm} : Esfuerzo admisible de la chapa a desgarrar

n : número de tornillos

P: presión lateral

D: diámetro del silo

d1: diámetro del tornillo

e: espesor de la chapa

h se toma 0,9 debido a que la chapa, una vez ondulada, tiene una altura de 90 cm.

Dimensionamiento de las chapas del silo al Aplastamiento:

FILA N°	Esp. Al Aplastamiento (cm)		
1	0.0325	Adoptamos Chapa N° 20	1.27 mm
2	0.0615	Adoptamos Chapa N° 20	1.27 mm
3	0.0921	Adoptamos Chapa N° 18	1.41 mm
4	0.0845	Adoptamos Chapa N° 18	1.41 mm
5	0.0884	Adoptamos Chapa N° 18	1.41 mm
6	0.0924	Adoptamos Chapa N° 16	1.59 mm
7	0.0963	Adoptamos Chapa N° 16	1.59 mm

3) Estudio de los tornillos a cortadura:

La fórmula a aplicar es la siguiente (libro Silos de Ravanet, pag 223):

$$\sigma_{Tadm} = \frac{2 \times P \times D \times h}{\pi \times d^2 \times n \times T}$$

Siendo:

σ_{Tadm} : Esfuerzo admisible del tornillo a cortadura

n : número de tornillos

P : presión lateral

D : diámetro del silo

d : diámetro del tornillo

h se toma 0,9 debido a que la chapa, una vez ondulada, tiene una altura de 90 cm.

Verificación de los tornillos al corte

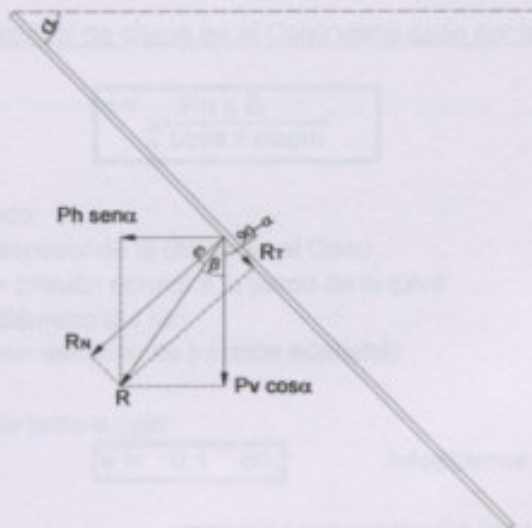
FILA N°	Esf Corte Bul (Kg/cm ²)
1	104.6267395
2	197.9220631
3	296.1276669
4	271.7519258
5	284.4083127
6	297.0646997
7	309.7210866

< σ_{Tadm}

Presiones sobre el fondo:

Cálculo de la chapa en el Cono (según libro Silos Ravanet pag 225)

Para entender mejor el proceso nos remitimos a la siguiente figura:



Para una sección de Cono unitaria, la presión vertical vale:

$$P_v \cos \alpha = 3281$$

y sobre la misma sección la presión horizontal vale:

$$P_h \sin \alpha = 1149$$

La resultante de ambas fuerza es:

$$R = \sqrt{(P_v \cos \alpha)^2 + (P_h \sin \alpha)^2} = 3476.728$$

El ángulo que la resultante forma con el Cono vale:

$$\gamma = 90 - \alpha + \beta = 35.7$$

siendo:

$$\beta = \arctan \frac{P_h \sin \alpha}{P_v \cos \alpha} = 19.3$$

La resultante de los esfuerzos horizontal y vertical se descompone en dos fuerzas:

$$R_n = R \cos \epsilon = 3347$$

$$R_t = R \sin \epsilon = 940.8$$

$$\epsilon = 90 - (90 - \alpha + \beta) = \alpha - \beta = 15.7$$

El espesor de chapa en el Cono viene dado por la fórmula:

$$e = \frac{R_n \times D}{2 \cos \alpha \times \sigma_{adm}}$$

Siendo:

e = espesor de la chapa en el Cono

R_n = presión normal a la pared de la tolva

D = diámetro del silo

σ_{adm} = esfuerzo de tracción admisible

Por lo tanto e vale:

$$e = 0.1 \text{ cm}$$

Adoptamos Chapa N° 16 = 1.59 mm

VERIFICACION DE LOS MONTANTES

La sección del montante debe cumplir la siguiente relación entre el espesor y el largo.

Un borde empotrado: $L1 / e < 17$

Dos borde empotrados: $L2 / e < 45$

La separación entre los montantes es $L' = L/2$

VERIFICACION DEL MONTANTE A COMPRESION EN EL ULTIMO ANILLO

Cantidad de Montantes = 22 Equidistantes

Se colocarán 3 Aros Interiores, Soportes al Abollamiento

Cargas Actuantes:

Peso Propio del techo completo + Sobrecarga de Lluvia = 1547.594 Kg

Peso Propio de la Columna = 38.57 Kg

Peso Propio de la Chapa de los Anillos = 1544.62 Kg

Peso del Aro Superior (ángulo de 2" x 3/16") = 230.1 Kg

Peso de la Cabreada Soporte Cableado Termometría = 721.4 Kg

Presión Media de Rozamiento = 603.2 Kg/m²

Sup. Total del Cilindro = 150 m²

Carga x Montante debido al Rozamiento = 4111.934 Kg

CARGA TOTAL SOBRE EL MONTANTE:

$P = 4986.092 \text{ Kg x Montante}$

Adoptamos el Siguiete Perfil:

Perfil "C" 100 x 50 x 20 x 3,2

G = 5.51 Kg/m

Wx = 19.85 cm³

Wy = 7.35 cm³

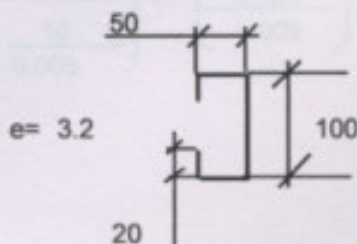
F = 6.94 cm²

e = 3.20 mm

Relación entre el Alma y el Ala con el espesor:

Ala: $\frac{50}{3.2} = 16 < 17 \text{ VERIFICA}$

Alma: $\frac{100}{3.2} = 31 < 45 \text{ VERIFICA}$



Sección Necesaria: $A = \frac{P}{\sigma_{adm}} = 3.56 \text{ cm}^2 \text{ VERIFICA}$

VERIFICACION DEL MONTANTE AL ABOLLAMIENTO

Cálculo de Acciones del Viento:

Se utiliza para el cálculo el Reglamento CIRSOC 102

Ubicación: Venado Tuerto

Velocidad de referencia

$$\beta = 30 \text{ m/seg} \quad (\text{Figura 4, Pág.19})$$

$$C_p = 1.45 \quad (\text{Tabla 2, Pág.20})$$

Velocidad Básica de Diseño

$$V_0 = \beta \times C_p$$

$$V_0 = 30 \text{ m/seg} \times 1.45 = 43.5 \text{ m/seg}$$

Presión Dinámica Básica:

$$q_0 = 0,000613 \times (V_0)^2 = 116 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{Pág. 20})$$

Presión Dinámica de Cálculo:

$$\text{Rugosidad Tipo I} \rightarrow Z_{,0i} = 0.005 \quad (\text{Tabla 3, Pág.22})$$

$$C_z = \left\{ \frac{\ln \frac{Z}{(Z_{0,i})}}{\ln \frac{10}{(Z_{0,1})}} \right\} \times \left(\frac{Z_{0,i}}{Z_{0,1}} \right) = \left\{ \frac{\ln \frac{9.39}{0.005}}{\ln \frac{10}{0.005}} \right\} \times \left(\frac{0.005}{0.005} \right) =$$

$$C_z = 0.992$$

$$C_d = 1 \quad (\text{Tabla 5, Pág.27})$$

$$q_z = q_0 \times C_z \times C_d =$$

$$q_z = 116 \text{ Kg/m}^2 \times 0.992 \times 1 = 115.0305 \text{ Kg/m}^2$$

Relación de Dimensiones λ : (Pág. 59).

$$\lambda = h_g/d = 1.27$$

Clasificación de las Construcciones: (Tabla 10, Pág. 60)

Cilindro Circular, Con Nervaduras y Aristas Vivas → Categoría IV

Coefficiente de Forma: (Pág. 62)

$\gamma_e =$ Cilindro de Generatriz Vertical, separado del suelo $e < h$.

$$\gamma_e = \gamma_0 - e/h (\gamma_0 - \gamma_h)$$

De figura 22, Pág. 63 → $\gamma_h = 0.9$; $\gamma_0 = 0.94$

$$\gamma_e = 0.92$$

Coefficiente de Presión Exterior en Paredes (Ce): (Pág. 65)

A Barlovento (0°)

$$C_e = + 0.70$$

A Sotavento (180°)

$$C_e = - 0.43$$

Coefficiente de Presión Interna (Ci): (Pág. 68)

Categoría IV → $C_i = 0.6 (1.4 - C_e)$

$$C_i = - 0.424$$

$$C_i = + 0.424$$

Coefficiente Global de Empuje Básico (CE₀):

(De tabla 16, Pág. 72.)

$$CE_0 = 0.75$$

Coefficiente Global de Empuje (CE):

$$CE = \gamma \times CE_0 = 0.693$$

E : Fuerza Ejercida sobre una cierta superficie A.

$$E = CE \times q_{z,m} \times A$$

E = Fuerza de Empuje, Expresada en KN (1KN = 100 Kgf)

CE = Coeficiente Global de Empuje

q_{z,m} = Valor medio de la presión dinám. de cálculo, expresado en KN/m²

A = Área de referencia, expresada m², según tabla N°16, pág. 72

Tomamos Como Sup. Maestra, el área de influencia de un montante

$$A = 6.82 \text{ m}^2$$

$$E = 543.66 \text{ Kg} \longrightarrow Q = 77.67 \text{ Kg/m}$$

$$M_y = 52.86 \text{ Kgm}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{A} =$$

$$\sigma = \frac{5285.6}{7.35} + \frac{4986.09}{6.94} = 1437.6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ NO VERIFICA}$$

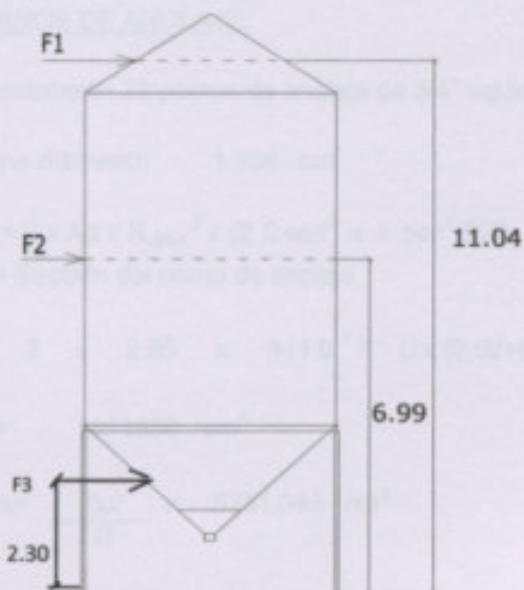
CALCULO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE POR EFECTO DEL VIENTO:

MOMENTO DE VUELCO:

Se analiza a silo vacío y con las presiones de viento según CIRSOC 102.

Se considera la acción del viento sobre el techo y sobre el cilindro; con los valores de: C_e y q_z calculados anteriormente, se obtienen los esfuerzos a las distintas alturas.

$$F = C_e \times q_z \times \phi \times h$$



$$F1_{\text{bart}} = 0.70 \times 115.0 \times 5.850 \times 0.554$$

$$F1_{\text{bart}} = 261.14 \text{ Kg}$$

$$F1_{\text{sotav}} = 0.43 \times 115.0 \times 5.850 \times 0.554$$

$$F1_{\text{sotav.}} = 160.41 \text{ Kg}$$

$$F2_{\text{barr.}} = 0.70 \times 115.0 \times 6.82 \times 7.000$$

$$F2_{\text{barr.}} = 3844.09 \text{ Kg}$$

$$F2_{\text{sotav.}} = 0.43 \times 115.0 \times 6.82 \times 7.000$$

$$F2_{\text{sotav.}} = 2361.37 \text{ Kg}$$

$$F3_{\text{barr.}} = 0.70 \times 115.0 \times 3.450 \times 2.39$$

$$F3_{\text{barr.}} = 663.28 \text{ Kg}$$

$$F3_{\text{sotav.}} = 0.43 \times 115.0 \times 3.450 \times 2.39$$

$$F3_{\text{sotav.}} = 407.44 \text{ Kg}$$

$$F1 = 421.55 \text{ Kg}$$

$$F2 = 6205.46 \text{ Kg}$$

$$F3 = 1070.72 \text{ Kg}$$

$$Mv = F1 \times 11.04 \text{ m} + F2 \times 6.99 \text{ m} + F3 \times 2.30 =$$

$$Mv = 50478.8 \text{ Kgm}$$

PERNOS DE ANCLAJE:

Se colocarán 22 pernos de anclaje de 3/4" equidistantes (1 por pata).

Perno diámetro: 1.905 cm

$$I_{xx} = 2 \times A_p \times R_{\text{cand.}}^2 \times (2 \sum \text{sen}^2 \alpha + \text{sen}^2 90^\circ)$$

A_p = Sección del perno de anclaje

$$I_{xx} = 2 \times 2.85 \times 341.0^2 \times (2 \times (0.02 + 0.079 + 0.17 + 0.29 + 0.428) + 1)$$

$$I_{xx} = 1971336 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{R} = 5781.043 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{Mv}{W_{xx}} = \frac{5047876.4}{5781.04} = 873.18 \text{ Kg/cm}^2 \text{ VERIFICA}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL PERNO DE ANCLAJE:

Diámetro del perno de anclaje = 3/4" \rightarrow $A_p = 2.85 \text{ cm}^2$

Tensión de adherencia entre el Hº y el Hierro: $\sigma_{adm} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

La fuerza ejercida sobre el perno de anclaje será:

$$F = A_p \times \sigma = 2.85 \times 873.18 = 2488.76 \text{ Kg}$$

Se adopta una longitud de anclaje de 25 cm

La fuerza transmitida por adherencia Hormigón-Acero es:

$$F_{adh} = L \times \phi \times 3,1416 \times \sigma_{adm} = 748.09 \text{ Kg}$$

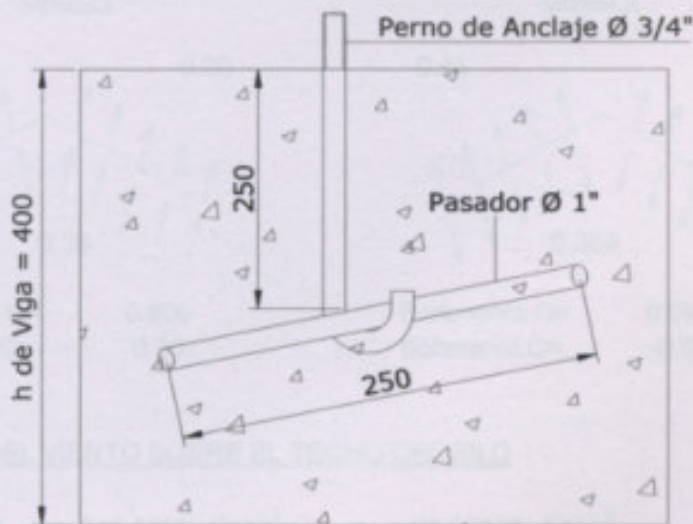
La fuerza no absorbida por adherencia; será transferida a pasadores de hierro $\phi 20 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ de longitud, insertos en la fundación del silo. (Ver Detalle de Fundación).

La Fuerza transferida a los pasadores de anclaje será:

$$F_{Pasador} = 1740.67 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{F}{A_p} = \frac{1740.67}{3.1416} = 554.0707 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{adm} \text{ VERIFICA}$$

Verificación al Arrancamiento del Pasador:



$$\sigma_{Adh.} = \frac{F_{pasador}}{A_{hormigón}} = \frac{1740.67 \text{ Kg}}{625 \text{ cm}^2} = 2.79 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

CALCULO DEL TECHO DEL SILO

El techo está Constituido por 30 sectores de chapa

Los esfuerzos a considerar son:

- 1) Acción del viento
- 2) Sobrecarga de lluvia
- 3) Peso propio del Techo
- 4) Cableado de termometría; (para el montaje del cable de termometría se utilizará una viga de hierro ángulo que se diseña más adelante)

CALCULO DEL SECTOR DE TECHO

Coefficiente de Exteriores (Figura N° 17, Pág. 52)

Barlovento CE= 0.45

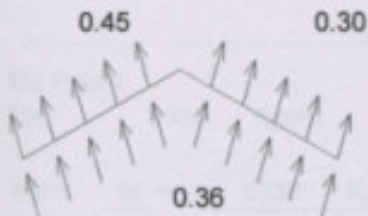
Sotavento CE= 0.30

Coefficiente de Interiores (Tabla N° 8, Pág. 54)

Ci= +0,6(1,8-1,3xy) = 0.359

Superposición de Efectos:

CASO I



Barlovento C= 0.809

Sotavento C= 0.36

CASO II



Barlovento C= 0.091

Sotavento C= -0.06

ACCION DEL VIENTO SOBRE EL TECHO DEL SILO

$$q = 0.809 \times 115.0305 \text{ Kg/m}^2 = 93.05976 \text{ Kg/m}^2$$

SOBRE CARGA DE LLUVIA:

$$q = 30 \text{ Kg/m}^2$$

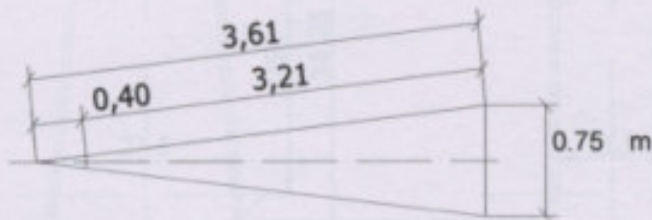
PESO PROPIO DEL TECHO:

Peso de la chapa N° 20 e = 0.127 cm $q = 7.807 \text{ Kg/m}^2$

ESTADO I:

Peso Propio + Viento =

$$q = (-93.06 \text{ Kg/m}^2 + 7.807 \text{ Kg/m}^2 \times 0.75 \text{ m} = -63.94 \text{ Kg/m}$$

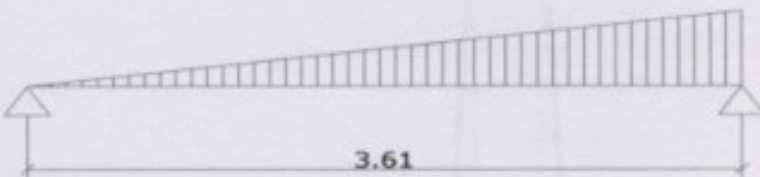


ESTADO II:

Peso Propio + Sobrecarga de Lluvia :

$$q = (7.807 \text{ Kg/m}^2 + 30 \text{ Kg/m}^2) \times 1 \text{ m} = 28.36 \text{ Kg/m}$$

ESTADO I (Más Desfavorable):



De Pplan:

$$M = 5330 \text{ Kgcm}$$

$$W_x = \frac{M}{\sigma} = \frac{5330 \text{ Kgcm}}{1400 \text{ Kg/cm}^2} = 3.807143 \text{ cm}^3$$

SECCION NERVIO DE TECHO:

$$I_{xx} = 0.049(b-d) + h_1/12 \left[b(h_1+1.414b)^2 - d(h_1+1.414d)^2 - 0.475h_1(b^2-d^2) \right]$$

$$b = 2 \quad d = 1.746 \quad h_1 = 3.5$$

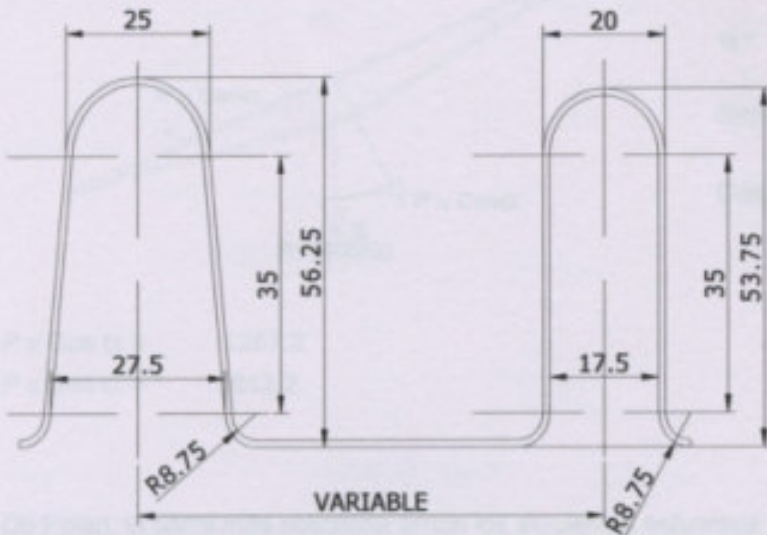
$$I_{xx} = 0.012446 + 0.292 \times [80.08717 - 62.20491 - 1.581842]$$

$$I_{xx} = 4.77 \text{ cm}^4$$

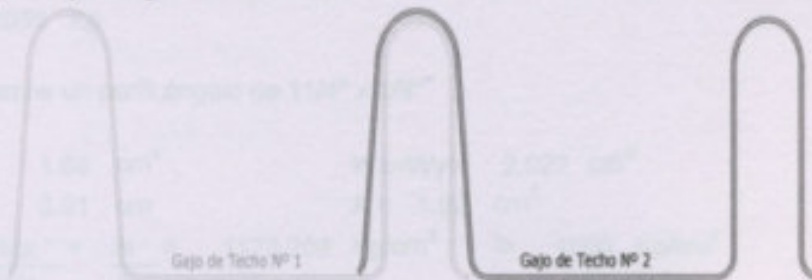
$$W_x = \frac{I_{xx}}{d_1} = \frac{4.77 \text{ cm}^4}{2.25 \text{ cm}} = 2.119 \text{ cm}^3$$

Como son dos secciones, Multiplicamos W_x por 2.

$$W_x = 4.237 \text{ cm}^3 \text{ VERIFICA}$$



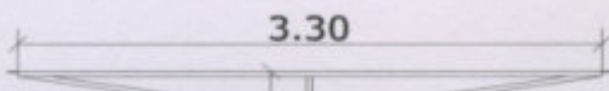
Corte, Solape Gajos de Techo:



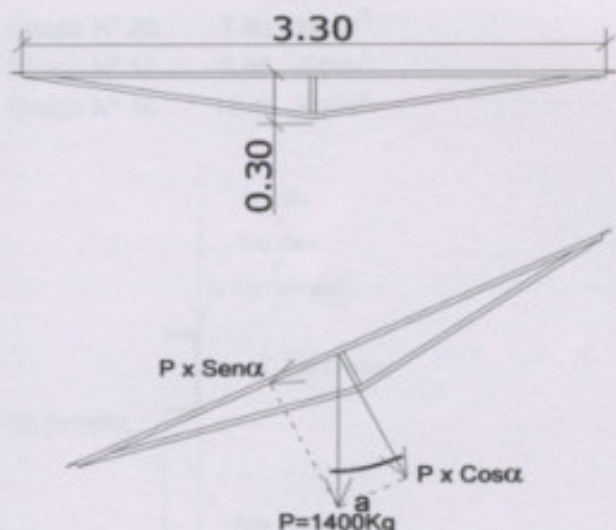
CARGA, ROZAMIENTO DEL CEREAL - CABLEADO DE TERMOMETRÍA:

$$P = 1400 \text{ kg}$$

El cableado de termometría se distribuye en 4 puntos equidistantes en el diámetro medio del techo del silo; para el soporte de cada uno de estos, se colocarán las vigas de hierro ángulo que se diseñan a continuación: (Ver Plano N° 26)



Capítulo 12 - Sector Almacenaje



$$\alpha = 26^\circ$$

$$\text{Sen } \alpha = 0.438$$

$$\text{Cos } \alpha = 0.898$$

$$P \times \text{Cos } \alpha = 1257.2$$

$$P \times \text{Sen } \alpha = 613.2$$

De Pplan, la barra más solicitada arroja los siguientes esfuerzos:

$$M_x = 207 \text{ Kgcm}$$

$$N = 2056 \text{ Kg}$$

Adoptamos un perfil ángulo de 11/4" x 1/8"

$$I_x = I_y = 1.84 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 2.022 \text{ cm}^3$$

$$x_g = i_g = 0.91 \text{ cm}$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} = 1173.208 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA ANULAR DEL SILO

La viga anular está constituida por un perfil UPN y es el punto de encuentro entre el cilindro y el cono del silo. Además es la encargada de transmitir las cargas a las patas del Silo.

Los esfuerzos a considerar son:

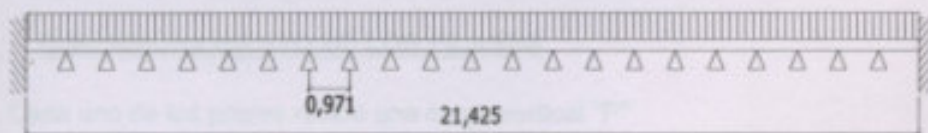
- 1) Presión Vertical del Cilindro Lleno
- 2) Presión Vertical del Cono Lleno
- 3) Presión Horizontal Lleno (Cilindro + Cono)
- 4) Peso Propio del Silo Completo

Chapa N° 20	7.80 Kg/m ²
Chapa N° 18	9.86 Kg/m ²
Chapa N° 16	12.45 Kg/m ²



$Q_{\text{silo lleno}} =$	11389.46 Kg/m
$Q_{\text{horiz. Silo lleno}} =$	2577.366 Kg/m
$Pp_{\text{ Silo}} =$	111.845 Kg/m
$Q_{V_{\text{total}}} =$	11501.3 Kg/m
$Q_{H_{\text{total}}} =$	2577.366 Kg/m

Esquema de Carga:



Predimensionamos con un perfil UPN 160

$A =$	0.0024 m ²	$G =$	18.8 Kg/m
$I_x =$	0.0000093 m ⁴	$W_x =$	0.000116 m ³
$e_{alma} =$	7.50 mm		

De Pplan obtenemos los siguientes resultados:

$$M_{\text{Apoyo}} = 45780 \text{ Kgcm}$$

$$M_{\text{Tramo}} = 89200 \text{ Kgcm}$$

$$Q = 5499 \text{ kg}$$

$$P = 11201.07 \text{ Kg}$$

Momento Torsor; De Ramón Argüelles Alvarez Tomo II pág. 217:

$$M_t = P \frac{(90^\circ - \beta)}{360^\circ} \cdot \left(\frac{-r \cdot \cos \beta \cdot 360^\circ + r}{2 \cdot \pi \cdot (90^\circ - \beta)} \right) - M_1 \cdot \cos \beta$$

$$M_t = 85092.95 \text{ Kgcm}$$

$$\sigma_{\text{Ap.}} = \frac{M_{\text{Ap.}}}{W_x} = 394.6552 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

$$\sigma_{\text{Tr.}} = \frac{M_{\text{Tr.}}}{W_x} = 768.9655 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

$$\tau_Q = \frac{Q}{h \cdot e} = 458.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{M_t} = \frac{M_t}{2 \cdot W_x} = 366.7799 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{Máx}} = \tau_Q + \tau_{M_t} = 825.0299 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

$$\sigma_{\text{comp.}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \rightarrow \sigma_{\text{comp.}} = 1482.49 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

Adoptamos un Perfil UPN 160

DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILARES

Cada uno de los pilares recibe una carga vertical "P"

$$P = 11201.07 \text{ Kg}$$

Se propone un tubo de : 100 x 100 x 4,00

Calidad del Acero F24

$$\sigma_{\text{ADM}} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 15.36 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 236.34 \text{ cm}^4$$

$$G = 11.98 \text{ Kg/m}$$

Verificación al pandeo:

Longitud de pandeo: $s_k = \sqrt{3.39} \text{ m}$
 Radio de giro: $i = \sqrt{J / F} = 3.92 \text{ cm}$
 Esbeltez: $\lambda = s_k / i = 86.36$
 Coeficiente pandeo: $\omega = 1.89$
 Tensión: $\sigma_n = (N \cdot \omega) / F = 1378.26 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma = 1378.26 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ VERIFICA}$

Adoptamos un Tubo de 100 x 100 x 4,00

CALCULO DE LA PLACA BASE

Compresión de la Placa de Asiento

Compresión máx. = 11201.1 Kg.

$\sigma_{adm} H^\circ = 50 \text{ Kg/cm}^2$

$F_{nec} = \frac{C \text{ máx.}}{\sigma_{Adm} H^\circ} = \frac{11201.07 \text{ Kg}}{50 \text{ Kg/cm}^2}$

$F_{nec} = 224 \text{ cm}^2$

Se deben adoptar a y b, tal que sean compatibles con las dimensiones del Pilar, permita colocar los pernos de anclaje y además sea:

$F = a \times b \geq F_{nec}.$

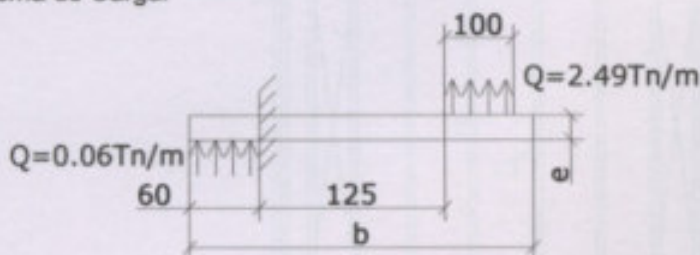
Adopto: a = 12 cm y b = 24 cm (Ver Detalle)

$F = 288 \text{ cm}^2 \text{ VERIFICA}$

Espesor de la Placa (e)

$\sigma_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$

Esquema de Carga:



ADOPTAMOS:

$e = 1.27 \text{ cm}$

$A = 15.24 \text{ cm}^2$

$I_x = 2.0484 \text{ cm}^4$

$W_x = 3.226 \text{ cm}^3$

De Pplan:

$M_{\text{máx.}} = 2730 \text{ Kgcm}$

$\sigma = \frac{M_{\text{máx.}}}{W_x} = \frac{2730 \text{ Kgcm}}{3.226 \text{ cm}^3} = 846.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA}$

Verificación Placa Traccionada

1) *Punzonado:*

$T_{\text{adm}} = 1050 \text{ Kg/cm}^2$

Para Perno ϕ 20 mm, Adopto Arandela ϕ : 4.00 cm

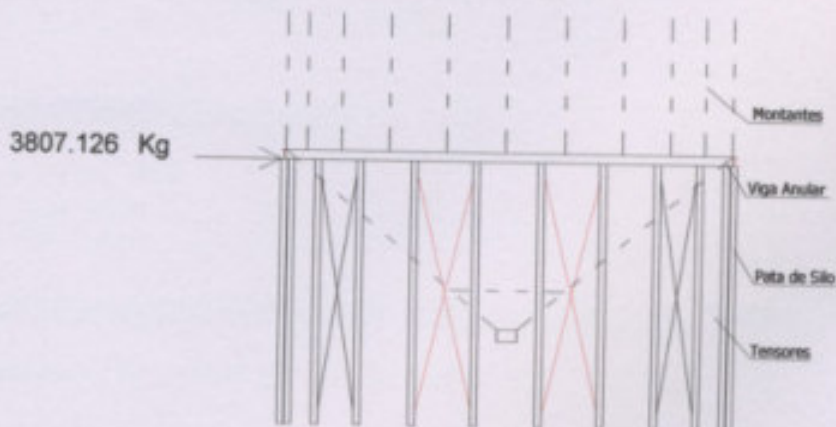
*De El Acero en la Construcción, pág. 516.

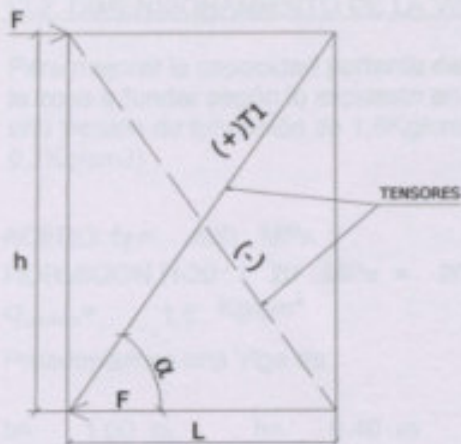
$T_{1 \text{ Perno}} = \frac{T}{\text{N}^\circ \text{ Perno}} = \frac{2489 \text{ Kg}}{1} = 2489 \text{ Kg}$

$\tau_{\text{punzonado}} = \frac{T_{1 \text{ Perno}}}{\pi \cdot \phi_{\text{arandela}} \cdot e} = 155.9 \text{ Kg/cm}^2 \ll T_{\text{adm}}$

DIMENSIONAMIENTO. TENSORES DE PILARES

Para la presión del viento en una determinada dirección consideraremos un total de cuatro vanos con tensores que formarán la viga de celosía encargada de transmitir los esfuerzos a la fundación.





$$\alpha = 73.72^\circ$$

$$h = 3.39 \text{ m}$$

$$L = 0.99 \text{ m}$$

$$F = 0.95 \text{ Tn}$$

El esfuerzo T1 será igual a:

$$T1 = F / \cos \alpha = \frac{0.95}{0.280332} = 3.395 \text{ Tn}$$

Adoptamos un $\phi \text{ } 3/4'' = 19.05 \text{ mm}$

Area = 2.85 cm²

Ixx = 0.65 cm⁴

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3395.2}{2.85} = 1191 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{ADM} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

12.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE LA VIGA DE FUNDACION

Para mejorar la capacidad portante del terreno se ejecutará un tratamiento de la zona a fundar según lo expuesto en el capítulo N°6. Con ello obtendremos una tensión de fundación de 1,5Kg/cm² (el doble de la del terreno natural = 0,7Kg/cm²)

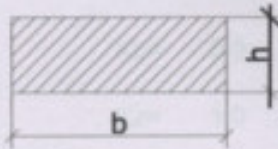
ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20 : $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{\text{terreno}} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

Preadoptamos una Viga de:

$b = 1.00 \text{ m}$ $h = 0.40 \text{ m}$



CARGAS ACTUANTES:

$Q_{V_{\text{total}}} = 11501 \text{ Kg/m}$ (Pp del Silo + Carga)

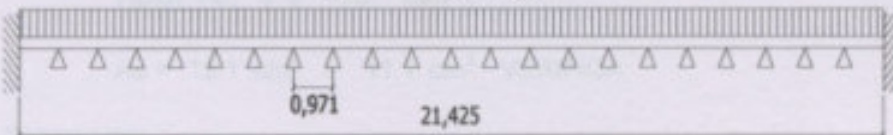
$P_{P_{\text{Viga Fund.}}} = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 1.00 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 960 \text{ Kg/m}$

VERIFICACION DEL ANCHO "b" DE LA VIGA:

$$b = \frac{P_{\text{total}}}{\sigma_{\text{terreno}}} = \frac{12461 \text{ Kg/m}}{15000 \text{ Kg/m}^2} = 0.831 \text{ m} \quad \text{VERIFICA}$$

Como hipótesis de calculo, se procede a cargar la viga de fundación en Pplan dando vuelta el silo; es decir, que cada una de las patas serían los apoyos y la carga es la reacción del suelo sobre la viga.

$$Q = 12461 \text{ Kg/m}$$



DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$M(-) = 12.4 \text{ KNm}$

$M(+) = 6.36 \text{ KNm}$

$Q = 76.4 \text{ KN}$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION EN EL TRAMO:

Adoptamos $\rightarrow h = 0.40 \text{ m}$ $b = 1.00 \text{ m}$

Diámetro barra: $f = 16 \text{ mm}$ Diámetro estribo: $\phi = 8 \text{ mm}$

Recubrimiento $C_c = 5 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

Apoyo:

$d = h - C_c - d_e - db/2 \longrightarrow d = 33.4 \text{ cm}$

$M_n = M_u / f = 13.8 \longrightarrow M_n = 0.0138 \text{ MNm/m}$

$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 2.8478 \longrightarrow K_e = 24.3$

$K_c = 0.0$

$K_z = 1.0$

$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.0160 \text{ m}$

$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.3273 \text{ m}$

$\epsilon_c = 0.003$

$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 1.001 \text{ cm}^2$

$\epsilon_s = \epsilon_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.0595 \geq 0.01 \longrightarrow \phi = 0.9$

Armadura Mínima:

$A_{s\text{mín}} \geq \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{4f_y} \geq \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\text{mín}} = 11.1 \text{ cm}^2$

ADOPTO: 6 ϕ 16 mm

$A_s = 12.1 \text{ cm}^2 > 11.1 \text{ cm}^2$ VERIFICA

Separación:

$S \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 158 \text{ mm}$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION EN EL APOYO:

Adoptamos $\longrightarrow h = 0.40 \text{ m}$ $b = 1.00 \text{ m}$

Diámetro barras ϕ 16 mm Diámetro estribo: ϕ 8 mm

Recubrimiento $C_c = 5 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

Apoyo:

$$d = h - C_c - d_e - db/2 \longrightarrow d = 33.4 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 7.06 \longrightarrow M_n = 0.0071 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 3.9738 \longrightarrow \begin{matrix} K_e = 24.3 \\ K_c = 0.0 \\ K_z = 1.0 \end{matrix}$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.0160 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.3273 \text{ m}$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 0.514 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.0595 > 0.01 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{smin} > \frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{4 f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{smin} = 11.1 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 6 ϕ 16 mm

$$A_s = 12.1 \text{ cm}^2 > 11.1 \text{ cm}^2 \text{ VERIFICA}$$

Separación:

6 ϕ 16 mm

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 158 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE EN EL APOYO:

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 76.4 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 102 \text{ KN} < 337.09 \text{ KN}$$

Contribución del H^o:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} \times b \times d \rightarrow V_c = 249 \text{ KN}$$

Cuántia mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \rightarrow S_{\text{máx}} 16.7 \text{ cm} \quad A_e = 0.5$$

ADOPTO 1 ϕ 8 c/ 16 cm

$$\text{Vestribo: } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \rightarrow \text{Vestribo } 88.14 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

VERIFICAMOS LA FUNDACION AL VUELCO:

$$1.5 \cdot M_v < (P_{\text{piso}} + P_{\text{fundación}}) \cdot \text{Diam.}/2$$

$$75718.1 \text{ Kgm} < 78310.8 \text{ Kgm} \text{ VERIFICA}$$

ADOPTAMOS:

Una Viga Anular de 1,00m de ancho x 0,40m de Altura,
6 ϕ 16mm arriba y 6 ϕ 16mm Abajo; estribos ϕ 8mm C/16cm.
(Ver Plano N° 26)

12.3. GALERIA y TORRE de SOPORTE GALERIA

12.3.1. CALCULO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO:

Se utiliza el reglamento CIRSOC 102 (1984)

1- Velocidad de referencia β (m/s)

Para Venado Tuerto:

De pag. 19; figura 4 ——— $\beta = 30$ m/s

2- Velocidad básica de diseño V_0 (m/s)

$$V_0 = c_p \cdot \beta$$

c_p : coef de velocidad probable

De pag 20; tabla 2 ——— $c_p = 1.45$ Para grupo 3

$V_0 = 43.5$ m/s

3- Presión Dinámica Básica

$$q_0 = 0,000613 V_0^2$$

$q_0 = 1.1599$ KN/m² ——— $q_0 = 115.99$ kg/m²

4- Presión Dinámica de cálculo q_z (kg/m²)

$$q_z = q_0 \cdot C_z \cdot C_d$$

C_z : coef que expresa la ley de variación de la presión con la altura y tiene en consideración la rugosidad del terreno.-

C_d : coef de reducción que toma en consideración las dimensiones de la construcción.-

De tabla 4; Pag 25 ——— $c_z = 0.813$

$h = 2.5$

$b = 2$

$a = 15$

$h/V_0 = 0.0575$ } De tabla 5; pag 26
 $a/h = 6$ } $C_d = 0.75$

$q_z = 70.728$ kg/m²

5- Relación de dimensiones

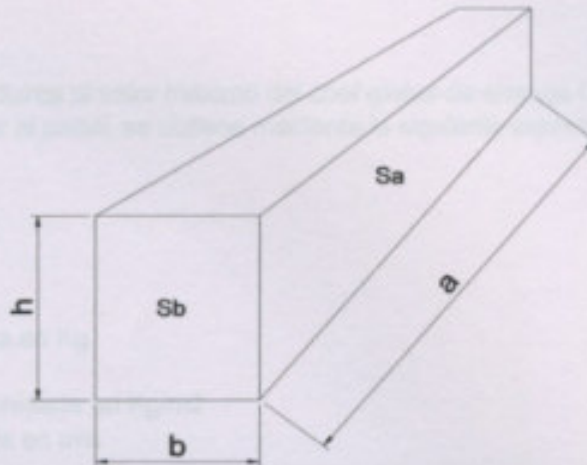
Sa: cara mayor

Sb: cara menor

$$b/a = 0.1333$$

$$\lambda_a = h/a = 0.1667$$

$$\lambda_b = h/b = 1.25$$



Cálculo del viento en galería según artículo 8.2. viento sobre paneles llenos de la pag 75. Cap. 8

Entran en esta categoría todas las placas planas rectangulares en contacto o no con el suelo.

Dirección del viento: se supone la dirección del viento que conduce al mayor valor del coef global de empuje C_e

Relación de dimensiones: la relación de dimensiones λ , en este caso será:

$$\lambda = h/l$$

$$\lambda = 0.1667$$

Acción de la resultante total

Para la dirección del viento que conduzca al valor máximo del coef global de empuje C_E , la acción resultante total, perpendicular al panel, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$W = q_z \cdot C_E \cdot h_0 \cdot L$$

Siendo:

W: acción resultante total, expresada en Kg.

C_E : coeficiente global de empuje

q_z : presión dinámica de cálculo, expresada en Kg/m²

h_0 : altura propia del panel, expresada en mts

l: largo del panel, expresado en mts

Coeficiente global de empuje C_E : se obtiene de la figura 25 en función de la relación de dimensiones λ que corresponda según la ubicación del panel con respecto al suelo.

Para una relación de dimensiones = 0.1667 ----- $C_E = 1.32$

$$W = 3501 \text{ Kg}$$

$$W = 93.361 \text{ Kg/m}^2$$

TORRES

Cálculo de viento en torres reticuladas según circsoc 102 Cap. 9, pag 100 (Elementos espaciales)

4- Presión Dinámica de cálculo q_z (kg/m²)

$$q_z = q_0 \cdot C_z \cdot C_d$$

De cálculo de galería; $q_0 = 115.99 \text{ kg/m}^2$

Como C_z varía con la altura, de la tabla 4, pag 25, tenemos:

para $z < 10\text{m}$ ----- $C_z = 0.673$

para $z = 15\text{m}$ ----- $C_z = 0.766$

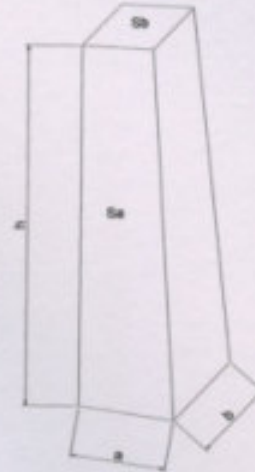
C_d : varía con las dimensiones de la construcción (ya se explico en galería)

Se obtiene de tabla 5, pag 26

$$\left. \begin{array}{l} a = 2 \text{ m} \quad h/V_0 = 0.3448 \\ b = 2 \text{ m} \\ h = 15 \text{ m} \quad a/h = 0.1333 \end{array} \right\} C_d = 0.97$$

$$\begin{array}{l} q_z = 75.723 \text{ kg/m}^2 \quad ; \text{ Para } z < 10\text{m.} \\ q_z = 86.187 \text{ kg/m}^2 \quad ; \text{ Para } z = 15\text{m.} \end{array}$$

$$Q_{z,m} = 80.955 \text{ kg/m}^2$$



TORRES DE BASES CUADRADA O RECTANGULAR (Pag 101)

La acción del conjunto dependerá de la dirección del viento y se calculará de la siguiente manera

- Incidencia Normal a una cara:

$$W = C_E \cdot Q_{z,m} \cdot A_e$$

W: acción del conjunto, expresada en KN o Kgf

C_E: coeficiente global de empuje, según tabla 24

Q_{z,m}: valor medio de la presión dinámica de cálculo; expresada en KN/m² o Kg/m²

A_e: area efectiva del reticulado normal a la dirección del viento, descontando huecos, expresada en m²

De la tabla 24, se obtiene el coef C_E, en función de la relación de solidez φ

CALCULO DE SALIDA

$$\phi = \frac{Ae}{A} = 0.2199$$

Area efectiva = 6.82 m
 Area neta = 31.02 m

De tabla 24 -----CE = 2.76

W = 1523.8 Kg

W = 49.124 Kg/m²

Acero 2 x 3/8 (montantes piso y techo) -----	341.4 Kg
Acero 2 x 3/8 (columnas piso y techo) -----	96.12 Kg
Acero 2 x 3/8 (vigas y montantes techo) -----	237.8 Kg
Chapa Aluminada 1/2" (columnas y techo) -----	105.6 Kg
Chapa Aluminada 1/2" (piso) -----	180 Kg
Chapa Aluminada 1/2" (columnas y techo) -----	53.91 Kg
Chapa Aluminada 1/2" (columnas y techo) -----	400.2 Kg
Chapa Aluminada 1/2" (piso) -----	753.6 Kg
Peso de la estructura -----	675 Kg
Peso de los equipos (1 equipo por m ²) -----	1500 Kg
Total -----	4479 Kg

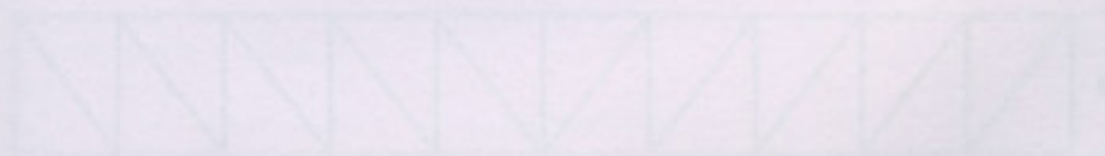
CALCULO ESTRUCTURA PRINCIPAL

Se propone una estructura tipo marco compuesta por 4 pilares y vigas de 4x2' x 12' cubriendo una planta de 24.00m.



CALCULO DE GORION SUPERIOR ESTRUCTURA PRINCIPAL MONTANTES Y SECCIONES LATERALES

Se propone una estructura reticulada como se ve en la figura.



12.3.2. CALCULO DE GALERIA

DATOS:

Dimensiones de la galería:

L = 15 mts

h = 2.25 mts

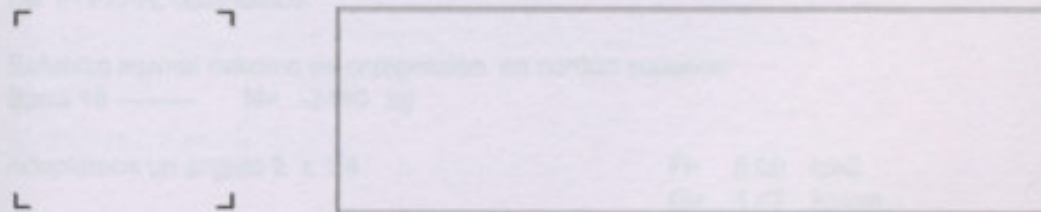
a = 2.0 mts

Peso propio de la galería:

Angulo 2 x 1/4 (marco)	341.4 kg
Angulo 1 1/4 x 1/8 (diagonales)	96.12 kg
Angulo 2 x 3/16 (montantes)	237.6 kg
Angulo 2 x 3/16 (montantes piso y techo).....	105.6 kg
Redondo 5/8" (tensores piso y techo)	193 kg
Angulo 2 x 3/16 (largueros y montantes techo)	93.31 kg
Chapa Sinusoidal e=0,5 (cerramientos y techo)	480.2 kg
Chapa Antideslizante e=3,2(piso)	753.6 kg
Peso de la cinta	875 kg
Peso operarios (1 operario por m).....	1500 kg
	4676 kg

CALCULO ESTRUCTURA PRINCIPAL:

Se propone una estructura tipo marco compuesta por 4 hierros ángulos de 2" x 1/4" como se muestra en la figura:

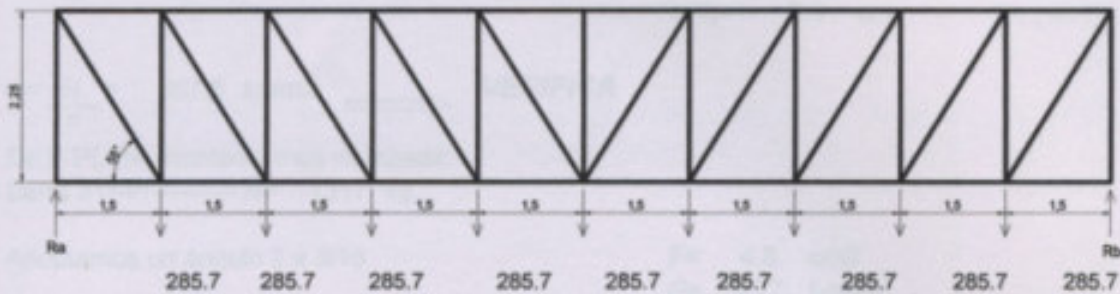


CALCULO DE CORDON SUPERIOR (ESTRUCTURA PRINCIPAL), MONTANTES Y DIAGONALES LATERALES:

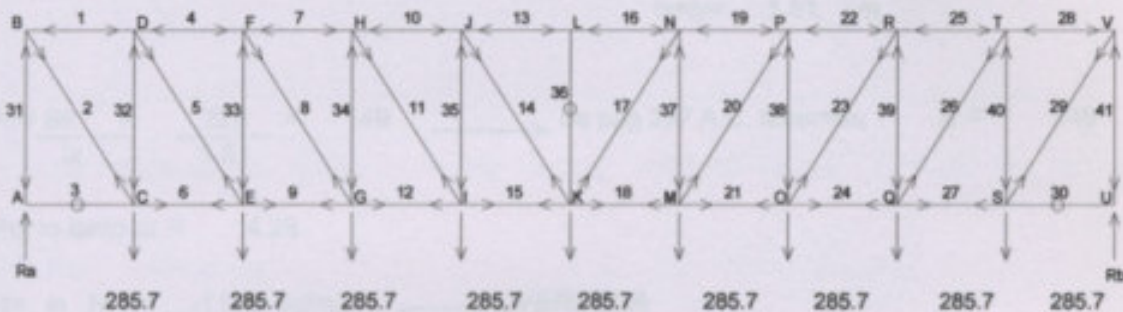
Se propone una estructura reticulada como la de la figura:



Calculamos las montantes y diagonales laterales por medio del método de equilibrio de nudos:
Las cargas actuantes son debido al peso propio de la estructura



$R_a = R_b = 1286 \text{ kg}$



De P- PLAN, obtenemos:

Esfuerzo normal máximo de compresión en cordón superior:
Barra 16 ——— $N = -2440 \text{ kg}$

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

- F= 5.69 cm²
- G= 4.47 kg/cm
- $I_x = I_y = 12.8 \text{ cm}^4$
- $W_x = W_y = 3.61 \text{ cm}^3$
- $i_x = i_y = 1.5 \text{ cm}$

$\lambda_0 = \frac{Sk}{i_x} = \frac{150}{1.5} = 100 \longrightarrow$ de pag 297 A.C. tenemos; $\lambda = 100$

Por lo tanto $\omega = 2.18$

$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -934.8 \text{ kg/m}^2 \implies \text{VERIFICA}$

De P-PLAN, diagonal mas solicitada:

Barra 2=29 — N= 1580 kg

Adoptamos un ángulo 1 1/4 x 1/8

F= 1.78 cm²
 G= 1.36 kg/cm
 I_x=I_y= 1.41 cm⁴
 W_x=W_y= 0.65 cm³
 i_x=i_y= 0.9 cm

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{1580}{1.78} = 887.6 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN, montante mas solicitada:

Barra 31=41 — N= -1317 kg

Adoptamos un ángulo 2 x 3/16

F= 4.8 cm²
 G= 3.77 kg/cm
 I_x=I_y= 11 cm⁴
 W_x=W_y= 3.05 cm³
 i_x=i_y= 1.51 cm

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{i_x} = \frac{225}{1.51} = 149 \rightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 149$$

Por lo tanto $\omega = 4.28$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = \frac{4.28 \cdot (-1317)}{4.8} = -1174 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN: Esfuerzo normal máximo de tracción en cordón inferior:

Barra 18 — N= 2340 kg

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

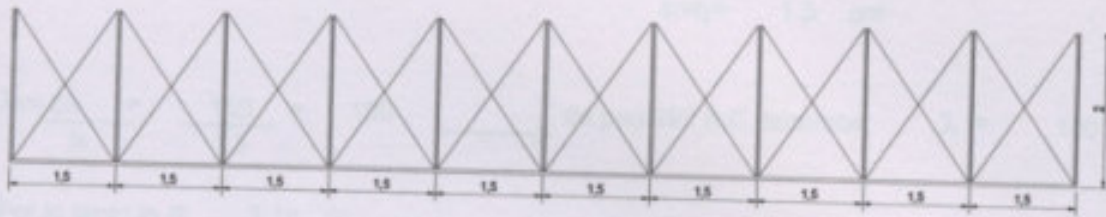
F= 5.69 cm²
 G= 4.47 kg/cm
 I_x=I_y= 12.8 cm⁴
 W_x=W_y= 3.61 cm³
 i_x=i_y= 1.5 cm

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{2340}{5.69} = 411.2 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

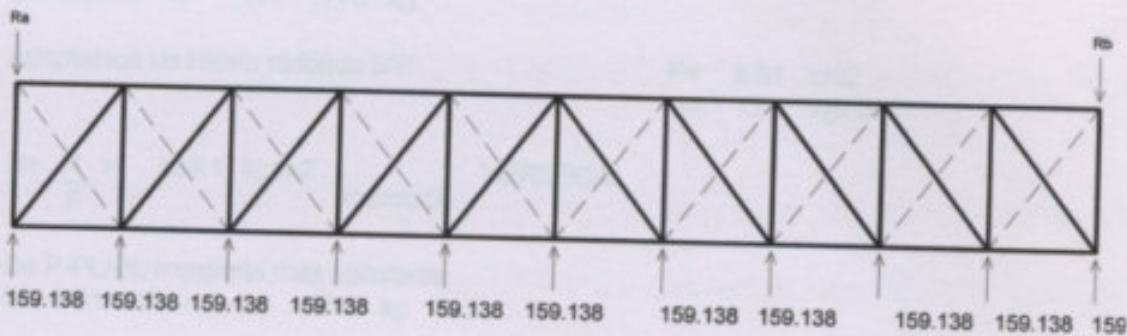
CALCULO DE CORDON SUPERIOR (ESTRUCTURA PRINCIPAL) MONTANTES Y DIAGONALES DE TECHO:

Se propone una estructura reticulada como la de la figura:

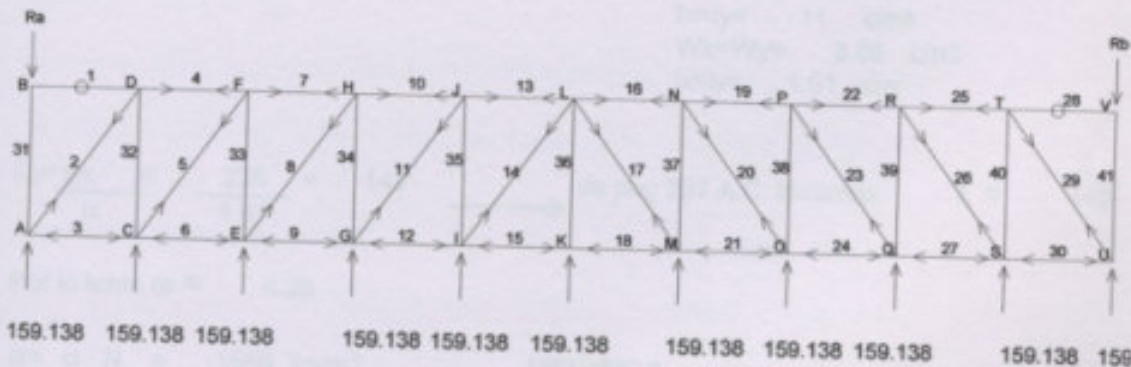
Proyecto final "Planta Acondicionamiento Espigas de Maiz"



Calculamos las montantes y diagonales laterales por medio del método de equilibrio de nudos:
Las cargas actuantes son debido al viento sobre la estructura



$R_a = R_b = 875.3 \text{ kg}$



De P- PLAN, obtenemos:

Esfuerzo normal máximo en cordón superior:
Barra 18 ——— $N = -1490 \text{ kg}$

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

$F = 5.69 \text{ cm}^2$
 $G = 4.47 \text{ kg/cm}$
 $I_x = I_y = 12.8 \text{ cm}^4$
 $W_x = W_y = 3.61 \text{ cm}^3$

$$i_x = i_y = 1.5 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = \frac{S_k}{i_x} = \frac{150}{1.5} = 100 \quad \longrightarrow \quad \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 100$$

Por lo tanto $\omega = 2.18$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -570.9 \text{ kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN, diagonal mas solicitada:
Barra 2=29 ——— N= 1785 kg

Adoptamos un Hierro redondo 5/8"

$$F = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$G = 1.58 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma = \frac{N}{F} = 888.1 \text{ kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN, montante mas solicitada:
Barra 31=41 ——— N= -1747 kg

Adoptamos un ángulo 2 x 3/16

$$F = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$G = 3.77 \text{ kg/cm}$$

$$i_x = i_y = 1.1 \text{ cm}$$

$$W_x = W_y = 3.05 \text{ cm}^3$$

$$i_x = i_y = 1.51 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = \frac{S_k}{i_x} = \frac{225}{1.51} = 149 \quad \longrightarrow \quad \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 149$$

Por lo tanto $\omega = 4.28$

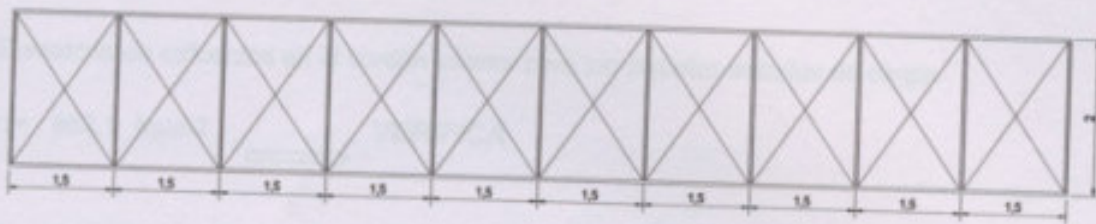
$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -1558 \text{ kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

Sumatoria de esfuerzos en el cordón superior para los distintos estados de carga:

$$\sigma = -1506 \text{ kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

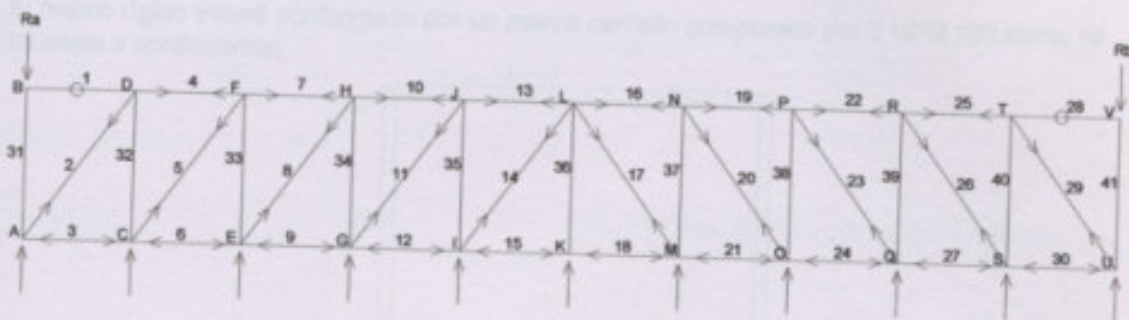
CALCULO DE CORDON INFERIOR(ESTRUCTURA PRINCIPAL) MONTANTES Y DIAGONALES DE PISO:

Se propone una estructura reticulada idéntica a la del piso:



Por medio del equilibrio de nudos propuesto para el techo obtenemos los valores para el dimensionado de los montantes, diagonales y del cordón inferior de la estructura principal.

El esquema de carga debido al viento es el siguiente:



$$R_a = R_b = 875.3 \text{ kg}$$

Los montantes y diagonales son los mismos que los adoptados para el techo

De P-PLAN: Esfuerzo normal máximo de compresión en cordón inferior:
Barra 18 ----- $N = -1490 \text{ kg}$

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

$$\begin{aligned} F &= 5.69 \text{ cm}^2 \\ G &= 4.47 \text{ kg/cm} \\ I_x = I_y &= 12.8 \text{ cm}^4 \\ W_x = W_y &= 3.61 \text{ cm}^3 \\ i_x = i_y &= 1.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{150}{1.5} = 100 \quad \longrightarrow \quad \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 100$$

$$\text{Por lo tanto } \omega = 2.18$$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -570.9 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

Sumatoria de esfuerzos en el cordón inferior para los distintos estados de carga:

$$\sigma = 982.1 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

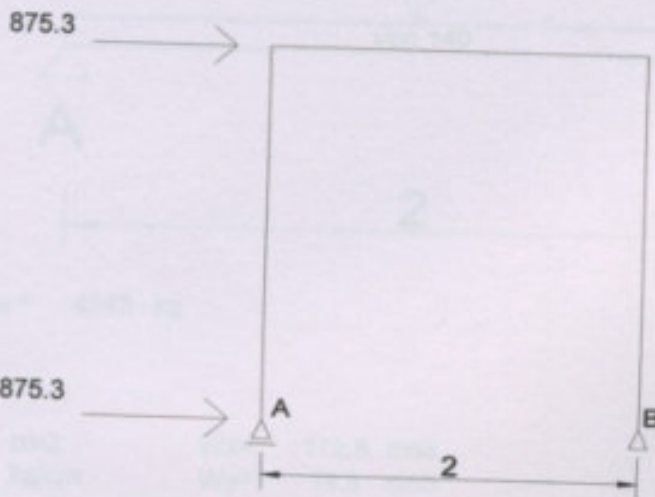
MARCO RIGIDO:

En los extremos de cada galería se colocará un marco rígido para transmitir las fuerzas del vien actuantes en el techo y piso hasta la torre.

El marco rígido estará conformado por un marco cerrado compuesto por 2 UPN 120 como se muestra a continuación:



El esquema de cálculo es el siguiente:



De P-Plan, obtenemos:

$$\begin{aligned}
 R_{HA} &= -1.75 \text{ tn} & R_{HB} &= 0.984 \text{ tn} \\
 R_{VA} &= -0.984 \text{ tn} & M_{\max} &= 1.96 \text{ tnm} \\
 & & N &= 0.984
 \end{aligned}$$

Para el dimensionamiento del marco rígido; adoptamos 2 UPN 120:

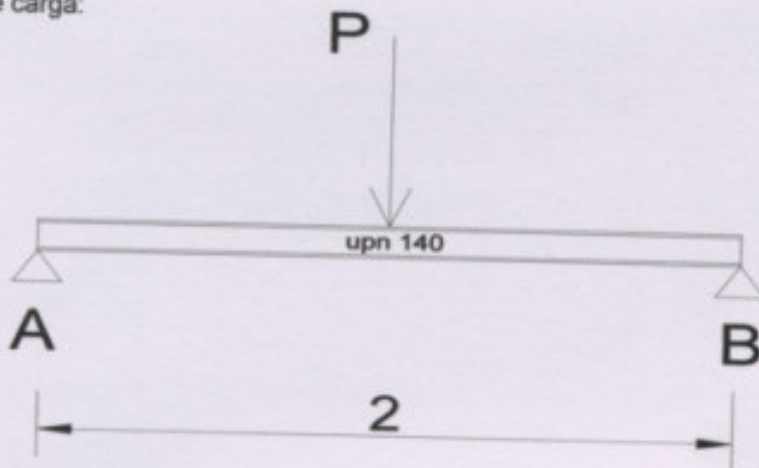
$$\begin{aligned}
 F &= 34 \text{ cm}^2 & I_y &= 86.4 \text{ cm}^4 \\
 G &= 26.8 \text{ kg/cm} & W_y &= 22.2 \text{ cm}^3 \\
 I_x &= 728 \text{ cm}^4 & i_y &= 1.59 \text{ cm} \\
 W_x &= 121.4 \text{ cm}^3 & & \\
 i_x &= 4.62 \text{ cm} & &
 \end{aligned}$$

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{2.25}{4.62} = 0.487 \quad \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 20$$

Por lo tanto $\omega = 1.20$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} + \omega \frac{N}{F} = 1649 \quad \Rightarrow \quad \text{NO VERIFICA (se toma como válido)}$$

Esquema de carga:



$$P = 2 \times R_{\text{total}} = 4540 \text{ kg}$$

2 UPN 140

$$\begin{aligned}
 F &= 20.4 \text{ cm}^2 & W_x &= 172.8 \text{ cm}^3 \\
 G &= 16 \text{ kg/cm} & W_y &= 14.8 \text{ cm}^3 \\
 I_x &= 605 \text{ cm}^4 & i_x &= 5.45 \text{ cm} \\
 I_y &= 62.7 \text{ cm}^4 & i_y &= 1.75 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Capítulo 12 - Sector Almacenaje -

$$M_{max} = \frac{P \times L}{4} = 2270 \text{ kgm}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = 1314 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA



$$R_a = R_b = P/2 = 2270 \text{ kg}$$

Angulo 2 x 1/4 (metros)	_____	147.4 kg
Angulo 1 1/2 x 3/8 (refrigerados)	_____	358.3 kg
Angulo 1 1/2 x 3/8 (montables forja)	_____	295.7 kg

CALCULO ESTRUCTURA PRINCIPAL

Se propone una estructura laminada suficiente por 4 tirantes Angulo de 2" x 1/4" como se muestra en la figura:



CALCULO DE CORDONES DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL - HORIZONTAL Y DIAGONALES DE LA TORRE

Se propone una estructura laminada como se ve en la figura:



12.3.3. CALCULO DE TORRE

DATOS:

Dimensiones de la torre:

L = 2.0 mts

h = 15.00 mts

a = 2.0 mts

Peso propio de la torre:

Angulo 2 x 1/4 (marco) -----	341.4 kg
Angulo 1 1/2 x 3/16 (diagonales) -----	399.3 kg
Angulo 1 1/2 x 3/16 (montantes horiz) -----	246.7 kg

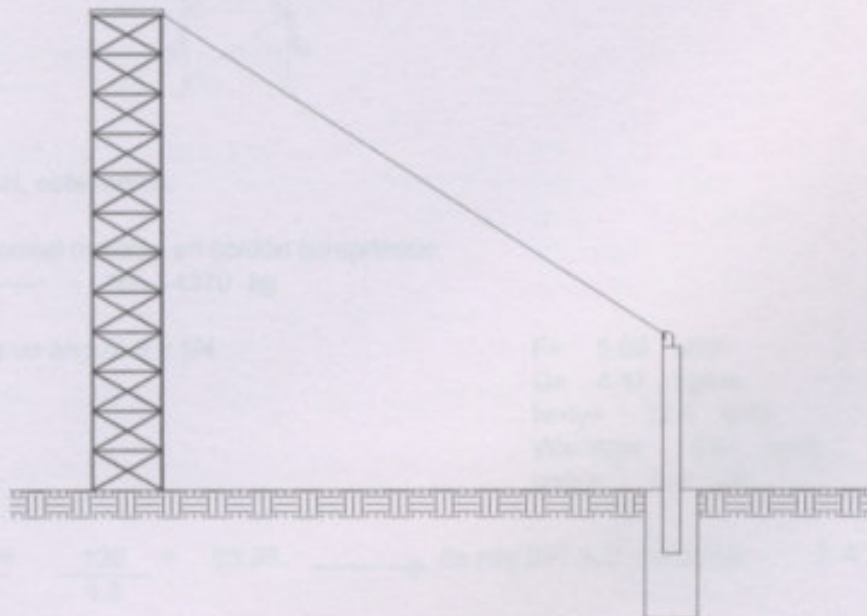
CALCULO ESTRUCTURA PRINCIPAL:

Se propone una estructura tipo marco compuesta por 4 fierros ángulos de 2" x 1/4" como se muestra en la figura:



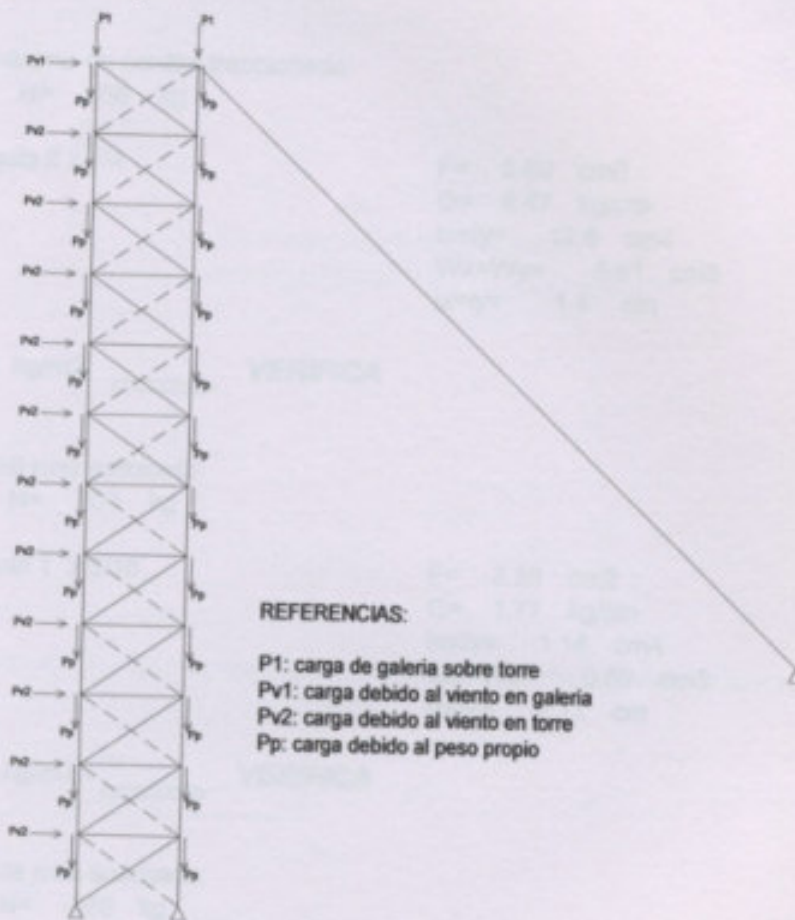
CALCULO DE CORDONES DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL , MONTANTES Y DIAGONALES DE LA TORRE:

Se propone una estructura reticulada como la de la figura:



Calculamos los cordones principales, las montantes y diagonales por medio del método de equilibrio de nudos:

El esquema de cargas es el siguiente:



De P- PLAN, obtenemos:

Esfuerzo normal máximo en cordón comprimido:

Barra 3 ——— N= -4370 kg

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

F= 5.69 cm²
 G= 4.47 kg/cm
 I_x=I_y= 12.8 cm⁴
 W_x=W_y= 3.61 cm³
 i_x=i_y= 1.5 cm

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{125}{1.5} = 83.33 \longrightarrow \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 83$$

Por lo tanto $\omega = 1.83$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -1405 \text{ kg/m}^2 \implies \text{VERIFICA}$$

Esfuerzo normal máximo en cordón traccionado:

Barra 5 ----- N= 658 kg

Adoptamos un ángulo 2 x 1/4

F= 5.69 cm²
 G= 4.47 kg/cm
 I_x=I_y= 12.8 cm⁴
 W_x=W_y= 3.61 cm³
 i_x=i_y= 1.5 cm

$$\sigma = \frac{N}{F} = 115.6 \text{ kg/m}^2 \implies \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN, diagonal mas solicitada:

Barra 2----- N= 700 kg

Adoptamos un Angulo 1 x 3/16

F= 2.26 cm²
 G= 1.77 kg/cm
 I_x=I_y= 1.18 cm⁴
 W_x=W_y= 0.69 cm³
 i_x=i_y= 0.72 cm

$$\sigma = \frac{N}{F} = 309.7 \text{ kg/m}^2 \implies \text{VERIFICA}$$

De P-PLAN, montante mas solicitada:

Barra 37 ----- N= -588 kg

Adoptamos un ángulo 1 1/2 x 3/16

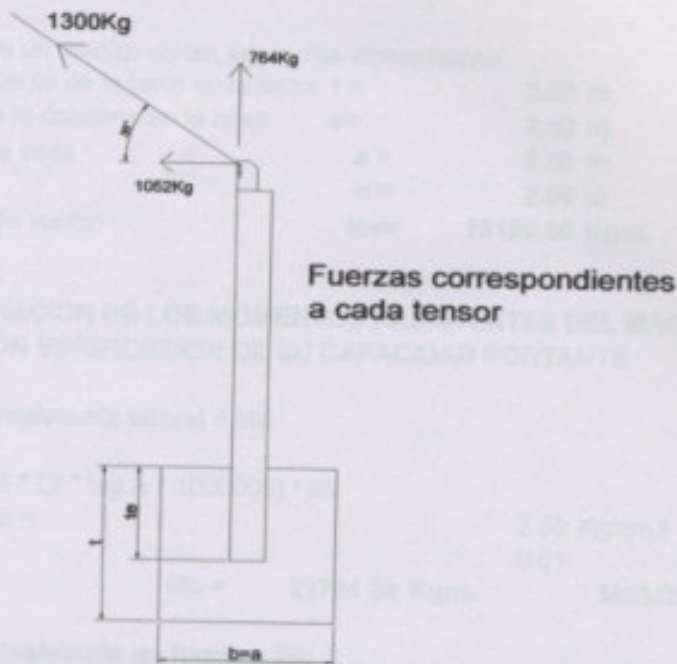
F= 3.28 cm²
 G= 2.57 kg/cm
 I_x=I_y= 3.56 cm⁴
 W_x=W_y= 1.45 cm³
 i_x=i_y= 1.1 cm

$$\lambda_0 = \frac{Sk}{ix} = \frac{200}{1.1} = 181.8 \implies \text{de pag 297 A.C. tenemos; } \lambda = 182$$

Por lo tanto $\omega = 6.39$

$$\sigma = \omega \frac{N}{F} = -1146 \text{ kg/m}^2 \implies \text{VERIFICA}$$

12.3.4. METODO DE SULZBERGER (Para macizos de fundación)



Como cada muerto de anclaje soportará tendrá que soportar la acción de dos tensores, se debe multiplicar las fuerzas H y V por 2, por lo tanto:

V =	1528 kg
H =	2104 kg

$M_{cg} = H \times d1$

$M_{cg} = 14728 \quad \text{kgm}$

ESFUERZOS A NIVEL SUPERIOR DE LA FUNDACION

LADO COL: 0.3 mts

Carga Vertical de la columna,	N=	1528 Kg.
Momento a nivel sup. de la fundación	M=	1472800.00 Kgcm
Esf. de corte a nivel sup. de la fund.	Q=	2104.00 Kg.

CARACTERISTICAS DEL SUELO

Tensión Admisible del terreno	0.70 kg/cm ²
C : Índice de compresibilidad del suelo	2.00 kg/cm ³

Determinación del Momento de Vuelco a 2/3 del nivel superior de la fundación

$$M_v = M + Q \cdot 2/3 \cdot t \quad (\text{kgm})$$

Se propone un macizo de las siguientes dimensiones

Empotramiento de la base en la tierra	t =	2.50 m.
Empotr. de la columna en la base	e =	2.40 m.
Lados de la base	a =	2.00 m
	b =	2.00 m
Momento de vuelco	Mv =	18199.60 Kgm.

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS RESISTENTES DEL MACIZO DE FUNDACION VERIFICACION DE SU CAPACIDAD PORTANTE

Momento resistente lateral = Ms

$$M_s = (a \cdot t^3 \cdot C_t \cdot \text{tag A} \cdot 1000000) / 36$$

$$C_t = C \cdot t / 2 =$$

$$\text{tag A} =$$

$$2.50 \text{ Kg/cm}^3$$

$$0.01$$

$$M_s = 21701.39 \text{ Kgm.}$$

$$M_s / M_b = 1.09$$

Momento Resistente de fondo = Mb

$$M_b = G (0.5 a - 0.47 \text{ Raiz } (G / b C_b \text{ tag A } 1000000))$$

$$C_b = 1.2 C_t = 3 \text{ Kg/cm}^3$$

G = Carga Vertical total

G = Carga vert, colum,+ peso de la base + peso del suelo

$$G = 29590.68 \text{ Kg.}$$

Carga vert. de la columna 1528 kg

Peso de la base 22371.39 kg

Gt = Peso del suelo

$$\text{tag B} = 0.141$$

$$B = 8$$

$$0.140 \text{ radianes}$$

$$2t \times \text{tag B} = 0.703$$

peso especifico de la tierra 1450 kg/m³

$$G_t = 5691.29 \text{ kg}$$

$$M_b = 19823.83 \text{ Kgm.}$$

Momento estabiliz. Me = Mb + Ms = 41525.22 Kgm.

$$S = M_e / M_v = 2.282 > 1.5 \implies$$

B.Condic.

12.3.5. DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA DE LA BASE:

Del CUADERNO 220; Tabla 1.5, Pág. 32 para el dimensionamiento con coeficientes adimensionales, para secciones rectangulares con armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (para todos los aceros).

$$M_s = M - N \cdot Z_s2$$

Zs2: Distancia entre el baricentro de la armadura traccionada y el punto de aplicación del esfuerzo axial.

$$M_s = 147.3 \text{ KNm} - 18.34 \text{ KNm} = 128.94 \text{ KNm}$$

$$h = 27 \text{ cm}$$

$$d1/h = 0.001$$

$$m_s = \frac{M_s}{b \times h^2 \times \beta_r} = 0.34$$

Se adopta armadura en forma simétrica ya que los esfuerzos dependerán de la dirección del viento;

$m_s < m_s^*$ → Armadura Simple Ver tablas 1.3, 1.4 y 1.5
 $m_s > m_s^*$ → Armadura Doble Cuaderno 220

De tabla 1.5 w_m → 0.706

$$A_{s2} = w_m \cdot (b \cdot h / (b_s / b_r)) + N / (b_s / g) = 10.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} \text{ Adopto } 3 \phi 25 = 14.7 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras $S \geq \begin{cases} 20\text{mm} \\ \phi \text{ barra} \end{cases} = 74.5 \text{ mm}$
 Adopto Estribo 8 mm

Separación entre estribos:

$$S < \begin{cases} 16 db = 40 \text{ cm} \\ 48 dbe = 38.4 \text{ cm} \\ b = 30.00 \text{ cm} \end{cases}$$

1 ϕ 8 cada 30 cm

13. DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE OFICINAS, VESTUARIOS Y COMEDOR

13.1. CÁLCULO DE ESPESOR DE CONTROL - BALANZA

ACERA

LUCES DE CÁLCULO



$$L_{x1} = 4.70 \text{ m} = 4.70 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4.70 \text{ m}$$

Se adopta el mayor valor

$$L_x = 4.70 \text{ m}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m}$$

Tipo de Losa: Cruzada

ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGÓN H-20: $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kg/cm}^2$

CÁLCULO DEL ESPESOR MÍNIMO

$$L = 4.70 \text{ m}$$

$$d = 0.16 \text{ m}$$

$$h_{\text{máxima}} = 16.00 \text{ cm}$$

CÁLCULO DE CARGAS

Tipo	Carga	Espesor (m)	KN/m ²
Aleado de Circulo	21	0.03	0.23
H ₂ O de Pendiente	18	0.03	1.24
Losa de H ₂ O	24	0.03	3.01
Cobertura de Cielo			0.2

$$\text{RESUMIDO} \quad q_{\text{D}} = 4.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{CONDICION DE UNO SEGUN CODIGO} \quad q_{\text{D}} = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{D}} = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{D}} = 3.00 + 1.4(0.2) = 3.28 \text{ KN/m}^2$$

Peso propio de la losa = $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.16 \text{ m} = 4.00 \text{ KN/m}^2$

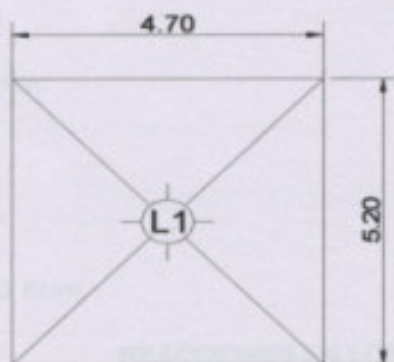
DISEÑO y CÁLCULO ESTRUCTURAL de OFICINAS, VESTUARIOS y COMEDOR

13. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE OFICINAS, VESTUARIOS Y COMEDOR

13.1. CALCULO de GARITA de CONTROL - BALANZA

LOSA 1

LUCES DE CALCULO



$$L_c = L_o + (a_1)/4 + (a_2)/3$$

$$\text{ó}$$

$$L_c = 1,05 \times L_o$$

Se Adopta el menor Valor

$$L_{cx} = 4.82 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 5.38 \text{ m}$$

Tipo de Losa: Cruzada
 ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$
 HORMIGON H-20 : $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

CALCULO DEL ESPESOR MINIMO

$$h = L / 33 \quad h = 0.16 \text{ m} \quad \text{Adoptamos } h = 16.00 \text{ cm}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Losa de H°A°	24	0.16	3.84
Cielorraso de Cemento			0.5
		PESO PROPIO	$q_d = 6.41 \text{ KN/m}^2$
		SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201	$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q = 7.410 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,2q_d + 1.6 q_l = 9.292 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Peso Prop. Pared} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.2 = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$Q_D = q_d \times L_x \times L_y = 165.95 \text{ KN} \quad \% Q_D = 86.505 \%$$

$$Q_L = q_l \times L_x \times L_y = 25.89 \text{ KN} \quad \% Q_L = 13.495 \%$$

$$Q = 191.84$$

$$Q = 1,2QD + 1,6 QL = 240.57 \text{ KN}$$

$\lambda =$ Lado mayor/ Lado menor

$$\lambda = 1.12$$

$$\eta_{mx} = 0.0413$$

$$M_x = \eta_{mx} \times Q$$

$$M_x = 9.94 \text{ KNm}$$

$$\eta_{my} = 0.0294$$

$$M_y = \eta_{my} \times Q =$$

$$M_y = 7.073 \text{ KNm}$$

REACCIONES EN LOS APOYOS

$$\gamma_x = 0.276 \quad Q_x = Q \times \gamma_x \longrightarrow Q_x = 66.40 \text{ KN}$$

$$\gamma_y = -0.121 \quad Q_y = Q \times \gamma_y \longrightarrow Q_y = -29.11 \text{ KN}$$

$$q_{ux} = Q_x/L_y = 12.353 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = Q_y/L_x = -6.043 \text{ KN/m}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

ADOPTAMOS:

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

Recubrimiento

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = 16 - 2 - 0.4 = 13.6 \text{ cm}$$

$$d_2 = 13.6 - 0.8 = 12.8 \text{ cm}$$

SECCIONES DE TRAMO

ARMADURA SEGÚN EJE X:

$$M_{ux} = 9.935 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = M_{ux} / \phi = 11.039 \longrightarrow M_n = 0.011039 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 1.294 \longrightarrow K_e = 24.301$$

$$Asx = Ke \times Mn / d \longrightarrow Asx = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$Asx_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow Asx_{\text{mín}} = 2.88 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 17 cm

$$Asx = 2.96 \text{ cm}^2 / \text{m} > 2.880 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{VERIFICA}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 40 \text{ cm} \\ \geq 25db = 20 \text{ cm} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{VERIFICA}$$

ARMADURA SEGÚN EJE Y:

$$Muy = 7.073 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$Mn = Muy / \phi = 7.8585 \longrightarrow Mn = 0.007858 \text{ MNm/m}$$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{Mn/b}} \longrightarrow Kd = 1.4439 \longrightarrow Ke = 24.301$$

$$Asy = Ke \times Mn / d \longrightarrow Asy = 1.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$Asx_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow Asx_{\text{mín}} = 2.88 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación de Separación máxima:

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 17 cm

$$Asx = 2.96 \text{ cm}^2 / \text{m} > 2.88 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{VERIFICA}$$

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 40 \text{ cm} \\ \geq 25db = 20 \text{ cm} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{VERIFICA}$$

DIMENSIONAMIENTO AL CORTE

$$Vu \text{ máx} = 12.353 \text{ KN/m} \quad \phi = 0.75$$

$$V_n > V_{um\acute{a}x} / \phi = 16.470 \text{ KN/m}$$

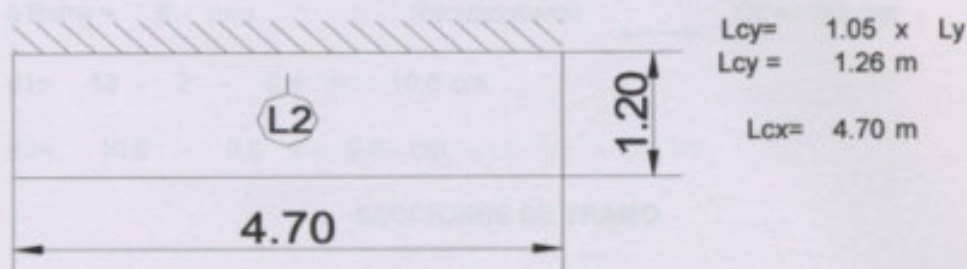
Contribución del Hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d = 0.10137 \quad V_c = 101 \text{ KN/m}$$

$V_c > V_n \longrightarrow$ NO ES NECESARIA ARMADURA DE CORTE

LOSA 2

LUCES DE CALCULO



Tipo de Losa: Derecha

ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20 : $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

CALCULO DEL ESPESOR MINIMO

$h = L / 10 \quad h = 0.13 \text{ m} \quad \text{Adoptamos } h = 13.00 \text{ cm}$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Losa de H°A°	24	0.13	3.12
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			$q_d = 5.69 \text{ KN/m}^2$
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q = 6.690 \text{ KN/m}^2$
$q_u = 1.2q_d + 1.6 q_l = 8.428 \text{ KN/m}^2$			

$$\text{Peso Prop. Pared} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.2 = 0.97 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{QD} &= q_d \times L_x \times L_y = 33.70 \text{ KN} & \% \text{ QD} &= 85.052 \% \\ \text{QL} &= q_l \times L_x \times L_y = 5.92 \text{ KN} & \% \text{ QL} &= 14.948 \% \\ \text{Q} &= 39.62 \end{aligned}$$

$$\text{Qu} = 1,2\text{QD} + 1,6 \text{ QL} = 49.91 \text{ KN}$$

$$\text{Mu} = \frac{\text{Qu} \times L_x \times L_y^2}{2} = 9.65 \text{ KN/m}$$

$$\text{RAu} = 14.4 \text{ KN}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

ADOPTAMOS:

$$\phi \text{ Barra} = 8 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento} \longrightarrow \text{Cc} = 20 \text{ mm}$$

$$d1 = 13 - 2 - 0.4 = 10.6 \text{ cm}$$

$$d2 = 10.6 - 0.8 = 9.8 \text{ cm}$$

SECCIONES DE TRAMO

ARMADURA SEGÚN EJE Y:

$$\text{Muy} = 9.654 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$\text{Mn} = \text{Muy} / \phi = 10.727 \quad \text{Mn} = 0.010727 \text{ MNm/m}$$

$$\text{Kd} = \frac{d}{\sqrt{\text{Mn}/b}} \longrightarrow \text{Kd} = 1.023 \quad \longrightarrow \text{Ke} = 24.57$$

$$\text{Asx} = \text{Ke} \times \text{Mn} / d \longrightarrow \text{Asx} = 2.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

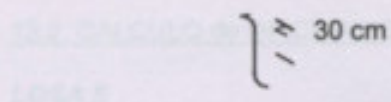
$$\text{Asx}_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow \text{Asx}_{\text{mín}} = 2.34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 20 cm

$$\text{Asx} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m} > 2.486 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{VERIFICA}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 33 \text{ cm} \\ \geq 25db = 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{VERIFICA}$$



ARMADURA SEGÚN EJE X:

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\min} = 0.0018$

$As_{x\min} = \rho_{\min} \times 100 \times h \rightarrow As_{x\min} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{m}$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 20 cm

$As_x = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.34 \text{ cm}^2/\text{m}$ **VERIFICA**

Verificación de Separación máxima:

$S \begin{cases} < 2.5 \times h = 33 \text{ cm} \\ \geq 25db = 20 \text{ cm} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$ **VERIFICA**

DIMENSIONAMIENTO AL CORTE

$V_u \text{ máx} = 14.352 \text{ KN/m}$ $\phi = 0.75$

$V_n > V_{u\text{máx}} / \phi = 19.136 \text{ KN/m}$

Contribución del Hormigón:

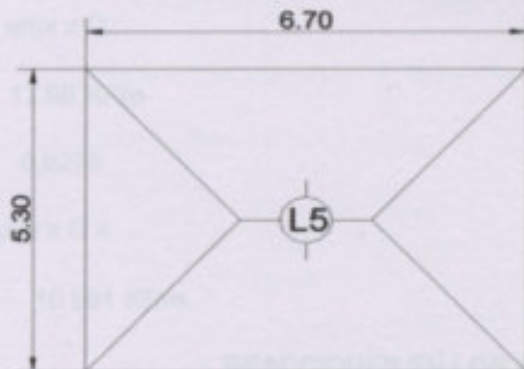
$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d = 0.07901$ $V_c = 79 \text{ KN/m}$

$V_c > V_n \rightarrow$ **NO ES NECESARIA ARMADURA DE CORTE**

13.2. CALCULO de OFICINA ADMINISTRATIVA - LOSAS H° A°

LOSA 5

LUCES DE CALCULO



$$L_c = L_o + (a_1)/4 + (a_2)/3$$

ó

$$L_c = 1,05 \times L_o$$

Se Adopta el menor Valor

$$L_{cx} = 5.42 \text{ m}$$

$$L_{cy} = 6.88 \text{ m}$$

Tipo de Losa: Cruzada

ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20 : $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

CALCULO DEL ESPESOR MINIMO

$$h = L / 33$$

$$h = 0.21 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 21.00 \text{ cm}$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Losa de H°A°	24	0.21	5.04
Cielorraso de Cemento			0.5
		PESO PROPIO	$q_d = 7.61 \text{ KN/m}^2$
		SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201	$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q = 8.610 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,2q_d + 1.6 q_l = 10.732 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Peso Prop. Pared} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.2 = 0.65 \text{ KN/m}$$

$$QD = q_d \times L_x \times L_y = 283.39 \text{ KN} \quad \% QD = 88.386 \%$$

$$QL = q_l \times L_x \times L_y = 37.24 \text{ KN} \quad \% QL = 11.614 \%$$

$$Q = 320.63$$

$$Q = 1,2QD + 1,6 QL = 399.66 \text{ KN}$$

$\lambda =$ Lado mayor/ Lado menor

$$\lambda = 1.27$$

$$\eta_{mx} = 0.045$$

$$M_x = \eta_{mx} \times Q$$

$$M_x = 17.98 \text{ KNm}$$

$$\eta_{my} = 0.0275$$

$$M_y = \eta_{my} \times Q =$$

$$M_y = 10.991 \text{ KNm}$$

REACCIONES EN LOS APOYOS

$$\gamma_x = 0.303 \quad Q_x = Q \times \gamma_x \longrightarrow Q_x = 121.10 \text{ KN}$$

$$\gamma_y = 0.045 \quad Q_y = Q \times \gamma_y \longrightarrow Q_y = 17.98 \text{ KN}$$

$$q_{ux} = Q_x/L_y = 17.614 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = Q_y/L_x = 3.320 \text{ KN/m}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

ADOPTAMOS:

$$\phi \text{ Barra} = 8 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento} \longrightarrow C_c = 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = 21 - 2 - 0.4 = 18.6 \text{ cm}$$

$$d_2 = 18.6 - 0.8 = 17.8 \text{ cm}$$

SECCIONES DE TRAMO

ARMADURA SEGÚN EJE X:

$$M_{ux} = 17.984 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = M_{ux} / \phi = 19.983 \longrightarrow M_n = 0.019983 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 1.316 \longrightarrow K_e = 24.301$$

$$Asx = Ke \times Mn / d \longrightarrow Asx = 2.61 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$Asx_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow Asx_{\text{mín}} = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 13 cm

$$Asx = 3.87 \text{ cm}^2 / \text{m} > 3.780 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 53 \text{ cm} \\ > 25db = 20 \text{ cm} \\ > 30 \text{ cm} \end{cases}$$

ARMADURA SEGÚN EJE Y:

$$M_{uy} = 10.991 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$M_n = M_{uy} / \phi = 12.2117 \longrightarrow M_n = 0.012212 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 1.6108 \longrightarrow Ke = 24.301$$

$$Asy = Ke \times Mn / d \longrightarrow Asy = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$Asx_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow Asx_{\text{mín}} = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 53 \text{ cm} \\ > 25db = 20 \text{ cm} \\ > 30 \text{ cm} \end{cases}$$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 13 cm

$$Asx = 3.87 \text{ cm}^2 / \text{m} > 3.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

DIMENSIONAMIENTO AL CORTE

$$V_u \text{ máx} = 17.614 \text{ KN/m} \quad \phi = 0.75$$

$$V_n > V_{umax} / \phi = 23.485 \text{ KN/m}$$

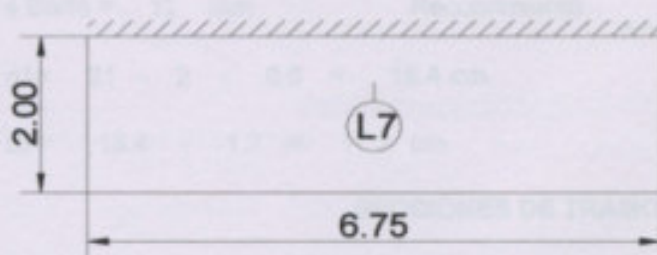
Contribución del Hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d = 0.13864 \quad V_c = 139 \text{ KN/m}$$

$V_c > V_n \longrightarrow$ No es necesaria armadura de Corte

LOSA 7

LUCES DE CALCULO



$$L_{cy} = 1.05 \times L_y$$

$$L_{cy} = 2.10 \text{ m}$$

$$L_{cx} = 6.75 \text{ m}$$

Tipo de Losa: Derecha

ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20: $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

CALCULO DEL ESPESOR MINIMO

$$h = L / 10$$

$$h = 0.21 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 21.00 \text{ cm}$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Losa de H°A°	24	0.21	5.04
Cielorraso de Cemento			0.5
		PESO PROPIO	$q_d = 7.61 \text{ KN/m}^2$
		SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201	$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q = 8.610 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_l = 10.732 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Peso Prop. Pared} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.2 = 0.65 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} QD &= qd \times Lx \times Ly = 107.87 \text{ KN} & \% QD &= 88.386 \% \\ QL &= ql \times Lx \times Ly = 14.18 \text{ KN} & \% QL &= 11.614 \% \\ Q &= 122.05 \end{aligned}$$

$$Qu = 1,2QD + 1,6 QL = 152.13 \text{ KN}$$

$$Mu = \frac{Qu \times Lx \times Ly^2}{2} = 51.06 \text{ KN/m}$$

$$RAu = 48 \text{ KN}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

ADOPTAMOS:

$$\phi \text{ Barra} = 12 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento} \longrightarrow Cc = 20 \text{ mm}$$

$$d1 = 21 - 2 - 0.6 = 18.4 \text{ cm}$$

$$d2 = 18.4 - 1.2 = 17.2 \text{ cm}$$

SECCIONES DE TRAMO

ARMADURA SEGÚN EJE Y:

$$Muy = 51.055 \text{ KNm/m} \quad \phi = 0.9$$

$$Mn = Muy / \phi = 56.728 \quad Mn = 0.056728 \text{ MNm/m}$$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{Mn/b}} \longrightarrow Kd = 0.773 \quad \longrightarrow Ke = 25.1413$$

$$Asx = Ke \times Mn / d \longrightarrow Asx = 7.7512 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$Asx_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \longrightarrow Asx_{\text{mín}} = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{ADOPTO } 1 \phi \text{ } 12 \text{ C/ } 14.5 \text{ cm}$$

$$Asx = 7.80 \text{ cm}^2 / \text{m} > 7.751 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \begin{cases} < 2,5 \times h = 53 \text{ cm} \\ \approx 25db = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \geq 30 \text{ cm} \\ \end{array} \right\}$$

ARMADURA SEGÚN EJE X:

Por Retracción y Temperatura: $\rho_{\text{mín}} = 0.0018$

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times 100 \times h \quad \rightarrow \quad A_{s\text{mín}} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación de Separación máxima:

$$S \left\{ \begin{array}{l} < 2.5 \times h = 53 \text{ cm} \\ \geq 25d_b = 30 \text{ cm} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

ADOPTO 1 ϕ 8 C/ 13 cm

$$A_{sx} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMIENTO AL CORTE

$$V_u \text{ máx} = 47.976 \text{ KN/m} \quad \phi = 0.75$$

$$V_n > V_{u\text{máx}} / \phi = 63.968 \text{ KN/m}$$

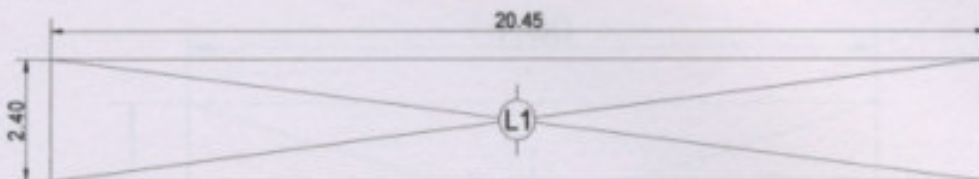
Contribución del Hormigón:

$$V_c = \frac{1}{\phi} \sqrt{f_c} \times b \times d = 0.13715 \quad V_c = 137 \text{ KN/m}$$

$$V_c > V_n \quad \rightarrow \quad \text{No es necesaria armadura de Corte}$$

13.3. CALCULO de OFICINA ADMINISTRATIVA - LOSAS VIGUETAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 2.40 + 0.10 + 0.10 = 2.60 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H ^o P ^o de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 3.02 \text{ KNm} = 301.665 \text{ Kgm}$$

De TABLA N^o1, 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

$$Q_d = 4.62 \text{ KN/m}^2 \qquad \% Q_d = 82.21$$

$$\% Q_l = 17.79$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.62 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 2



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = B_{\text{vigas}}/2 + L_{\text{losa}} + 0,10 \text{ de apoyo en pared} = 0,10 + 2,40 + 0,10 = 2,60 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 3.02 \text{ KNm} = 301.665 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°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

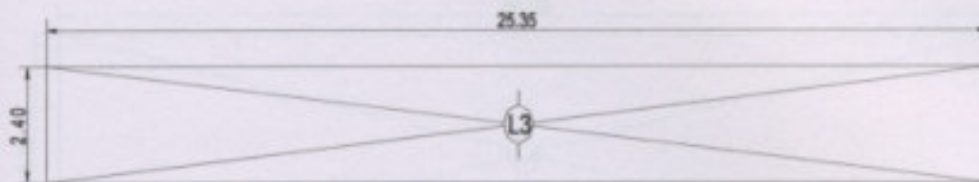
$$Q_d = 4.62 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.21$$

$$\% Q_l = 17.79$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.62 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 3



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 2.40 + 0.10 + 0.10 = 2.60 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			q_t = 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = \frac{3.02}{8} \text{ KNm} = 301.665 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°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

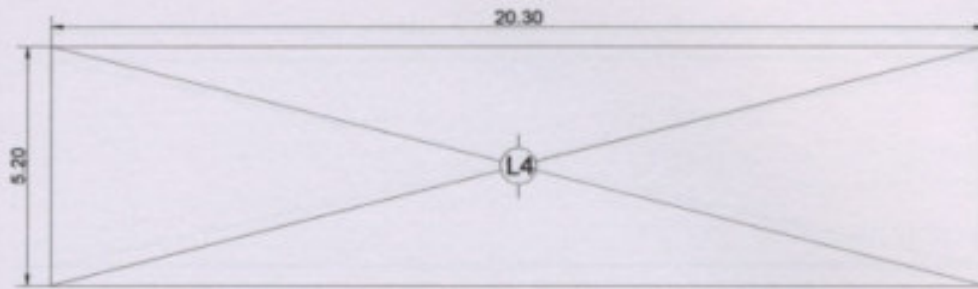
Qd = 4.62 KN/m² % Qd = 82.21

% Ql = 17.79

Ql = 1.00 KN/m²

Qu = 5.62 KN/m²

LOSA 4



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 5.20 + 0.10 + 0.10 = 5.40 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			q_d = 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			q_l = 1.00 KN/m²
			q_i = 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 13.01 \text{ KNm} = 1301.27 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE C

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

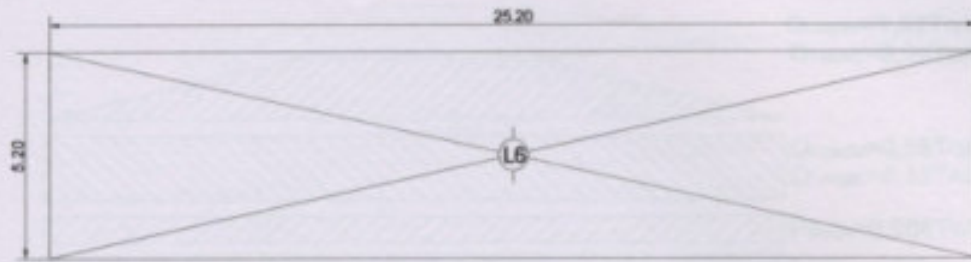
$$Q_d = 4.9 \text{ KN/m}^2 \qquad \% Q_d = 83.05$$

$$\% Q_l = 16.95$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.90 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 6



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 5.20 + 0.10 + 0.10 = 5.40 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			q_d = 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			q_l = 1.00 KN/m²
			q_t = 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = q \times l^2 \times 1m = 13.01 \text{ KNm} = 1301.27 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE C

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

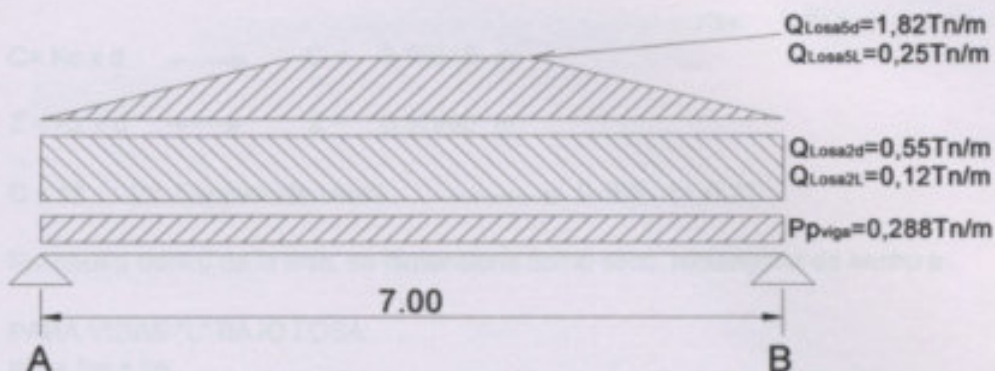
$$Q_d = 4.9 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 83.05$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_l = 16.95$$

$$Q_u = 5.90 \text{ KN/m}^2$$

13.4. CALCULO de OFICINA ADMINISTRATIVA - VIGAS -

VIGA 1



$$P_{pv} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 3.6 \text{ KN/m}$$

ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20 : $f_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$$R_{A_D} = 67.7 \text{ KN}$$

$$R_{U_A} = 77.2 \text{ KN}$$

$$R_{A_L} = 9.50 \text{ KN}$$

$$R_{B_D} = 67.7 \text{ KN}$$

$$R_{U_B} = 77.2 \text{ KN}$$

$$R_{B_L} = 9.50 \text{ KN}$$

$$M_{A_B_D} = 139 \text{ KNm}$$

$$M_{U_{AB}} = 159 \text{ KN/m}$$

$$M_{A_B_L} = 19.4 \text{ KNm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

Adoptamos $\rightarrow h = 0.50 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$

Diámetro barra: $\phi = 16 \text{ mm}$ Diámetro estribo $\phi = 6 \text{ mm}$

Recubrimiento $C_c = 2 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

Tramo A-B:

$$d = h - C_c - d_e - d_b/2 \rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 176 \rightarrow M_n = 0.1764 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{Mn/b}} \longrightarrow K_d = 0.47910 \longrightarrow \begin{matrix} K_e = 28.22 \\ K_c = 0.367 \\ K_z = 0.844 \end{matrix}$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.16515 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.37980 \text{ m}$$

$$C < hf \quad (hf: \text{Espesor de Losa}) \longrightarrow 0.165 < 0.21$$

Eje neutro dentro de la losa, se dimensiona como secc. rectangular de ancho b.

PARA VIGAS "L" BAJO LOSA:

a) $b = b_w + b_e$

b) $b_e = \min. (6hf; 1/2 \text{ distancia libre a viga adyacente; luz de la viga}/12)$

$$b_e = \min. \begin{cases} 6hf = 1.25 \text{ m} \\ 1/2 \text{ distancia libre a viga adyacente} = 2.65 \text{ m} \\ L_v/12 = 0.58 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b = 0.78 \text{ m}$$

$$e_c = 0.003$$

$$A_s = Mn / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 11.061 \text{ cm}^2$$

$$e_s = e_c \times (1 - K_c)/K_c = 0.00517 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\min} > \frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{4f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\min} = 11.75 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 6 ϕ 16 mm

$$A_s = 12.1 \text{ cm}^2 > 11.75 \text{ cm}^2$$

La armadura será dispuesta en dos hileras:

3 ϕ 16 mm (Abajo)

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 100 \text{ mm}$$

3 ϕ 16 mm (Arriba)

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 100 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE

Sección A:

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 77.2 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 103 \text{ KN} < 316.18 \text{ KN}$$

Contribución del H^o:

$$V_c = 1/6 \sqrt{c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 263 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} = 22.50 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 20 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 53.44 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

Sección B:

$$V_u = 77.2 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 103 \text{ KN} < 316.18 \text{ KN}$$

Contribución del H^o:

$$V_c = 1/6 \sqrt{c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 263 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

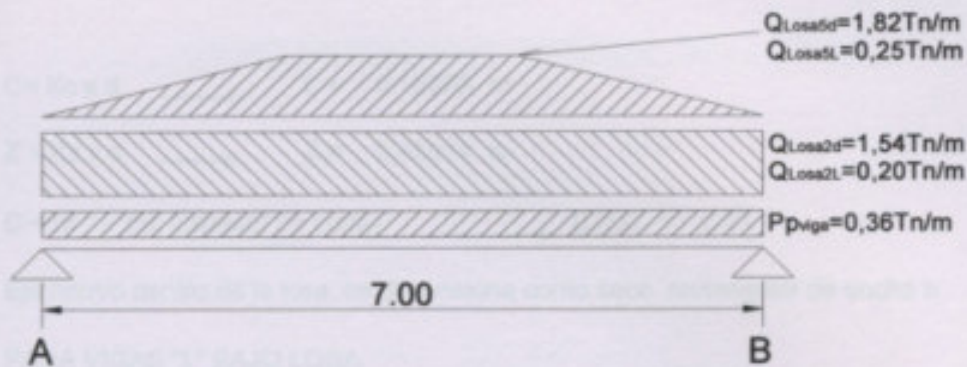
$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} = 22.5 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 20 cm

$$\text{Vestribos} = \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos} = 53.44 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria armadura de corte}$$

VIGA 2



$$P_{pv} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 2.88 \text{ KN/m}$$

$$\text{ACERO: } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{HORMIGON H-20: } f'_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$$R_{A_D} = 105 \text{ KN}$$

$$R_{U_A} = 117.3 \text{ KN}$$

$$R_{A_L} = 12.30 \text{ KN}$$

$$R_{B_D} = 105 \text{ KN}$$

$$R_{U_B} = 117.3 \text{ KN}$$

$$R_{B_L} = 12.3 \text{ KN}$$

$$M_{A_D} = 204 \text{ KNm}$$

$$M_{U_{AB}} = 229 \text{ KN/m}$$

$$M_{A_L} = 24.3 \text{ KNm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

$$\text{Adoptamos } \rightarrow h = 0.60 \text{ m} \quad b = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro barra: } \phi = 20 \text{ mm} \quad \text{Diámetro estribo } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2 \text{ cm} \quad \phi = 0.9$$

Tramo A-B:

$$d = h - C_c - d_e - db/2 \rightarrow d = 54.4 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 254 \rightarrow M_n = 0.2541 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \rightarrow K_d = 0.48262 \rightarrow K_e = 28.21$$

$$K_c = 0.367$$

$$K_z = 0.844$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.19965 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.45914 \text{ m}$$

$$C < hf \quad (hf: \text{Espesor de Losa}) \longrightarrow 0.200 < 0.21$$

Eje neutro dentro de la losa, se dimensiona como secc. rectangular de ancho b.

PARA VIGAS "L" BAJO LOSA:

a) $b = b_w + b_e$

b) $b_e = \min. (6hf; 1/2 \text{ distancia libre a viga adyacente; luz de la viga}/12)$

$$b_e = \min. \begin{cases} 6hf = 1.26 \text{ m} \\ 1/2 \text{ distancia libre a viga adyacente} = 2.65 \text{ m} \\ Lv/12 = 0.58 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b = 0.58 \text{ m}$$

$$\rho_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 13.177 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \rho_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.00517 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\min} > \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{4f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\min} = 10.6 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 4 ϕ 20 mm + 1 ϕ 10 mm

$$A_s = 14.1 \text{ cm}^2 > 13.18 \text{ cm}^2$$

La armadura será dispuesta en dos hileras:

$$2 \phi 20 \text{ mm} + 1 \phi 10 \text{ mm} \quad (\text{Abajo})$$

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 20 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 49 \text{ mm}$$

$$2 \phi 20 \text{ mm} \quad (\text{Arriba})$$

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 20 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 108 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE

Sección A :

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 117 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 156 \text{ KN} < 288.21 \text{ KN}$$

Contribución del H° :

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} b x d \longrightarrow V_c = 237 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} = 27.2 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 25 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e x f_y x d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 51.68 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria amadura de corte}$$

Sección B:

$$V_u = 117 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 156 \text{ KN} < 288.21 \text{ KN}$$

Contribución del H° :

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} b x d \longrightarrow V_c = 237 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} = 27.2 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 25 cm

$$\text{Vestribos } = \frac{A_e x f_y x d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } = 51.68 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria amadura de corte}$$

13.5. CALCULO de OFICINA ADMINISTRATIVA - COLUMNAS -

COLUMNA 1:

ADOPTAMOS:

<u>COLUMNA</u>	<u>VIGA</u>
SECCION : 26 X 26 cm	SECCION : 20 X 50 cm
ALTURA PISO : 4.00 m	LONGITUD: 7.00 m
ACERO: $f_y = 420$ MPa	
HORMIGON H-20 : $f_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm ²	

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.157$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.157 \longrightarrow \text{Nomograma} \longrightarrow K = 0.570$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0,7 + 0,05 (\Psi_A + \Psi_B) \longrightarrow K = 0.72$$

Adopto: $K = 0.72$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 7.51 \text{ cm}$$

$$L_u = 4.00 - 0.50 \longrightarrow L_u = 3.50 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \longrightarrow \lambda = 33.4$$

EFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \times (M1/M2) \longrightarrow \lambda_{lim} = 34.000$$

$\lambda = 33.4 < 34.000 < 40$ No es necesario considerar efectos de esbeltez

CARGAS:

VIGA 1: RAD = 67.70 KN RAL = 9.50 KN

Pp Columna:
 $24 \times 26 \times 26 \times 4.00 \longrightarrow 6.4896 \text{ KN}$
 PD = $\frac{6.4896}{74.1896}$ PL = 9.50 KN

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U_1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 104.228 \text{ KN}$$

$$U_2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 P_w = 93.8 \text{ KN}$$

$$U_3 = 0,9 PD + 1,6 P_w = 66.8 \text{ KN}$$

$$P_u = 104.228 \times 1 \text{ Pisos} \quad P_u = 104.228 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$P_n \geq P_u / \phi \longrightarrow P_n = 160.350 \text{ KN} \quad \rho_g = 0.01$$

$$AG = \frac{P_n}{0,80(0,85 T_c (1 - \rho_g) + F_y \rho_g)} \longrightarrow AG = 95.310 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 26 cm x 26 cm

$$\text{VERIFICACION: } A = 26 \text{ cm} \times 26 \text{ cm} = 676 \text{ cm}^2 > 95.31 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

Longitudinal: $A_{st} = \rho_g \times AG = 0.01 \times 95.310 \quad A_{st} = 0.95 \text{ cm}^2$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi_e = 6 \text{ mm}$

Estribos:

$$S < \begin{cases} 16 db = 19.2 \text{ cm} \\ 48 dbe = 28.8 \text{ cm} \\ b = 26 \text{ cm} \end{cases}$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$A_{st} = 4.524 \text{ cm}^2 > 0.95 \text{ cm}^2$$

COLUMNA 2:

ADOPTAMOS:

COLUMNA

VIGA

SECCION : 25 X 25 cm

SECCION : 20 X 60 cm

ALTURA PISO : 4.00 m

LONGITUD: 7.00 m

ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f'_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm²

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.078$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.078 \rightarrow \text{Nomograma} \rightarrow K = 0.530$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0,7 + 0,05 (\Psi_A + \Psi_B) \rightarrow K = 0.71$$

Adopto: $K = 0.71$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$L_u = 4.00 - 0.60 \rightarrow L_u = 3.40 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \rightarrow \lambda = 33.3$$

EFFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \times (M1/M2) \rightarrow \lambda_{lim} = 34.000$$

$\lambda = 33.3 < 34.000 < 40$ No es necesario considerar efectos de esbeltez

CARGAS:

VIGA 2: RBD = 105.00 KN RBL = 12.30 KN

Pp Columna:

$$24 \times 25 \times 25 \times 4.00 \rightarrow 6 \text{ KN}$$

$$PD = 111 \text{ KN} \quad PL = 12.30 \text{ KN}$$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 152.880 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 Pw = 139 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 PD + 1,6 Pw = 99.9 \text{ KN}$$

$$Pu = 152.880 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 152.88 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn > Pu / \phi \longrightarrow Pn = 235.200 \text{ KN} \quad pg = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0.85(0.85 f_c (1 - pg) + F_y pg)} \longrightarrow AG = 139.800 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 25 cm x 25 cm

$$\text{VERIFICACION: } A = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 625 \text{ cm}^2 > 139.80 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Longitudinal: } Ast = pg \times AG = 0.01 \times 139.800 \quad Ast = 1.4 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi e = 6 \text{ mm}$

Estribos:

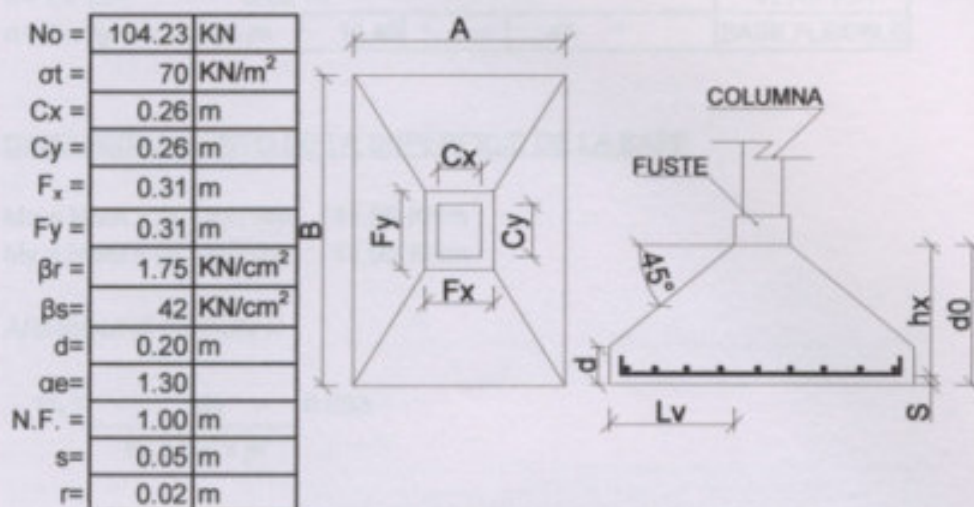
$$S < \begin{cases} 16 db = 19.2 \text{ cm} \\ 48 db e = 28.8 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 1.4 \text{ cm}^2$$

13.6. CALCULO de OFICINA ADMINISTRATIVA - BASES -

BASE OFICINA GENERAL - 01



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 125.07 \text{ KN}$
 $Q = N / \sigma_t = 1.79 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{Q / \alpha} = 1.34 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 1.34 \text{ m}$

ADOPTO

A =	1.40 m			VERIFICA
B =	1.40 m			
$P = N/A \times B =$	63.81 KN/m ²	<	70.00 KN/m ²	VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.27 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.27 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.55 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.55 \text{ m}$
 $L_v = 0.55 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.27 \text{ m}$

ADOPTO

$d_o =$	0.30	m			
$h_x = d_o - s =$	0.25	m			
$h < 1.5 L_v =$	0.82	m			VERIFICA
$\alpha = \text{inv tg } (d_o - d / L_v) =$	10.40	°	<	45	°
					BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 11.06 \text{ KNm}$

$M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 11.06 \text{ KNm}$

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.033$

$W_m = 0.059$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 1.91 \text{ cm}^2$

ADOPTC	8	Ø	8	4.02 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	2.87 cm ² /m
VERIFICA					

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \emptyset_x = 0.24 \text{ m}$

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.035$

$W_m = 0.063$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 1.97 \text{ cm}^2$

ADOPTC	8	Ø	8	4.02 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	2.87 cm ² /m
VERIFICA					

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.25 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x/F_y =$	1.00	<	1.50	VERIFICA
-------------	------	---	------	----------

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} =$	0.35 m			
$dr = C + hm =$	0.60 m	<	1.40	VERIFICA
$dk = C + 2 hm =$	0.84 m	<	1.40	VERIFICA
$U = \sum x dr =$	1.87 m			
$Q_r = N - P (\sum x dk^2/4) =$	89.52 KN			
$h'x = (A - dr) \times (do - d) + d) - s =$	0.22 m			
(A - Fx)				
$h'y = (B - dr) \times (do - d) + d) - s =$	0.22 m			
(B - Fy)				
$h'm = (h'x + h'y)/2 =$	0.22 m			
$\zeta_r = Q_r/U \times h'm =$	213.58 KN/m ²			
$\mu_x = A_sx \times dr/h'm \times dr =$	0.13 %			
$\mu_y = A_sy \times dr/h'm \times dr =$	0.13 %			
$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 =$	0.13 %	<	1.50 %	VERIFICA
$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} =$	0.61			
$\zeta_{o11} =$	5 Kg/cm ²			
$\delta_1 \times \zeta_{o11} =$	302.77 KN/m ²	>	213.58 KN/m ²	VERIFICA
NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE				
$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} =$	0.21			
$\zeta_{o2} =$	18 KG/cm ²			
$\delta_2 \times \zeta_{o2} =$	377.29 KN/m ²	>	213.58 KN/m ²	VERIFICA
NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE				

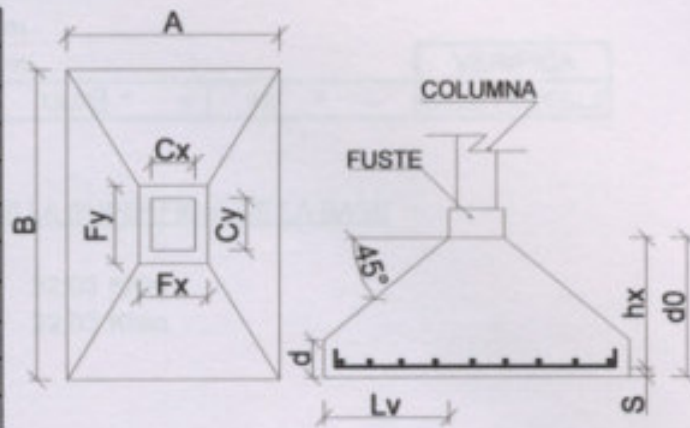
$A_s =$	3.20 cm ²			VERIFICA
$A_s =$	1.70 cm ²			
$F_{cda} = dA =$	21.45 KN/m ²	>	19.00 KN/m ²	VERIFICA

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ax} = A - F_{cda} =$	0.24 m
$d_{ay} = B - F_{cda} =$	0.26 m
$L_{ax} = A - F_{cda} =$	0.70 m
$L_{ay} = B - F_{cda} =$	0.70 m
$L_{ax} =$	0.70 m
$d_{ax} =$	0.24 m

BASE OFICINA GENERAL - 02

No =	152.88	KN
$\sigma_t =$	70	KN/m ²
Cx =	0.25	m
Cy =	0.25	m
Fx =	0.30	m
Fy =	0.30	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 183.46 \text{ KN}$
 $\Omega = N / \sigma_t = 2.62 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 1.62 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 1.62 \text{ m}$

ADOPTO

A =	1.70	m		VERIFICA
B =	1.70	m		
$P = N/A \times B =$	63.48	KN/m ²	<	70.00 KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.35 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.35 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.70 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.70 \text{ m}$
 $L_v = 0.70 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.35 \text{ m}$

ADOPTO

$do = 0.40$ m

$hx = do - s = 0.35$ m

$h < 1.5 Lv = 1.05$ m

$\alpha = \text{inv tg } (do - d / Lv) =$	15.95 °	<	45 °	VERIFICA
				BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$Mx = No/A \times (A - Fx)^2/8 = 22.03$ KNm

$My = No/B \times (B - Fy)^2/8 = 22.03$ KNm

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{Mx}{Fy \times hx^2 \times \beta r} = 0.034$

$Wm = 0.063$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$As = \frac{Wm \times Fy \times hx}{\beta s / \beta r} = 2.76$ cm²

ADOPTC	10	Ø	8	5.03 cm ²	VERIFICA
CADA	18	cm		0.50 cm ²	2.96 cm ² /m
VERIFICA					

ARMADURA SEGÚN Y

$hy = hx - \emptyset x = 0.34$ m

$m_s = \frac{My}{Fx \times hy^2 \times \beta r} = 0.036$

$Wm = 0.063$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$As = \frac{Wm \times Fx \times hy}{\beta s / \beta r} = 2.69$ cm²

ADOPTC	10	Ø	8	5.03 cm ²	VERIFICA
CADA	18	cm		0.50 cm ²	2.96 cm ² /m
VERIFICA					

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.35 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x/F_y =$	1.00	<	1.50	VERIFICA
$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} =$	0.34 m			
$dr = C + h_m =$	0.69 m	<	1.70	VERIFICA
$dk = C + 2 h_m =$	1.03 m	<	1.70	VERIFICA

$U = \pi \times dr = 2.15 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times dk^2/4) = 130.46 \text{ KN}$

$h'_x = (A - dr) \times (do - d) + d - s = 0.30 \text{ m}$

(A - Fx)

$h'_y = (B - dr) \times (do - d) + d - s = 0.30 \text{ m}$

(B - Fy)

$h'm = (h'_x + h'_y)/2 = 0.30 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r/U \times h'm = 205.50 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_sx \times dr/h'm \times dr = 0.10 \%$

$\mu_y = A_sy \times dr/h'm \times dr = 0.10 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 =$	0.10 %	<	1.50 %	VERIFICA
-----------------------------	--------	---	--------	----------

$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.54$

$\zeta_{o11} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o11} =$	267.52 KN/m ²	>	205.50 KN/m ²	VERIFICA
---------------------------------	--------------------------	---	--------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.19$

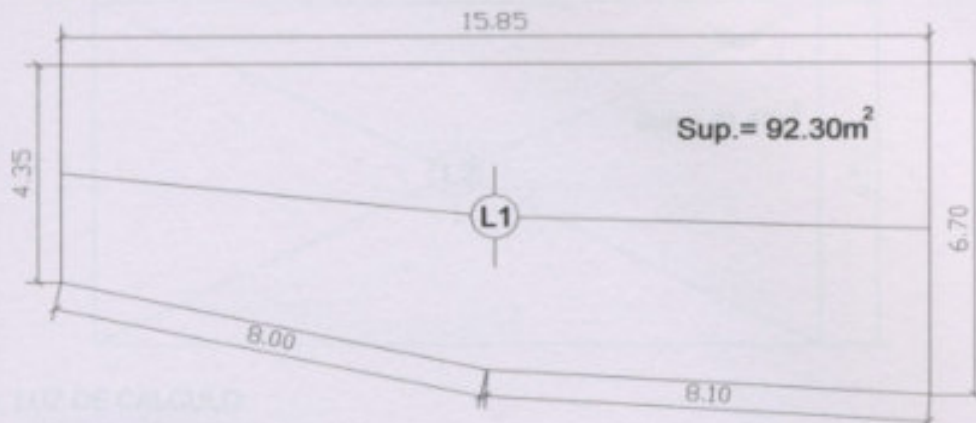
$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} =$	333.37 KN/m ²	>	205.50 KN/m ²	VERIFICA
--------------------------------	--------------------------	---	--------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

13.7. CALCULO de COMEDOR - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = \text{Distancia entre centro de Vigas} = 6.70 + 0.10 + 0.10 = 6.90 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 21.25 \text{ KNm} = 2124.6 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE E

Bovedilla = 17 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 21 cm

Peso Propio = 247 Kg/m² = 2.47 KN/m²

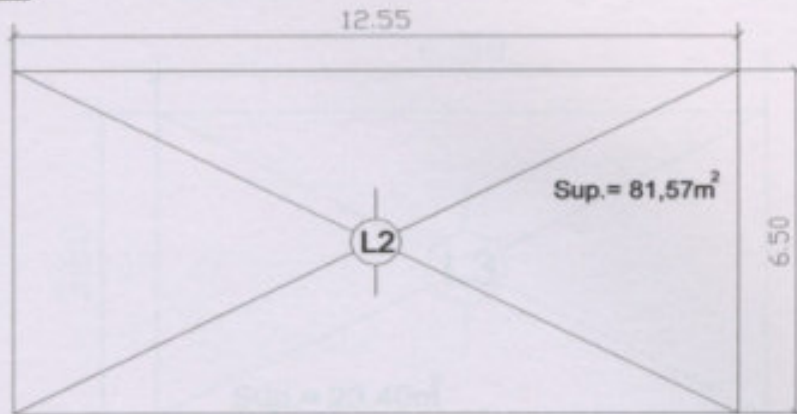
$$Q_d = 5.04 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 83.44$$

$$\% Q_l = 16.56$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 6.04 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 2



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = B_{\text{viga}}/2 + L_{\text{losa}} + 0,10 \text{ de apoyo en pared} = 0,10 + 6,50 + 0,10 = 6,70 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			qI= 1.00 KN/m²
			q_s = 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 20.03 \text{ KNm} = 2003.22 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE E

Bovedilla = 17 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 21 cm

Peso Propio = 247 Kg/m² = 2.47 KN/m²

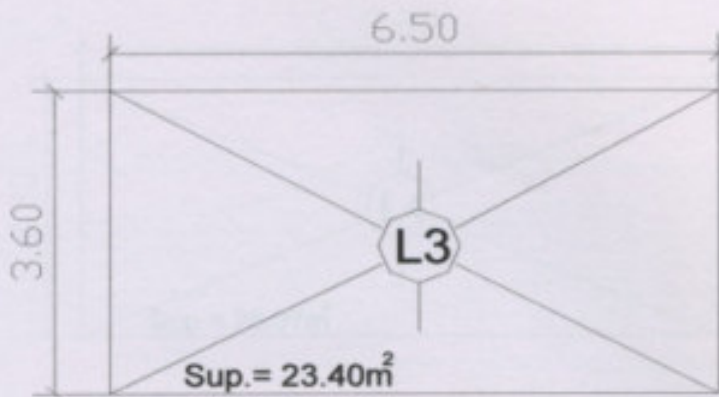
$$Q_d = 5.04 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 83.44$$

$$\% Q_I = 16.56$$

$$Q_I = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 6.04 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 3



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 3.60 + 0.10 + 0.10 = 3.80 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			$q_d = 2.57 \text{ KN/m}^2$
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q_t = 3.57 \text{ KN/m}^2$

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1\text{m} = 6.44 \text{ KNm} = 644.385 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

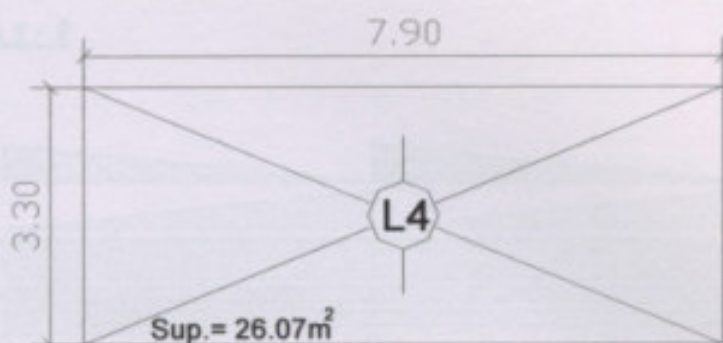
$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 4



LUZ DE CALCULO:

$L_c = \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 3.30 + 0.10 + 0.10 = 3.50 \text{ m}$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			$q_d = 2.57 \text{ KN/m}^2$
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			$q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$
			$q_t = 3.57 \text{ KN/m}^2$

Momento Flector:

$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 5.47 \text{ KNm} = 546.656 \text{ Kgm}$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m³ = 2.11 KN/m²

$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2$ % $Q_d = 82.39$

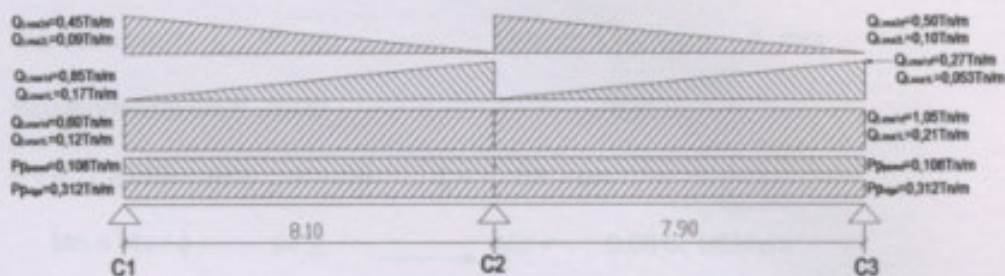
% $Q_l = 17.61$

$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$

13.8. CALCULO de COMEDOR - VIGAS -

VIGA 1 - 2



ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm²

CARGAS ACTUANTES:

$$Q_{d_{losa1}} = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{l_{losa1}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{d_{losa2}} = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{l_{losa2}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{pv} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.65 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 3.12 \text{ KN/m}$$

$$P_{pp} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.3 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 1.08 \text{ KN/m}$$

DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$$R_{A_D} = 47.4 \text{ KN}$$

$$R_{U_A} = 54.30 \text{ KN}$$

$$R_{A_L} = 6.90 \text{ KN}$$

$$R_{B_D} = 180.5 \text{ KN}$$

$$R_{U_B} = 208.20 \text{ KN}$$

$$R_{B_L} = 27.7 \text{ KN}$$

$$R_{C_D} = 53.8 \text{ KN}$$

$$R_{U_C} = 62.10 \text{ KN}$$

$$R_{C_L} = 8.3 \text{ KN}$$

$$M_{A_B_D} = 66.1 \text{ KNm}$$

$$M_{U_{AB}} = 75.80 \text{ KN/m}$$

$$M_{A_B_L} = 9.7 \text{ KNm}$$

$$M_{B_D} = 142 \text{ KNm}$$

$$M_{U_B} = 163.2 \text{ KN/m}$$

$$M_{B_L} = 21.6 \text{ KNm}$$

$$M_{B_C_D} = 73.8 \text{ KNm}$$

$$M_{U_{BC}} = 85.3 \text{ KN/m}$$

$$M_{B_C_L} = 11.5 \text{ KNm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

Tramo A-B:

Adoptamos \rightarrow $h = 0.60 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$

Diámetro barra: $\phi = 16 \text{ mm}$ Diámetro estribo $\phi = 6 \text{ mm}$

Recubrimiento $C_c = 2 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

$d = h - C_c - d_e - d_b/2 \rightarrow d = 55 \text{ cm}$

$M_n = M_u / \phi = 84.2 \rightarrow M_n = 0.0842 \text{ MNm/m}$

$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \rightarrow K_d = 0.84755 \rightarrow K_e = 24.90$

$K_c = 0.099$

$K_z = 0.956$

$C = K_c \times d \rightarrow C = 0.05445 \text{ m}$

$Z = K_z \times d \rightarrow Z = 0.52580 \text{ m}$

$\epsilon_c = 0.003$

$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \rightarrow A_s = 3.814 \text{ cm}^2$

$\epsilon_s = \epsilon_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.0273 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

Armadura Mínima:

$A_{s\text{mín}} > \frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{4 f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \rightarrow A_{s\text{mín}} = 3.67 \text{ cm}^2$

ADOPTO: 2 ϕ 16 mm

$A_s = 4.02 \text{ cm}^2 > 3.81 \text{ cm}^2$

$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 16 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow S = 116 \text{ mm}$

Apoyo B:

Adoptamos \rightarrow $h = 0.60 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$

Diámetro barra: ϕ 16 mm Diámetro estribo ϕ 6 mm

Recubrimiento $C_c = 2$ cm $\phi = 0.9$

$$d = h - C_c - d_e - d_b/2 \longrightarrow d = 55 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 181 \longrightarrow M_n = 0.1813 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 0.57762 \longrightarrow K_e = 26.48$$

$$K_c = 0.237$$

$$K_z = 0.899$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.13035 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.49445 \text{ m}$$

$$e_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 8.732 \text{ cm}^2$$

$$e_s = e_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.00966 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\text{mín}} > \frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{4f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\text{mín}} = 3.67 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 4 ϕ 16 mm (2 ϕ 16 doblados de cada tramo + 1 ϕ 10)
 +
 1 ϕ 10 mm

$$A_s = 8.83 \text{ cm}^2 > 8.73 \text{ cm}^2$$

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 28 \text{ mm}$$

Tramo B-C:

Adoptamos $\longrightarrow h = 0.60$ m $b = 0.20$ m

Diámetro barra: ϕ 16 mm Diámetro estribo ϕ 6 mm

$$\text{Recubrimiento } C_c = 2 \text{ cm} \quad \phi = 0.9$$

$$d = h - C_c - d_e - db/2 \longrightarrow d = 55 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 94.8 \longrightarrow M_n = 0.0948 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 0.79896 \longrightarrow \begin{matrix} K_e = 25.05 \\ K_c = 0.109 \\ K_z = 0.950 \end{matrix}$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.05995 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.52250 \text{ m}$$

$$e_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 4.319 \text{ cm}^2$$

$$e_s = e_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.02452 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\text{min}} > \frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{4 f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\text{min}} = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{ADOPTO: } 2 \phi 16 \text{ mm} + 1 \phi 8$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.32 \text{ cm}^2$$

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 54 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE

Tramo A-B:

(De A al centro de la Viga)

$$V_u = 54.30 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 72.4 \text{ KN} < 130.37 \text{ KN}$$

Contribución del H^o:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 82 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} 27.50 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 27 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 48.38 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria armadura de corte}$$

(Del centro de la Viga a B)

$$V_u = 208.2 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 278 \text{ KN} < 275.51$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 82 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$\text{Readopto Estribos } \phi 8 \text{ mm}$$

$$S_{\text{máx}} d / 2 \longrightarrow S_{\text{máx}} 27.5 \text{ cm} \quad A_e = 0.5$$

ADOPTO 1 ϕ 8 c/ 12 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 193.52 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria armadura de corte}$$

Tramo B-C:

(De B al centro de la Viga) $\phi = 0.75$

$$V_u = 208.2 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 278 \text{ KN} < 275.51$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 82.0 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

Readopto Estribos ϕ 8 mm

$$S_{\max} d / 2 \longrightarrow S_{\max} 27.5 \text{ cm} \quad A_e = 0.5$$

ADOPTO 1 ϕ 8 c/ 12 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 193.52 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria amadura de corte}$$

(Del centro de la Viga a C)

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 62.10 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 82.8 \text{ KN} < 130.37 \text{ KN}$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c} \times b \times d \longrightarrow V_c = 82 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\max} d / 2 \longrightarrow S_{\max} 27.50 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 27 cm

$$\text{Vestribos } \frac{A_e \times f_y \times d}{S} \longrightarrow \text{Vestribos } 48.38 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \longrightarrow \text{No e snecesaria amadura de corte}$$

$$R_{A1} = 172.8 \text{ KN}$$

$$R_{A2} = 206.2 \text{ KN}$$

$$R_{B1} = 28.36 \text{ KN}$$

$$R_{B2} = 211.5 \text{ KN}$$

$$R_{C1} = 184.4 \text{ KN}$$

$$R_{C2} = 211.5 \text{ KN}$$

$$R_{D1} = -27.7 \text{ KN}$$

$$R_{D2} = 457 \text{ KN}$$

$$M_{AB1} = -423 \text{ KNm}$$

$$M_{AB2} = 457 \text{ KNm}$$

$$M_{BC1} = 211.5 \text{ KNm}$$

$$M_{BC2} = 211.5 \text{ KNm}$$

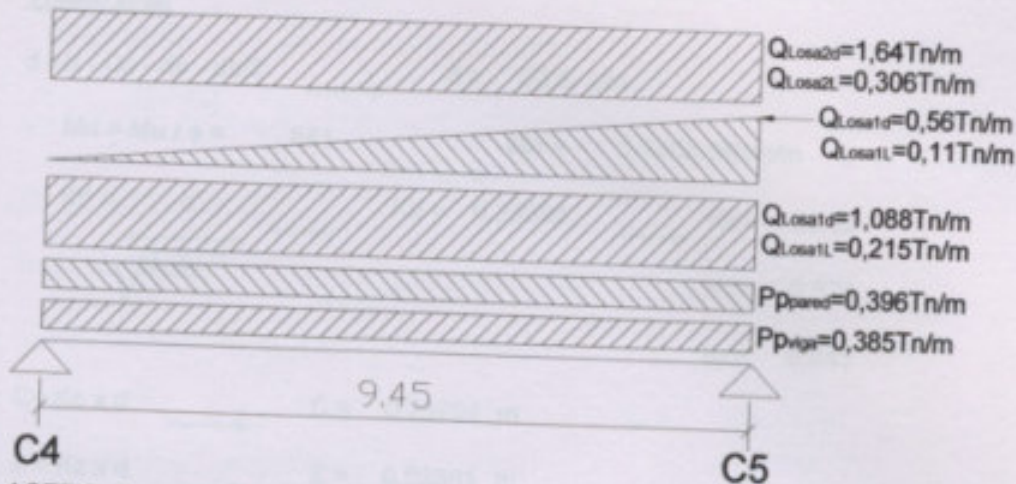
CONDICIONAMIENTO DE ASISTENCIA A PLACAS

$$\text{Asistencia } l = 0.70 \text{ m} \quad b = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Distancia entre } \phi = 25 \text{ mm} \quad \text{Cantida estribos } = 3 \text{ mm}$$

$$\text{Reinforcement } C_c = 2 \text{ cm} \quad \phi = 1.0$$

VIGA 3



ACERO: $f_y = 420 \text{ MPa}$

HORMIGON H-20 : $f'_c = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

CARGAS ACTUANTES:

$Q_{d1} = 5.04 \text{ KN/m}^2$

$Q_{l1} = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$Q_{d2} = 5.04 \text{ KN/m}^2$

$Q_{l2} = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$P_{pv} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.8 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 3.84 \text{ KN/m}$

$P_{pp} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 1.1 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 3.96 \text{ KN/m}$

DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$RA_D = 174.6 \text{ KN}$

$RA_A = 200.6 \text{ KN}$

$RA_L = 26.00 \text{ KN}$

$RB_D = 183.4 \text{ KN}$

$RB_B = 211.1 \text{ KN}$

$RB_L = 27.7 \text{ KN}$

$MAB_D = 423 \text{ KNm}$

$M_{AB} = 487 \text{ KN/m}$

$MAB_L = 63.5 \text{ KNm}$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

Adoptamos $\rightarrow h = 0.70 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$

Diámetro barra: $\phi 25 \text{ mm}$ Diámetro estribo $\phi 8 \text{ mm}$

Recubrimiento $C_c = 2 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

Tramo A-B:

$$d = h - C_c - d_e - db/2 \longrightarrow d = 63.5 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 541 \longrightarrow M_n = 0.5406 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 0.38595 \longrightarrow \begin{matrix} K_e = 28.32 \\ K_c = 0.375 \\ K_z = 0.841 \end{matrix}$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.23794 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.53361 \text{ m}$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 24.119 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.005 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\text{mín}} > \frac{f'_c \times b \times d}{4 f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\text{mín}} = 4.23 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 5 ϕ 25 mm

$$A_s = 24.5 \text{ cm}^2 > 24.12 \text{ cm}^2$$

La armadura será dispuesta en dos hileras:

3 ϕ 25 mm (Abajo)

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 25 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 35 \text{ mm}$$

2 ϕ 25 mm (Arriba)

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 25 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 94 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE

Sección A:

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 201 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \quad \longrightarrow \quad V_n = 267 \text{ KN} < 273.19 \text{ KN}$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} x b x d \quad \longrightarrow \quad V_c = 94.6 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} d / 2 \quad \longrightarrow \quad S_{\text{máx}} = 31.7 \text{ cm} \quad A_e = 0.5$$

ADOPTO 1 ϕ 8 c/ 15 cm

$$\text{Vestribos } A_e x f_y x d \quad \longrightarrow \quad \text{Vestribos } = 178.60 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \quad \longrightarrow \quad \text{No e snecesaria armadura de corte}$$

Sección B:

$$V_u = 211 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \quad \longrightarrow \quad V_n = 281 \text{ KN} < 285.95 \text{ KN}$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} x b x d \quad \longrightarrow \quad V_c = 94.6 \text{ KN}$$

Cuantía mínima de estribos:

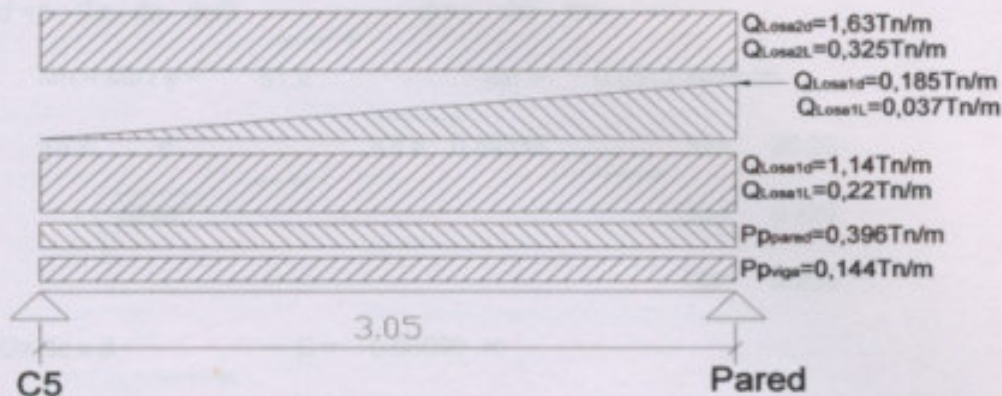
$$S_{\text{máx}} d / 2 \quad \longrightarrow \quad S_{\text{máx}} = 31.7 \text{ cm} \quad A_e = 0.5$$

ADOPTO 1 ϕ 8 c/ 14 cm

$$\text{Vestribos} = A_e x f_y x d \quad \longrightarrow \quad \text{Vestribos} = 191.36 \text{ KN}$$

$$V_c + V_e > V_n \quad \longrightarrow \quad \text{No e snecesaria armadura de corte}$$

VIGA 4



ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f'_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm²

CARGAS ACTUANTES:

$$Q_{d_{losa1}} = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{l_{losa1}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{d_{losa2}} = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{l_{losa2}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{pv} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.3 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 1.44 \text{ KN/m}$$

$$P_{pp} = 18 \text{ KN/m}^3 \times 1.1 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 3.96 \text{ KN/m}$$

DATOS OBTENIDOS DE P-PLAN

$$R_{A_D} = 51.4 \text{ KN}$$

$$R_{U_A} = 59.9 \text{ KN}$$

$$R_{A_L} = 8.50 \text{ KN}$$

$$R_{B_D} = 52.3 \text{ KN}$$

$$R_{U_B} = 61 \text{ KN}$$

$$R_{B_L} = 8.7 \text{ KN}$$

$$M_{A_D} = 39.5 \text{ KNm}$$

$$M_{U_{AB}} = 46.1 \text{ KN/m}$$

$$M_{A_L} = 6.55 \text{ KNm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A FLEXION:

Adoptamos $h = 0.35 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$

Diámetro barra: $\phi = 16 \text{ mm}$ Diámetro estribo $\phi = 6 \text{ mm}$

Recubrimiento $C_c = 2 \text{ cm}$ $\phi = 0.9$

Tramo A-B:

$$d = h - C_c - d_e - db/2 \longrightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 51.2 \longrightarrow M_n = 0.0512 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}} \longrightarrow K_d = 0.59312 \longrightarrow K_e = 26.26$$

$$K_c = 0.220$$

$$K_z = 0.906$$

$$C = K_c \times d \longrightarrow C = 0.06600 \text{ m}$$

$$Z = K_z \times d \longrightarrow Z = 0.27180 \text{ m}$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

$$A_s = M_n / (Z \times f_y) \times 1000 \longrightarrow A_s = 4.482 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times (1 - K_c) / K_c = 0.01064 > 0.005 \longrightarrow \phi = 0.9$$

Armadura Mínima:

$$A_{s\text{mín}} > \frac{f'_c \times b \times d}{4 f_y} > \frac{1.40 \times b \times d}{f_y} \longrightarrow A_{s\text{mín}} = 2.00 \text{ cm}^2$$

ADOPTO: 2 ϕ 16 mm + 1 ϕ 8 mm

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.48 \text{ cm}^2$$

La armadura será dispuesta en nua hilera:

$$2 \phi 16 \text{ mm} + 1 \phi 8 \text{ mm}$$

$$S > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow S = 54 \text{ mm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA AL CORTE

Sección A:

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 59.9 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \longrightarrow V_n = 79.9 \text{ KN} < 92.22 \text{ KN}$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \longrightarrow \quad V_c = 44.7 \text{ KN}$$

Cuántía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} \leq d/2 \quad \longrightarrow \quad S_{\text{máx}} = 15.00 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 15 cm

$$\text{Vestribos } A_e \times f_y \times d \quad \longrightarrow \quad \text{Vestribos } 47.50 \text{ KN}$$

$V_c + V_e > V_n$ \longrightarrow No e snecesaria armadura de corte

Sección B:

$$V_u = 61 \text{ KN}$$

$$V_n > V_u / \phi \quad \longrightarrow \quad V_n = 81.3 \text{ KN} < 92.22$$

Contribución del H°:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \longrightarrow \quad V_c = 44.7 \text{ KN}$$

Cuántía mínima de estribos:

$$S_{\text{máx}} \leq d/2 \quad \longrightarrow \quad S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm} \quad A_e = 0.28$$

ADOPTO 1 ϕ 6 c/ 15 cm

$$\text{Vestribos } A_e \times f_y \times d \quad \longrightarrow \quad \text{Vestribos } 47.50 \text{ KN}$$

$V_c + V_e > V_n$ \longrightarrow No e snecesaria armadura de corte

13.9. CALCULO de COMEDOR - COLUMNAS -

COLUMNA 1:

ADOPTAMOS:

COLUMNA

VIGA

SECCION : 20 X 20 cm

SECCION : 20 X 60 cm

ALTURA PISO : 3.20 m

LONGITUD: 8.10 m

ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f'_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm²

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\Sigma EI / L_c) / (\Sigma EI / L_v) = 0.046$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.046 \longrightarrow \text{Nomograma} \longrightarrow K = 0.520$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \longrightarrow K = 0.7$$

Adopto: $K = 0.7$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 5.77 \text{ cm}$$

$$L_u = 3.20 - 0.60 \longrightarrow L_u = 2.60 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \longrightarrow \lambda = 31.7$$

EFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{\text{lim}} = 34 - 12 \times (M1/M2) \longrightarrow \lambda_{\text{lim}} = 34.000$$

$$\lambda = 31.7 < 34.000 < 40 \text{ No es necesario considerar efectos de esbeltez}$$

CARGAS:

VIGA 1: RAD = 47.40 KN RAL = 6.90 KN

Pp Columna:

$$24 \times 20 \times 20 \times 3.20 \longrightarrow \frac{3.072 \text{ KN}}{50.472} \quad \text{PL} = 6.90 \text{ KN}$$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 71.606 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 Pw = 64 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 PD + 1,6 Pw = 45,4 \text{ KN}$$

$$Pu = 71.606 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 71.6064 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn \geq Pu / \phi \longrightarrow Pn = 110.164 \text{ KN} \quad \rho g = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0,80(0,85 Fc (1 - \rho g) + Fy \rho g)} \longrightarrow AG = 65.480 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 20 cm x 20 cm

$$\text{VERIFICACION: } A = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2 > 65.48 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

Longitudinal: $Ast = \rho g \times AG = 0.01 \times 65.480 \quad Ast = 0.65 \text{ cm}^2$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi e = 6 \text{ mm}$

Estribos:

$$S < \begin{cases} 16 db = 19.2 \text{ cm} \\ 48 db e = 28.8 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2$$

COLUMNA 2:

ADOPTAMOS:

COLUMNA

VIGA

SECCION : 20 X 20 cm

SECCION : 20 X 60 cm

ALTURA PISO : 3.20 m

LONGITUD: 8.10 m

ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f'_c : 20$ MPa = 200 Kg/cm²

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.046$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.046 \rightarrow \text{Nomograma} \rightarrow K = 0.520$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \rightarrow K = 0.7$$

Adopto: $K = 0.7$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 5.77 \text{ cm}$$

$$L_u = 3.20 - 0.60 \rightarrow L_u = 2.60 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \rightarrow \lambda = 31.7$$

EFFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{\text{lim}} = 34 - 12 \times (M1/M2) \rightarrow \lambda_{\text{lim}} = 34.000$$

$$\lambda = 31.7 < 34.000 < 40 \text{ No es necesario considerar efectos de esbeltez}$$

CARGAS:

VIGA 1 y 2: RBD = 180.50 KN RBL = 27.70 KN

Pp Columna:

$$24 \times 20 \times 20 \times 3.20 \rightarrow 3.072 \text{ KN}$$

$$PD = \underline{\underline{183.572}} \quad PL = \underline{\underline{27.70 \text{ KN}}}$$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 264.606 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 Pw = 234 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 PD + 1,6 Pw = 165 \text{ KN}$$

$$Pu = 264.606 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 264.606 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn > Pu / \phi \longrightarrow Pn = 407.087 \text{ KN} \quad pg = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0,60(0,85 f_c (1 - pg) + F_y pg)} \longrightarrow AG = 241.968 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 20 cm x 20 cm

$$\text{VERIFICACION: } A = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2 > 241.97 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Longitudinal: } Ast = pg \times AG = 0.01 \times 241.968 \quad Ast = 2.42 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi e = 6 \text{ mm}$

$$\text{Estribos: } \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ db} = 19.2 \text{ cm} \\ 48 \text{ db} = 28.8 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 2.42 \text{ cm}^2$$

COLUMNA 3:

ADOPTAMOS:

<u>COLUMNA</u>	<u>VIGA</u>
SECCION : 20 X 20 cm	SECCION : 20 X 60 cm
ALTURA PISO : 3.20 m	LONGITUD: 7.90 m
ACERO: $f_y = 420$ MPa	
HORMIGON H-20 : $f'_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm ²	

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.045$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.045 \xrightarrow{\text{Nomograma}} K = 0.520$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \xrightarrow{\quad} K = 0.7$$

Adopto: $K = 0.7$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 5.77 \text{ cm}$$

$$L_u = 3.20 - 0.60 \xrightarrow{\quad} L_u = 2.60 \text{ m}$$

$$\lambda = K \times L_u \xrightarrow{\quad} \lambda = 31.7$$

EFFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{\text{lím}} = 34 - 12 \times (M1/M2) \xrightarrow{\quad} \lambda_{\text{lím}} = 34.000$$

$$\lambda = 31.7 < 34.000 < 40 \text{ No es necesario considerar efectos de esbeltez}$$

CARGAS:

VIGA 2: RCD = 53.80 KN RCL = 8.30 KN

Pp Columna:
 $24 \times 20 \times 20 \times 3.20 \xrightarrow{\quad} 3.072 \text{ KN}$
 $PD = 56.872 \text{ KN} \quad PL = 8.30 \text{ KN}$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 81.526 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 Pw = 72.4 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 PD + 1,6 Pw = 51.2 \text{ KN}$$

$$Pu = 81.526 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 81.5264 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn > Pu / \phi \quad \longrightarrow \quad Pn = 125.425 \text{ KN} \quad pg = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0,80(0,85 f_c (1 - pg) + F_y pg)} \quad \longrightarrow \quad AG = 74.551 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 20 cm x 20 cm

$$\text{VERIFICACION: } A = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2 > 74.55 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Longitudinal: } Ast = pg \times AG = 0.01 \times 74.551 \quad Ast = 0.75 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi e = 6 \text{ mm}$

Estribos:

$$S < \begin{cases} 16 db = 19.2 \text{ cm} \\ 48 db e = 28.8 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 0.75 \text{ cm}^2$$

COLUMNA 4:

ADOPTAMOS:

<u>COLUMNA</u>	<u>VIGA</u>
SECCION : 20 X 20 cm	SECCION : 20 X 70 cm
ALTURA PISO : 3.20 m	LONGITUD: 9.45 m
ACERO: $f_y = 420$ MPa	
HORMIGON H-20 : $f'_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm ²	

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.034$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.034 \xrightarrow{\text{Nomograma}} K = 0.51$$

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \xrightarrow{\quad} K = 0.7$$

Adopto: $K = 0.7$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 5.77 \text{ cm}$$

$$L_u = 3.20 - 0.70 \xrightarrow{\quad} L_u = 2.50 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \xrightarrow{\quad} \lambda = 30.5$$

EFFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \times (M1/M2) \xrightarrow{\quad} \lambda_{lim} = 34.000$$

$$\lambda = 30.5 < 34.000 < 40 \text{ No es necesario considerar efectos de esbeltez}$$

CARGAS:

VIGA 3: RAD = 174.6 KN RAL = 26.00 KN

Pp Columna:

$$24 \times 20 \times 20 \times 3.20 \xrightarrow{\quad} 3.072 \text{ KN}$$

$$PD \xrightarrow{\quad} \underline{177.672} \quad PL = \underline{26.00 \text{ KN}}$$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 PD + 1,6 PL = 254.806 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 PD + 0,5 PL + 1,6 Pw = 226 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 PD + 1,6 Pw = 160 \text{ KN}$$

$$Pu = 254.806 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 254.806 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn > Pu / \phi \quad Pn = 392.010 \text{ KN} \quad \rho_g = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0,80(0,85 f_c (1 - \rho_g) + F_y \rho_g)} \quad AG = 233.006 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 20 X 20 cm.

$$\text{VERIFICACION: } A = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2 > 233.01 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Longitudinal: } Ast = \rho_g \times AG = 0.01 \times 233.006 \quad Ast = 2.33 \text{ cm}^2$$

Adopto 4 ϕ 12 mm

Adopto $\phi_e = 6 \text{ mm}$

Estribos:

$$S_c \begin{cases} 16 \text{ db} = 19.2 \text{ cm} \\ 48 \text{ dbe} = 28.8 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Adopto 1 ϕ 6 C/ 19 cm

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 2.33 \text{ cm}^2$$

COLUMNA 5:

ADOPTAMOS:

COLUMNA

VIGA

SECCION : 25 X 25 cm

SECCION : 20 X 35 cm

ALTURA PISO : 3.20 m

LONGITUD: 3.05 m

ACERO: $f_y = 420$ MPa

HORMIGON H-20 : $f_c = 20$ MPa = 200 Kg/cm²

ANALISIS DE ESBELTEZ:

$$\Psi = (\sum EI / L_c) / (\sum EI / L_v) = 0.213$$

$$\Psi_A = \Psi_B = 0.213 \quad \text{Nomograma} \quad K = 0.58$$

Nomograma: Tablas para el diseño de elementos estructurales de hormigón. CIRSOC 201, Pág. 116.

$$\text{Fórmula Aproximada: } K = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \quad \longrightarrow \quad K = 0.72$$

Adopto: $K = 0.72$

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$L_u = 3.20 - 0.35 \quad \longrightarrow \quad L_u = 2.85 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K \times L_u}{r} \quad \longrightarrow \quad \lambda = 28.5$$

EFFECTO DE ESBELTEZ:

$$\lambda_{\text{lim}} = 34 - 12 \times (M1/M2) \quad \lambda_{\text{lim}} = 34.000$$

$$\lambda = 28.5 < 34.000 < 40 \quad \longrightarrow \quad \text{No es necesario considerar efectos de esbeltez}$$

CARGAS:

VIGA 3: RBD = 183.4 KN RBL = 27.70 KN

VIGA 4: RAD = 51.4 KN RAL = 8.50 KN

Pp Columna:

$$24 \times 25 \times 25 \times 3.20 \quad \begin{matrix} 4.8 \\ \text{KN} \end{matrix} \quad \text{PD} \rightarrow \underline{239.6} \quad \text{PL} = \underline{36.20 \text{ KN}}$$

Cobinación de Cargas Mayoradas:

$$U1 = 1,2 \text{ PD} + 1,6 \text{ PL} = 345.440 \text{ KN}$$

$$U2 = 1,2 \text{ PD} + 0,5 \text{ PL} + 1,6 \text{ Pw} = 306 \text{ KN}$$

$$U3 = 0,9 \text{ PD} + 1,6 \text{ Pw} = 216 \text{ KN}$$

$$Pu = 345.440 \times 1 \text{ Pisos} \quad Pu = 345.44 \text{ KN} \quad \phi = 0.65$$

$$Pn > Pu / \phi \quad Pn = 531.446 \text{ KN} \quad \rho g = 0.01$$

$$AG = \frac{Pn}{0,80(0,85 f_c (1 - \rho g) + F_y \rho g)} \rightarrow AG = 315.886 \text{ cm}^2$$

ADOPTO UNA COLUMNA DE 25 X 25 cm.

$$\text{VERIFICACION: } A = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 625 \text{ cm}^2 > 315.89 \text{ cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Longitudinal: } Ast = \rho g \times AG = 0.01 \times 315.886 \quad Ast = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 4 \phi \quad 12 \text{ mm}$$

$$\text{Adopto } \phi e = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Estribos: } \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ db} = 19.2 \text{ cm} \\ 48 \text{ db} = 28.8 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

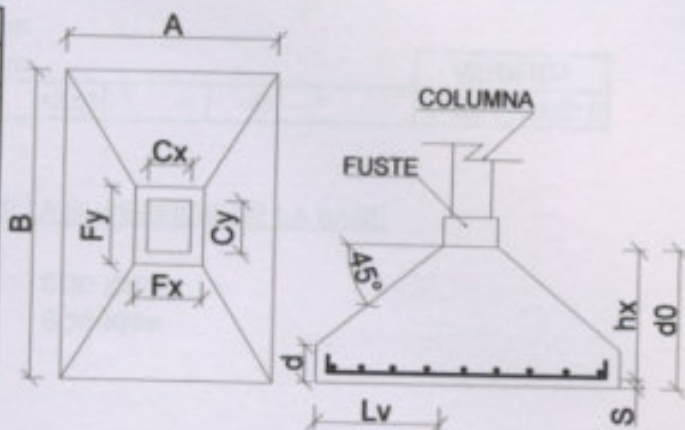
$$\text{Adopto } 1 \phi \quad 6 \text{ C/ } 19 \text{ cm}$$

$$Ast = 4.524 \text{ cm}^2 > 3.16 \text{ cm}^2$$

13.10. CALCULO de COMEDOR - BASES -

BASE COMEDOR - 01

No =	71.61	KN
$\sigma_t =$	70	KN/cm ²
Cx =	0.20	m
Cy =	0.20	m
F _x =	0.25	m
F _y =	0.25	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 85.93 \text{ KN}$
 $\Omega = N / \sigma_t = 1.23 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 1.11 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 1.11 \text{ m}$

ADOPTO

A =	1.15	m			VERIFICA
B =	1.15	m			
P = N/A x B =	64.97	KN/m ²	<	70.00	KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.23 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.23 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.45 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.45 \text{ m}$
 $L_v = 0.45 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.23 \text{ m}$

ADOPTO

$d_o =$	0.30	m			
$h_x = d_o - s =$	0.25	m			
$h < 1.5 L_v =$	0.68	m			VERIFICA
$\alpha = \text{inv tg} (d_o - d / L_v) =$	12.53	°	<	45	°
					BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 6.30 \text{ KNm}$
 $M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 6.30 \text{ KNm}$

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.023$

$W_m = 0.04$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 1.04 \text{ cm}^2$

ADOPTC	7	Ø	8	3.52 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	3.06 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \emptyset_x = 0.24 \text{ m}$

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.025$

$W_m = 0.044$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 1.11 \text{ cm}^2$

ADOPTC	7	Ø	8	3.52 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	3.06 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.25 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x / F_y = \frac{1.00}{< 1.50} \quad \text{VERIFICA}$

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 0.28 \text{ m}$

$dr = C + h_m = \frac{0.53 \text{ m}}{< 1.15} \quad \text{VERIFICA}$

$dk = C + 2 h_m = \frac{0.77 \text{ m}}{< 1.15} \quad \text{VERIFICA}$

$U = \pi \times dr = 1.66 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times dk^2 / 4) = 55.32 \text{ KN}$

$h'_x = (A - dr) \times (do - d) + d - s = 0.22 \text{ m}$

$(A - F_x)$

$h'_y = (B - dr) \times (do - d) + d - s = 0.22 \text{ m}$

$(B - F_y)$

$h^*m = (h'_x + h'_y) / 2 = 0.22 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r / U \times h^*m = 152.09 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_sx \times dr / h^*m \times dr = 0.14 \%$

$\mu_y = A_sy \times dr / h^*m \times dr = 0.14 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y) / 2 = \frac{0.14 \%}{< 1.50 \%} \quad \text{VERIFICA}$

$\delta_1 = 1.3 \times \alpha_e \times \sqrt{\mu} = 0.63$

$\zeta_{o11} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o11} = \frac{315.80 \text{ KN/m}^2}{> 152.09 \text{ KN/m}^2} \quad \text{VERIFICA}$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times \alpha_e \times \sqrt{\mu} = 0.22$

$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} = \frac{393.54 \text{ KN/m}^2}{> 152.09 \text{ KN/m}^2} \quad \text{VERIFICA}$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

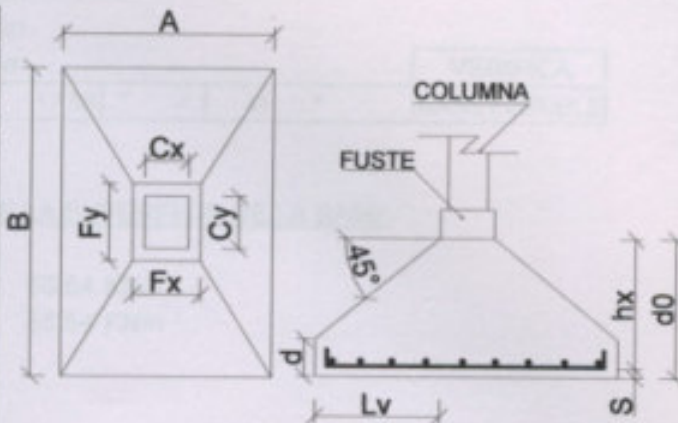
A =	1.13m	VERIFICA
B =	1.15m	VERIFICA
h _m =	0.25m	VERIFICA

DETALLAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

- $h_{x1} = A - F_x / 2 = 0.22 \text{ m}$
- $h_{y1} = B - F_y / 2 = 0.22 \text{ m}$
- $h_{x2} = A - F_x / 2 = 0.22 \text{ m}$
- $h_{y2} = B - F_y / 2 = 0.22 \text{ m}$
- $h_m = 0.25 \text{ m}$
- $h = 0.48 \text{ m}$

BASE COMEDOR - 02

No =	264.61	KN
$\sigma_t =$	70	KN/cm ²
Cx =	0.20	m
Cy =	0.20	m
Fx =	0.25	m
Fy =	0.25	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 317.53 \text{ KN}$
 $\Omega = N / \sigma_t = 4.54 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 2.13 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 2.13 \text{ m}$

ADOPTO

A =	2.15	m		VERIFICA
B =	2.15	m		
P = N/A x B =	68.69	KN/m ²	<	70.00 KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.48 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.48 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.95 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.95 \text{ m}$
 $L_v = 0.95 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.48 \text{ m}$

ADOPTO

$d_o = 0.50$ m

$h_x = d_o - s = 0.45$ m

$h < 1.5 L_v = 1.43$ m

$\alpha = \text{inv tg } (d_o - d / L_v) =$

17.53	°	<	45	°	VERIFICA
					BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 55.54$ KNm

$M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 55.54$ KNm

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.063$

$W_m = 0.118$ S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 5.53$ cm²

ADOPTC	16	Ø	10	12.57 cm ²	
CADA	14	cm		0.79 cm ²	5.84 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \emptyset_x = 0.44$ m

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.066$

$W_m = 0.122$ S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 5.59$ cm²

ADOPTC	16	Ø	10	12.57 cm ²	
CADA	14	cm		0.79 cm ²	5.84 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.45 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x/F_y =$	1.00	<	1.50	VERIFICA
-------------	------	---	------	----------

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 0.28 \text{ m}$

$dr = C + h_m =$	0.73 m	<	2.15	VERIFICA
------------------	--------	---	------	----------

$dk = C + 2 h_m =$	1.17 m	<	2.15	VERIFICA
--------------------	--------	---	------	----------

$U = \pi \times dr = 2.29 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times dk^2/4) = 243.36 \text{ KN}$

$h'_x = (A - dr) \times (do - d) + d) - s = 0.37 \text{ m}$

(A - Fx)

$h'_y = (B - dr) \times (do - d) + d) - s = 0.37 \text{ m}$

(B - Fy)

$h'm = (h'_x + h'_y)/2 = 0.37 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r/U \times h'm = 284.24 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_sx \times dr/h'm \times dr = 0.16 \%$

$\mu_y = A_sy \times dr/h'm \times dr = 0.16 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 =$	0.16 %	<	1.50 %	VERIFICA
-----------------------------	--------	---	--------	----------

$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.67$

$\zeta_{o1} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o1} =$	333.78 KN/m ²	>	284.24 KN/m ²	VERIFICA
--------------------------------	--------------------------	---	--------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.23$

$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} =$	415.94 KN/m ²	>	284.24 KN/m ²	VERIFICA
--------------------------------	--------------------------	---	--------------------------	----------

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$A_x =$	1.20 m ²	>	1.20 m ²	VERIFICA
---------	---------------------	---	---------------------	----------

$A_y =$	1.20 m ²	>	1.20 m ²	VERIFICA
---------	---------------------	---	---------------------	----------

$P_{max} \times h =$	27.34 KN/m ²	<	28.00 KN/m ²	VERIFICA
----------------------	-------------------------	---	-------------------------	----------

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BARRA

$l_{ox} = A - F_x = 0.24 \text{ m}$

$l_{oy} = B - F_y = 0.24 \text{ m}$

$l_{ox} = A - F_x = 0.24 \text{ m}$

$l_{oy} = B - F_y = 0.24 \text{ m}$

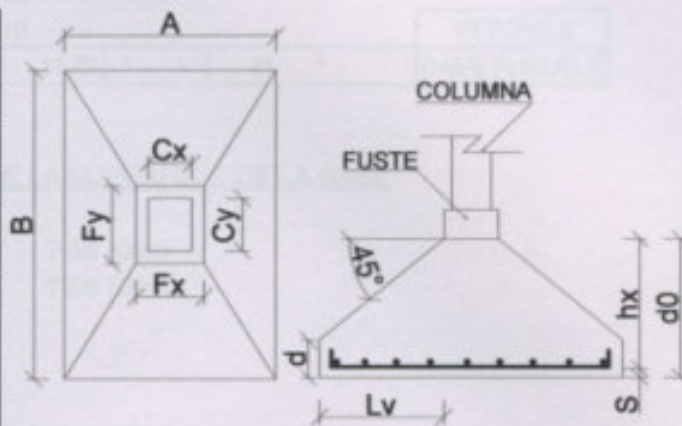
$l_{ox} = 0.40 \text{ m}$

$l_{oy} = 0.40 \text{ m}$

$l_{ox} = 0.28 \text{ m}$

BASE COMEDOR - 03

No =	81.53	KN
$\sigma_t =$	70	KN/m ²
Cx =	0.20	m
Cy =	0.20	m
F _x =	0.25	m
F _y =	0.25	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 97.83 \text{ KN}$
 $\Omega = N / \sigma_t = 1.40 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 1.18 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 1.18 \text{ m}$

ADOPTO

A =	1.20	m		VERIFICA
B =	1.20	m		
P = N/A x B =	67.94	KN/m ²	<	70.00 KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.24 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.24 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.48 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.48 \text{ m}$
 $L_v = 0.48 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.24 \text{ m}$

ADOPTO

do = 0.30 m

hx = do - s = 0.25 m

h < 1.5 Lv = 0.71 m

$\alpha = \text{inv tg} (do - d / Lv) = 11.89^\circ < 45^\circ$ VERIFICA
BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 7.66 \text{ KNm}$

$M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 7.66 \text{ KNm}$

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.028$

Wm = 0.052 S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 1.35 \text{ cm}^2$

ADOPTC	7	Ø	8	3.52 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	2.93 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

hy = hx - Øx = 0.24 m

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.030$

Wm = 0.052 S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 1.31 \text{ cm}^2$

ADOPTC	7	Ø	8	3.52 cm ²	
CADA	19	cm		0.50 cm ²	2.93 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.25 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x / F_y = \begin{matrix} 1.00 & < & 1.50 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 0.28 \text{ m}$

$d_r = C + h_m = \begin{matrix} 0.53 \text{ m} & < & 1.20 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$d_k = C + 2 h_m = \begin{matrix} 0.77 \text{ m} & < & 1.20 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$U = \pi \times d_r = 1.66 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times d_k^2 / 4) = 65.82 \text{ KN}$

$h'_x = (A - d_r) \times (d_o - d) + d = 0.22 \text{ m}$

(A - F_x)

$h'_y = (B - d_r) \times (d_o - d) + d = 0.22 \text{ m}$

(B - F_y)

$h^*m = (h'_x + h'_y) / 2 = 0.22 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r / U \times h^*m = 179.65 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_{sx} \times d_r / h^*m \times d_r = 0.13 \%$

$\mu_y = A_{sy} \times d_r / h^*m \times d_r = 0.13 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y) / 2 = \begin{matrix} 0.13 \% & < & 1.50 \% \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.62$

$\zeta_{o1} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o1} = \begin{matrix} 308.01 \text{ KN/m}^2 & > & 179.65 \text{ KN/m}^2 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.21$

$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} = \begin{matrix} 383.83 \text{ KN/m}^2 & > & 179.65 \text{ KN/m}^2 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$A_x = \begin{matrix} 2.13 \text{ m} & > & 1.50 \text{ m} \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$A_y = \begin{matrix} 2.13 \text{ m} & > & 1.50 \text{ m} \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

$P_{max} = \begin{matrix} 20.34 \text{ KN/m}^2 & < & 25.00 \text{ KN/m}^2 \end{matrix} \quad \text{VERIFICA}$

DISEÑO DEL REINFORZAMIENTO DE LA PLATA DE LA BUNDA

$h_x = A - F_x / 2 = 0.40 \text{ m}$

$h_y = B - F_y / 2 = 0.40 \text{ m}$

$L_{x1} = A - F_x / 2 = 0.40 \text{ m}$

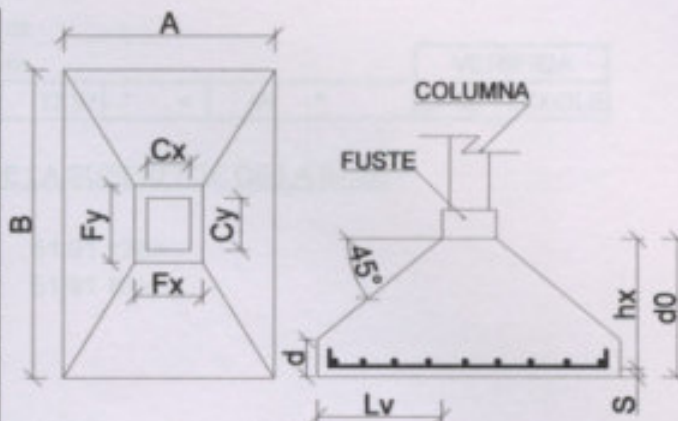
$L_{x2} = B - F_y / 2 = 0.40 \text{ m}$

$L_y = 0.40 \text{ m}$

$d_2 = 0.40 \text{ m}$

BASE COMEDOR - 04

No =	254.81	KN
σ_t =	70	KN/m ²
Cx =	0.20	m
Cy =	0.20	m
F _x =	0.25	m
F _y =	0.25	m
β_r =	1.75	KN/cm ²
β_s =	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 305.77 \text{ KN}$
 $Q = N / \sigma_t = 4.37 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{Q / \alpha} = 2.09 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 2.09 \text{ m}$

ADOPTO

A =	2.10	m			VERIFICA
B =	2.10	m			
$P = N/A \times B =$	69.34	KN/m ²	<	70.00	KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.46 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.46 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 0.93 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 0.93 \text{ m}$
 $L_v = 0.93 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.46 \text{ m}$

ADOPTO

$d_o = 0.50$ m

$h_x = d_o - s = 0.45$ m

$h < 1.5 L_v = 1.39$ m

$\alpha = \text{inv tg } (d_o - d / L_v) =$	17.97	°	<	45	°	VERIFICA
						BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 51.91$ KNm

$M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 51.91$ KNm

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.059$

$W_m = 0.11$ S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 5.16$ cm²

ADOPTC	14	Ø	10	11.00	cm ²
CADA	16	cm		0.79	cm ²
					5.24
cm ² /m					

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \varnothing_x = 0.44$ m

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.061$

$W_m = 0.114$ S/TABLA Nº 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 5.23$ cm²

ADOPTC	14	Ø	10	11.00	cm ²
CADA	16	cm		0.79	cm ²
					5.24
cm ² /m					

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.45 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x/F_y =$

1.00	<	1.50
------	---	------

VERIFICA

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 0.28 \text{ m}$

$d_r = C + h_m =$

0.73 m	<	2.10
--------	---	------

VERIFICA

$d_k = C + 2 h_m =$

1.17 m	<	2.10
--------	---	------

VERIFICA

$U = \pi \times d_r = 2.29 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\pi \times d_k^2 / 4) = 230.90 \text{ KN}$

$h'_x = (A - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.37 \text{ m}$

(A - F_x)

$h'_y = (B - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.37 \text{ m}$

(B - F_y)

$h'_m = (h'_x + h'_y) / 2 = 0.37 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r / U \times h'_m = 271.17 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_s x \times d_r / h'_m \times d_r = 0.14 \%$

$\mu_y = A_s y \times d_r / h'_m \times d_r = 0.14 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y) / 2 =$

0.14 %	<	1.50 %
--------	---	--------

VERIFICA

$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.63$

$\zeta_{o11} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o11} =$

316.78 KN/m ²	>	271.17 KN/m ²
--------------------------	---	--------------------------

VERIFICA

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.22$

$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} =$

394.75 KN/m ²	>	271.17 KN/m ²
--------------------------	---	--------------------------

VERIFICA

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\mu =$

0.14 %	<	1.50 %
--------	---	--------

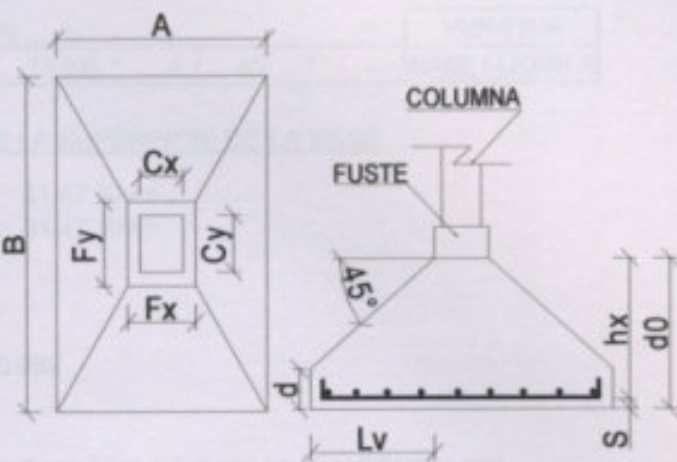
VERIFICA

DESARROLLO DE LA ALTIMETRIA DE LA MASE

- $d_o = 2.10 \text{ m}$
- $d = 0.37 \text{ m}$
- $L_{o1} = 1.05 \text{ m}$
- $L_{o2} = 1.05 \text{ m}$
- $L_{o3} = 1.05 \text{ m}$
- $L_{o4} = 1.05 \text{ m}$
- $L_{o5} = 1.05 \text{ m}$

BASE COMEDOR - 05

No =	345.44	KN
$\sigma_t =$	70	KN/m ²
Cx =	0.25	m
Cy =	0.25	m
Fx =	0.30	m
Fy =	0.30	m
$\beta_r =$	1.75	KN/cm ²
$\beta_s =$	42	KN/cm ²
d =	0.20	m
ae =	1.30	
N.F. =	1.00	m
s =	0.05	m
r =	0.02	m



DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$N = 1,20 \text{ No} = 414.53 \text{ KN}$
 $\Omega = N / \sigma_t = 5.92 \text{ m}^2$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$\alpha = F_y / F_x = 1.00$
 $A = \sqrt{\Omega / \alpha} = 2.43 \text{ m}$
 $B = \alpha \times A = 2.43 \text{ m}$

ADOPTO

A =	2.45	m		VERIFICA
B =	2.45	m		
$P = N/A \times B =$	69.06	KN/m ²	<	70.00 KN/m ² VERIFICA

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA BASE

$d_{ox} > A - F_x / 4 = 0.54 \text{ m}$
 $d_{oy} > B - F_y / 4 = 0.54 \text{ m}$
 $L_{vx} = A - F_x / 2 = 1.08 \text{ m}$
 $L_{vy} = B - F_y / 2 = 1.08 \text{ m}$
 $L_v = 1.08 \text{ m}$
 $d_o > L_v / 2 = 0.54 \text{ m}$

ADOPTO

$d_o = 0.55 \text{ m}$

$h_x = d_o - s = 0.50 \text{ m}$

$h < 1.5 L_v = 1.61 \text{ m}$

$\alpha = \text{inv tg} (d_o - d / L_v) =$	18.03	°	<	45	°	VERIFICA
						BASE FLEXIBLE

DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE LA BASE

$M_x = N_o/A \times (A - F_x)^2/8 = 81.47 \text{ KNm}$

$M_y = N_o/B \times (B - F_y)^2/8 = 81.47 \text{ KNm}$

ARMADURA SEGÚN X

$m_s = \frac{M_x}{F_y \times h_x^2 \times \beta_r} = 0.062$

$W_m = 0.118$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_y \times h_x}{\beta_s/\beta_r} = 7.38 \text{ cm}^2$

ADOPTC	16	Ø	12	18.10 cm ²	
CADA	16	cm		1.13 cm ²	7.39 cm ² /m

VERIFICA

ARMADURA SEGÚN Y

$h_y = h_x - \emptyset_x = 0.49 \text{ m}$

$m_s = \frac{M_y}{F_x \times h_y^2 \times \beta_r} = 0.065$

$W_m = 0.122$ S/TABLA N° 1:3 PAG. 30 CUADERNO 220

$A_s = \frac{W_m \times F_x \times h_y}{\beta_s/\beta_r} = 7.44 \text{ cm}^2$

ADOPTC	17	Ø	12	19.23 cm ²	
CADA	15	cm		1.13 cm ²	7.85 cm ² /m

VERIFICA

VERIFICACION AL PUNZONADO

$h_m = h_x + h_y / 2 = 0.49 \text{ m}$

RELACION DE LADOS DEL TRONCO

$F_x/F_y = \frac{1.00}{1.50} < 1.50$ VERIFICA

$C = 1.13 \sqrt{F_x \times F_y} = 0.34 \text{ m}$

$d_r = C + h_m = 0.83 \text{ m} < 2.45$ VERIFICA

$d_k = C + 2 h_m = 1.33 \text{ m} < 2.45$ VERIFICA

$U = \int \int x \, dr = 2.62 \text{ m}$

$Q_r = N - P (\int \int x \, dk^2/4) = 319.02 \text{ KN}$

$h'_x = (A - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.41 \text{ m}$

$(A - F_x)$

$h'_y = (B - d_r) \times (d_o - d) + d - s = 0.41 \text{ m}$

$(B - F_y)$

$h'_m = (h'_x + h'_y)/2 = 0.41 \text{ m}$

$\zeta_r = Q_r/U \times h'_m = 295.00 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = A_s x \, dr/h'_m \times dr = 0.18 \%$

$\mu_y = A_s y \, dr/h'_m \times dr = 0.19 \%$

$\mu = (\mu_x + \mu_y)/2 = 0.18 \%$ < 1.50 % VERIFICA

$\delta_1 = 1.3 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.73$

$\zeta_{o11} = 5 \text{ Kg/cm}^2$

$\delta_1 \times \zeta_{o11} = 362.78 \text{ KN/m}^2 > 295.00 \text{ KN/m}^2$ VERIFICA

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

$\delta_2 = 0.45 \times a_e \times \sqrt{\mu} = 0.25$

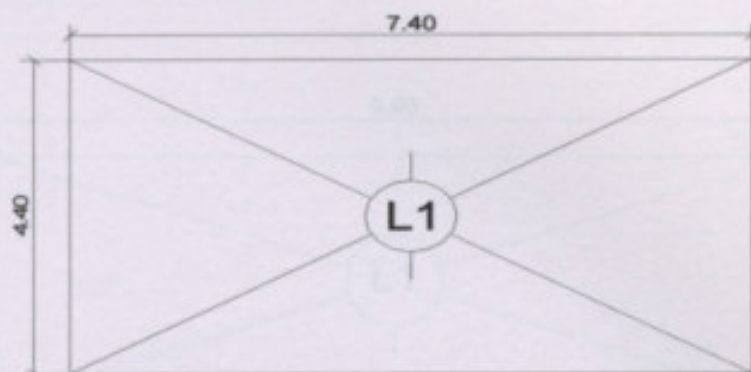
$\zeta_{o2} = 18 \text{ KG/cm}^2$

$\delta_2 \times \zeta_{o2} = 452.08 \text{ KN/m}^2 > 295.00 \text{ KN/m}^2$ VERIFICA

NO SE NECESITA ARMADURA DE CORTE

13.11. CALCULO de OFICINA GRANEL - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{losa} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 4,40 + 0,10 + 0,10 = 4,60 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 9.44 \text{ KNm} = 944.265 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE B2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

$$\text{Peso Propio} = 211 \text{ Kg/m}^2 = 2.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

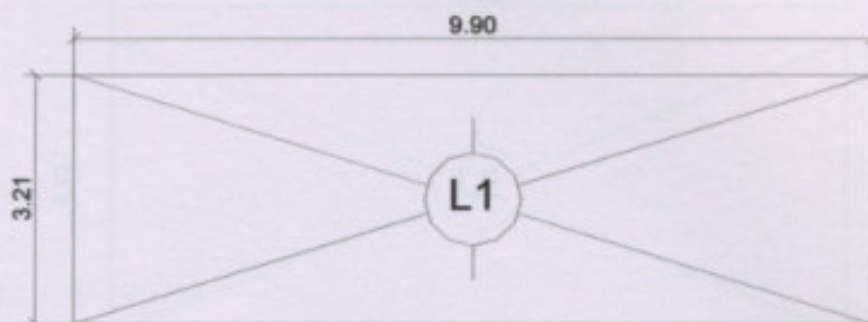
$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

13.12. CALCULO de VESTUARIO GRANEL - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{losa} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 3,21 + 0,10 + 0,10 = 3,41 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 5.19 \text{ KNm} = 518.904 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE A1

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

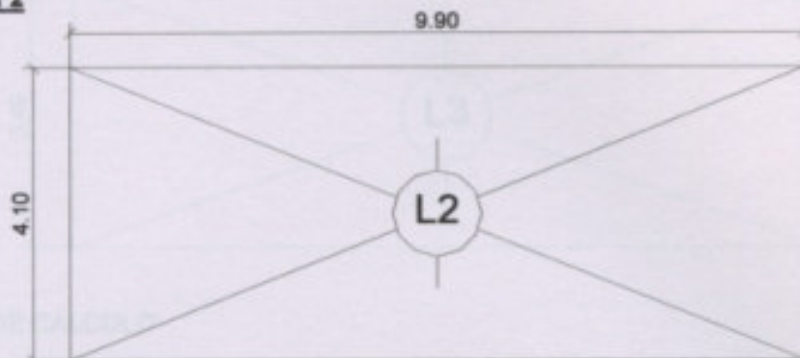
$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$

LOSA 2



LUZ DE CALCULO:

$L_c = L_{loza} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 4.1 + 0.10 + 0.10 = 4.30 \text{ m}$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			qi= 1.00 KN/m²
			qi= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1\text{m} = 8.25 \text{ KNm} = 825.116 \text{ Kgm}$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE B2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

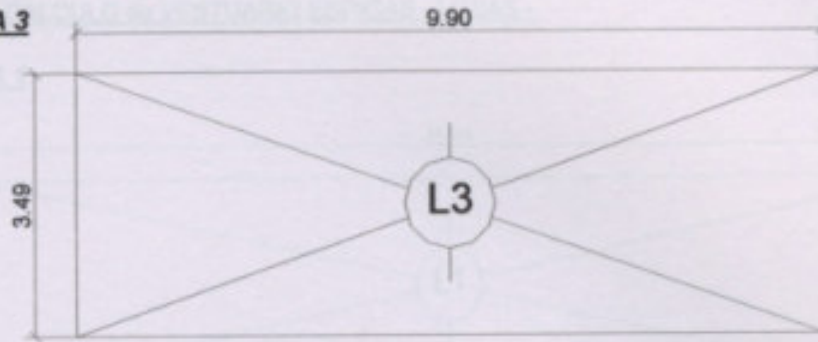
Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2$ % Qd = 82.39
 % QI = 17.61

$Q_i = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$

LOSA 3



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 3,49 + 0,10 + 0,10 = 3,69 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 6.08 \text{ KNm} = 607.618 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: **SERIE A2**

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

Qd = 4.68 KN/m² % Qd = 82.39

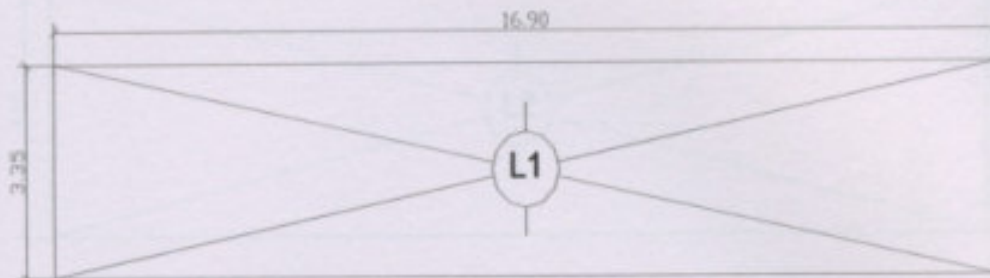
% Ql = 17.61

Ql = 1.00 KN/m²

Qu = 5.68 KN/m²

13.13. CALCULO de VESTUARIO ESPIGAS - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 3,35 + 0,10 + 0,10 = 3,55 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 5.62 \text{ KNm} = 562.387 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

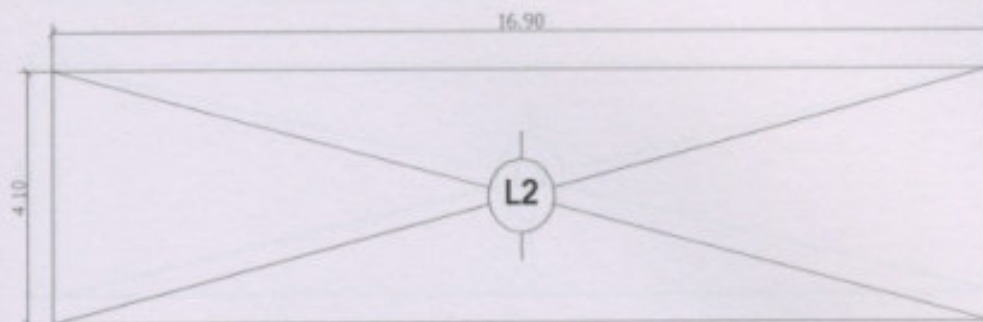
$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 2



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 4,1 + 0,10 + 0,10 = 4,30 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1\text{m} = 8.25 \text{ KNm} = 825.116 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE B2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

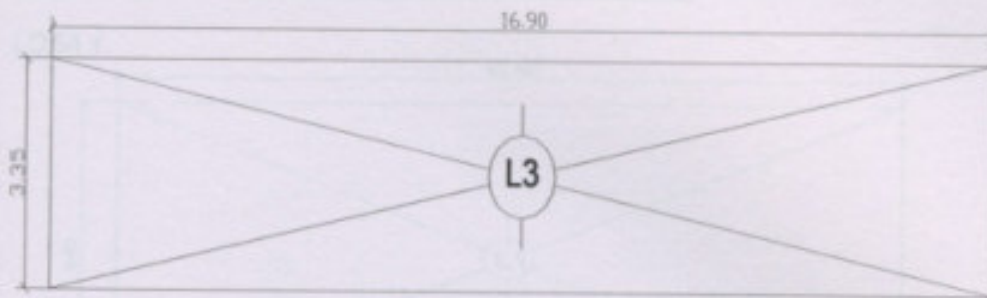
$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 3



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 3,35 + 0,10 + 0,10 = 3,55 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 5.62 \text{ KNm} = 562.387 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE A2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

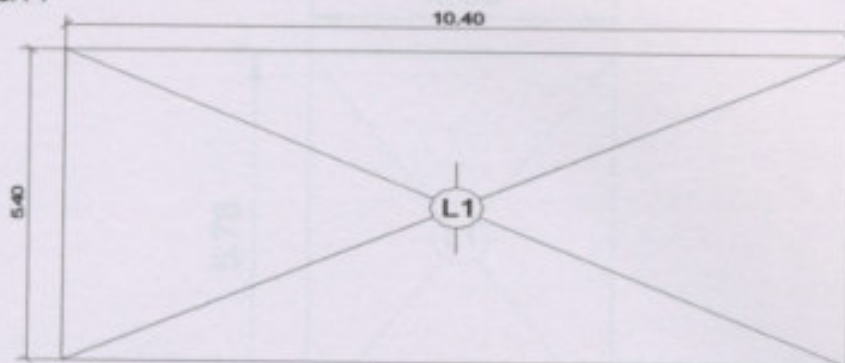
$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_l = 17.61$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

13.14. CALCULO de OFICINA DESGRANADO - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + 2 \times 0,10 \text{ de apoyo en paredes} = 5,4 + 0,10 + 0,10 = 5,60 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd = 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql = 1.00 KN/m²
			qt = 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 13.99 \text{ KNm} = 1399.44 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE D

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 211 Kg/m² = 2.11 KN/m²

$$Q_d = 4.68 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 82.39$$

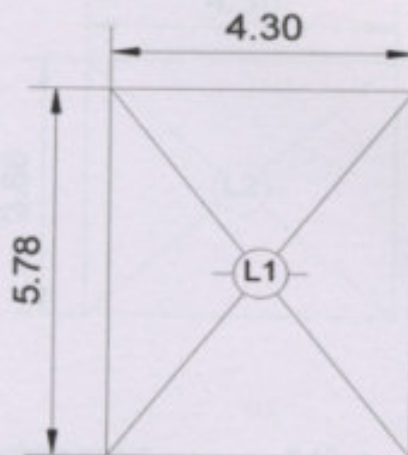
$$\% Q_l = 17.61$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

13.15. CALCULO de BAÑO-COMEDOR TRANSPORTITAS - LOSAS -

LOSA 1



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{losa} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 4.30 + 0.10 + 0.10 = 4.50 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1m = 9.04 \text{ KNm} = 903.656 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE B2

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

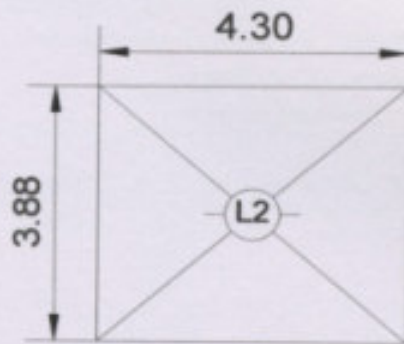
Peso Propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

$$Q_d = 4.9 \text{ KN/m}^2 \qquad \% Q_d = 83.05$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2 \qquad \% Q_l = 16.95$$

$$Q_u = 5.90 \text{ KN/m}^2$$

LOSA 2



LUZ DE CALCULO:

$$L_c = L_{\text{losa}} + \text{Apoyo entre paredes} \longrightarrow 0.10 + 3.88 + 0.10 = 4.08 \text{ m}$$

CALCULO DE CARGAS

	KN/m ³	Espesor m	KN/m ²
Alisado de Cemento	21	0.03	0.63
H°P° de Pendiente	18	0.08	1.44
Cielorraso de Cemento			0.5
PESO PROPIO			qd= 2.57 KN/m²
SOBRE CARGA DE USO SEGÚN CIRSOC 201			ql= 1.00 KN/m²
			qt= 3.57 KN/m²

Momento Flector:

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} \times 1 \text{ m} = 7.43 \text{ KNm} = 742.846 \text{ Kgm}$$

De TABLA N°1, Adopto: SERIE B1

Bovedilla = 13 cm x 50 cm

Capa de Compresión = 4 cm

Espesor Losa = 17 cm

Peso Propio = 233 Kg/m² = 2.33 KN/m²

$$Q_d = 4.9 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_d = 83.05$$

$$Q_l = 1.00 \text{ KN/m}^2 \quad \% Q_l = 16.95$$

$$Q_u = 5.90 \text{ KN/m}^2$$

ANEXO CAPITULO 13 - PLANILLAS DE DOBLADO

Planta Acondicionamiento de Espigas					Módulo 1		
ALUMINIO: Condicionamiento de Espigas					PANEL		
Estructura: Muro					Módulo 1		
Estructura: Muro					Módulo 1		
DETALLE DE	LUBRIFICACIÓN		SE	PROF	CAPI	AL	TOC
ARMADURAS	BALANZA - CONTROL DE NIVEL		100	100	100	100	100
LONGITUD	2.00		2	2	2	2	2
			1	1	1	1	1
ARMADURAS	BALANZA - CONTROL DE NIVEL		100	100	100	100	100
LONGITUD	2.00		2	2	2	2	2
			1	1	1	1	1
ARMADURAS	BALANZA - CONTROL DE NIVEL		100	100	100	100	100
LONGITUD	2.00		2	2	2	2	2
			1	1	1	1	1

ANEXO CAPITULO 13 – PLANILLAS DE DOBLADO

Planta Acondicionamiento de Espigas						HOJA:	1	
ALUMNOS: Dominguez, Aymará Favaretto, Mauricio Suarez, Damián						FECHA:	20/09/2009	
DETALLE DE ARMADURAS	LOSAS			Ø (mm)	CANT x unid	CANT Total	METROS	
	BALANZA - CONTROL DE INGRESO						Parcial	Total
LOSA Nº 1 e = 16 CANT: 2 								
	1 Ø 8 C/ 34	8	15	30	6.06	182		
	1 Ø 8 C/ 34	8	15	30	5.97	179.1		
	1 Ø 8 C/ 34	8	17	34	5.59	190.2		
	1 Ø 8 C/ 34	8	17	34	5.45	185.4		
DETALLE DE ARMADURAS	LOSAS			Ø (mm)	CANT x unid	CANT Total	METROS	
	BALANZA - CONTROL DE INGRESO						Parcial	Total
LOSA Nº 2 e = 21 CANT: 1 								
	1 Ø 8 C/ 20	8	22	22	2.52	55.4		
	1 Ø 8 C/ 20	8	11	11	4.97	54.7		

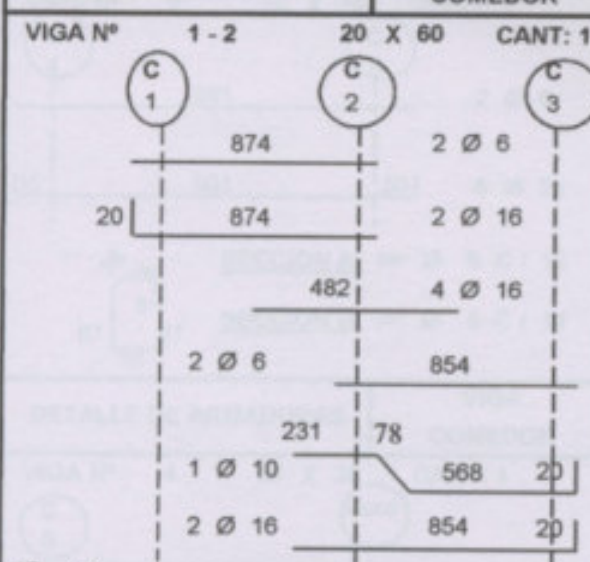
Planta Acondicionamiento de Espigas					HOJA:	1			
ALUMNOS: Dominguez, Aymar� Favaretto, Mauricio Suarez, Damián					FECHA:	20/09/2009			
					DETALLE DE ARMADURAS	LOSAS OFICINA ADMINIST.	Ø (mm)	CANT x unid	CANT Total
							Parcial	Total	
LOSA N� 5 e = 21 CANT: 1 									
		1 Ø 8 C/ 26	8	26	26	6.05	157		
		1 Ø 8 C/ 26	8	26	26	5.92	153.9		
		1 Ø 8 C/ 26	8	21	21	7.58	159.2		
		1 Ø 8 C/ 26	8	21	21	7.44	156.2		
DETALLE DE ARMADURAS	LOSAS OFICINA ADMINIST.	Ø (mm)	CANT x unid	CANT Total	METROS				
					Parcial	Total			
LOSA N� 7 e = 21 CANT: 1 									
		1 Ø 12 C/ 14	12	46	46	4.12	189.5		
		1 Ø 8 C/ 13	8	30	30	7.00	210.0		

Planta Acondicionamiento de Espigas						HOJA:	1	
ALUMNOS: Dominguez, Aymará Favaretto, Mauricio Suarez, Damián						FECHA:		
						20/09/2009		
DETALLE DE ARMADURAS		VIGAS OFICINAS ADM.	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS		
						Parcial	Total	
VIGA N° 1 20 X 50 CANT: 1								
		2 Ø 6	6	2	2	7.48	14.96	
		6 Ø 16	16	6	6	7.88	47.3	
		SECCION A: EST Ø 6 C / 20	6	19	19	1.38	26.22	
		SECCION B: EST Ø 6 C / 20	6	19	19	1.38	26.22	
DETALLE DE ARMADURAS		VIGAS OFICINAS ADM.	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS		
						Parcial	Total	
VIGA N° 2 20 X 60 CANT: 1								
		2 Ø 6	6	2	2	7.48	14.96	
		4 Ø 20	20	4	4	7.88	31.5	
		1 Ø 10	10	1	1	7.72	7.7	
		SECCION A: EST Ø 6 C / 25	6	15	15	1.58	23.70	
		SECCION B: EST Ø 6 C / 25	6	15	15	1.58	23.70	

Planta Acondicionamiento de Espigas							HOJA:	1
ALUMNOS: Dominguez, Aymará Favaretto, Mauricio Suarez, Damián							FECHA:	
							20/09/2009	
COLUMNA OFICINA ADMINIST.	C1	CANT:	2	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
							Parcial	Total
<p>$b = 26 \times h = 26$</p>								
				12	4	8	4.00	32.00
				6	21.05	42	1.00	42.11
COLUMNA OFICINA ADMINIST.	C2	CANT:	2	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
							Parcial	Total
<p>$b = 25 \times h = 25$</p>								
				12	4	8	4.00	32.00
				6	21.05	42	0.96	40.42

Planta Acondicionamiento de Espigas						HOJA:	1
ALUMNOS: Dominguez, Aymar�						FECHA:	
						20/09/2009	
Favaretto, Mauricio							
Suarez, Damián							
DETALLE DE ARMADURAS	BASES OFICINAS ADM.	∅ (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS		
					Parcial	Total	
BASE N� 1		CANT: 2					
<u>Armadura según X:</u>							
13	135	13	1 ∅ 8 C/ 19	8	14	28	1.61 45.1
<u>Armadura según Y:</u>							
12	135	12	1 ∅ 8 C/ 19	8	14	28	1.59 44.5
BASE N� 2		CANT: 2					
<u>Armadura según X:</u>							
13	165	13	1 ∅ 8 C/ 18	8	5	10	1.91 19.10
<u>Armadura según Y:</u>							
12	165	12	1 ∅ 8 C/ 18	8	5	10	1.89 18.90

Proyecto final "Planta Acondicionamiento de Espigas de Maíz"

Planta de Acondicionamiento de Espigas							HOJA:	1
ALUMNOS: Dominguez, Aymará Favaretto, Mauricio Suarez, Damián							FECHA:	
							20/09/2009	
DETALLE DE ARMADURAS		VIGA COMEDOR	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS		
VIGA Nº	1 - 2	20 X 60				Parcial	Total	
		CANT: 1						
	874	2 Ø 6	6	2	2	8.74	17.48	
	874	2 Ø 16	16	2	2	8.94	17.88	
	482	4 Ø 16	16	4	4	4.82	19.28	
	2 Ø 6	854	6	2	2	8.54	17.08	
	231	78						
	1 Ø 10	568	10	1	1	8.97	8.97	
	2 Ø 16	854	16	2	2	8.74	17.48	
	<u>SECCION A-B i</u>	EST Ø 6 C / 27	6	17	17	1.60	27.2	
	<u>SECCION A-B d</u>	EST Ø 8 C / 12	8	37	37	1.60	59.20	
	<u>SECCION B-C i</u>	EST Ø 8 C / 12	8	36	36	1.60	57.60	
	<u>SECCION B-C d</u>	EST Ø 6 C / 27	6	16	16	1.60	25.60	

Proyecto final "Planta Acondicionamiento de Espigas de Maiz"

Planta Acondicionamiento de Espigas						HOJA:	2
ALUMNOS: Dominguez, Aymará Favaretto, Mauricio Suarez, Damián						FECHA:	20/09/2009
DETALLE DE ARMADURAS		VIGAS COMEDOR	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
						Parcial	Total
VIGA N° 3 20 X 70		CANT: 1					
		2 Ø 6	6	2	2	9.81	19.62
		5 Ø 25	25	5	5	10.41	52.1
		SECCION A: EST Ø 8 C / 15	8	33	33	1.82	60.06
		SECCION B: EST Ø 8 C / 14	8	36	36	1.82	65.52
DETALLE DE ARMADURAS		VIGA COMEDOR	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
						Parcial	Total
VIGA N° 4 20 X 35		CANT: 1					
		2 Ø 6	6	2	2	3.41	6.82
		1 Ø 8	8	1	1	3.81	3.8
		2 Ø 16	16	2	2	3.81	7.6
		SECCION A: EST Ø 6 C / 15	6	12	12	1.08	13.0
		SECCION B: EST Ø 6 C / 15	6	12	12	1.08	13.0

Planta Acondicionamiento de Espigas							HOJA:	1
ALUMNOS: Dominguez, Aymarà Favaretto, Mauricio Suarez, Damián							FECHA:	
							20/09/2009	
COLUMNA COMEDOR	C1	CANT:	4	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
							Parcial	Total
<p>$b = 20 \times h = 20$</p>								
				12	4	16	3.20	51.20
				6	16.84	67	0.76	51.20
COLUMNA COMEDOR	C2	CANT:	1	Ø (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
							Parcial	Total
<p>$b = 25 \times h = 25$</p>								
				12	4	4	3.20	12.80
				6	16.84	17	0.96	16.17

Planta Acondicionamiento de Espigas						HOJA:	1	
ALUMNOS: Dominguez, Aymar� Favaretto, Mauricio Suarez, Damián						FECHA:		
						20/09/2009		
DETALLE DE ARMADURAS	BASES COMEDOR	∅ (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS			
					Parcial	Total		
BASE N° 1 CANT: 1								
<u>Armadura según X:</u>								
13	110	13	1 ∅ 8 C/ 19	8	6	6	1.36	8.16
<u>Armadura según Y:</u>								
12	110	12	1 ∅ 8 C/ 19	8	8	8	1.34	10.72
BASE N° 2 CANT: 1								
<u>Armadura según X:</u>								
13	210	13	1 ∅ 10 C/ 14	10	15	15	2.36	35.40
<u>Armadura según Y:</u>								
12	210	12	1 ∅ 10 C/ 14	10	15	15	2.34	35.10
BASE N° 3 CANT: 1								
<u>Armadura según X:</u>								
13	115	13	1 ∅ 8 C/ 19	8	7	7	1.41	9.87
<u>Armadura según Y:</u>								
12	115	12	1 ∅ 8 C/ 19	8	7	7	1.39	9.73
BASE N° 4 CANT: 1								
<u>Armadura según X:</u>								
13	205	13	1 ∅ 10 C/ 16	10	13	13	2.31	30.03
<u>Armadura según Y:</u>								
12	205	12	1 ∅ 10 C/ 16	10	13	13	2.29	29.77

Planta Acondicionamiento de Espigas					HOJA:	2
ALUMNOS: Dominguez, Aymar�					FECHA:	
					20/09/2009	
Favaretto, Mauricio						
Suarez, Damián						
DETALLE DE ARMADURAS	BASES COMEDOR	∅ (mm)	CANT. x unid.	CANT. Total	METROS	
					Parcial	Total
BASE N� 5	CANT: 1					
<u>Armadura según X:</u>						
13	240	13	1 ∅ 8 C/ 16	8	15	15
						2.66
						39.90
<u>Armadura según Y:</u>						
12	240	12	1 ∅ 8 C/ 15	8	16	16
						2.64
						42.24

Proyecto Final "Planta Acondicionamiento de Espigas de Maíz"

Uno de los objetivos del presente trabajo es la realización del presupuesto general de la obra.

Detallar los que se tiene previstos en el presupuesto, relativos a maquinaria, fuerza computada en obra, etc.

Para su realización se tuvo en cuenta todo lo referente a los costos, como los precios de los materiales, mano de obra, etc., como también los costos de transporte y almacenaje.

Los puntos relevantes para la obtención de los precios, fueron:

- Superintendencia de Obras Públicas
- Repsol Yungas
- UTA
- UTA - Obras Públicas

Al ser un presupuesto global, se incluye: gastos, honorarios, gastos de transporte, materiales y IVA.

En el rubro de los materiales, se incluye: cemento, arena, grava y de hecho, se incluye: agua y electricidad.

A continuación se detallan el presupuesto de la obra, como presupuesto de obra, de mano de obra y de materiales.

Los costos y el total del presupuesto se detallan en el cuadro adjunto, debido a que los cálculos detallados, por el poco espacio que queda en el presupuesto, se detallan en el cuadro adjunto.

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA

Uno de los objetivos del presente trabajo es la realización del presupuesto general de la planta.

Destacamos que los ítems presentes en el presupuesto detallado a continuación fueron computados en forma global.

Para su realización se tuvo en cuenta todo lo pertinente a los capítulos precedentes, además de rubros no desarrollados como Instalaciones Eléctricas, Sanitarias y Termomecánicas y Mecánicas.

Las fuentes utilizadas para la obtención de los precios, fueron:

- Suplemento Clarín Arquitectura
- Revista Vivienda
- LEA
- LS electromecánica

Al ser un presupuesto global, no incluye: gastos indirectos, gastos financieros, beneficios y IVA.

En el rubro nº 6 Estructuras Metálicas incluye: cerramientos laterales y de techo, portones, pisos y instalaciones sanitarias.

A continuación se encuentran el presupuesto de la primera etapa (recepción de espigas de maíz) y segunda etapa (recepción a granel).

Los costos y el total del presupuestos se encuentran en dólares estadounidenses, debido a que las Instalaciones Mecánicas (es el rubro que mas incide en el total del presupuesto) se manejan en el mercado en dólares.

PRESUPUESTO GENERAL 1º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ ítem	\$ Rubro	% ítem s/Rubro
1		TAREAS PRELIMINARES					\$8,900	0.16%
	1.1	Provisión y ejecución de cerco y obrador				7,000		
	1.2	Nivelación y replanteo del terreno.	gl.			1,900		
2		MOVIMIENTO DE SUELOS					\$514,527	9.44%
	2.1	Destape de suelo vegetal y emparejamiento. Esp.: 0.40m	m2	96866	2.05	198,575		
	2.2	Retiro de suelo sobrante hasta acopiar	m3	38746	2.08	80,593		
	2.3	Escarificado y compactación de subrasante. Relleno y compactación sector pavimento y estacionamiento con suelo seleccionado. Esp: 0.20 en 2capas	m2	101579	2.15	218,394		
	2.4.	Fundaciones para silos, con suelo cemento y suelo cal	m2	1305	13.00	16,965		
3		RED VIAL					\$264,037	4.84%
	3.1.	Base granular calcareo	m2	968	17.81	17,247		
	3.2.	Pavimento de Hº Aº H-30. Espesor: 18 cm	ml	1073	230	246,790		
4		DESAGUES PLUVIALES					\$30,044	0.55%
	4.1	Excavaciones para canales primario y secundarios a cielo abierto	m3	1984	6.70	13,293		
	4.2	Colocación de tubos diám 0.80m en cruces de calles. Incluye excavaciones	gl			5,235		
	4.3	Ejecución de cámaras de desagues	u	4	2879	11,516		
5		OFICINAS, COMEDORES, VESTUARIOS Y BAÑOS					\$769,384	14.11%
	5.1	Incluye vestuarios, baños y oficina de la 1º etapa	m2	699.44	1100			
	5.2	Excavaciones						
	5.3	Mampostería						
		Hormigón armado						

PRESUPUESTO GENERAL 1º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ Item	\$ Rubro	% ítem s/Rubro
	5.4	Cubierta						
	5.5	Revoques						
	5.6	Contrapiso y carpeta						
	5.7	Revestimiento						
	5.8	Pisos y zócalos						
	5.9	Carpinterías						
	5.10	Instalaciones Sanitarias						
	5.11	Instalaciones Termomecánicas						
	5.12	Instalaciones eléctricas						
	5.13	Pinturas						
	5.14	Ayuda a gremios						
	5.15	Limpieza periódica y final						
6		ESTRUCTURAS METÁLICAS					\$871,272	15.98%
	6.1	Marlera, estructura metálica reticulada	m2	76.80	479	36,787		
	6.2	Desgranado, silo pulmón elevado capacidad 15 tn.	gl	2.00	5000	10,000		
	6.3	Almacenaje, silo aereo diám. 6.62m, Cono 35°, Capacidad 240Ton	u.	16	16500	264,000		
	6.4	Nave de deschalado	m2	612.15	479	293,220		
	6.5	Galpón de chala	m2	60	479	28,740		
	6.6	Nave de desgranado, estructura reticulada. Espigas	m2	176	479	84,304		
	6.8	Galpón mantenimiento	m2	150	476	71,400		
	6.9	Galerías reticuladas con perfiles de ángulos, incluye cerramiento y cubierta de chapa ondulada	u.	1.00	96189	96,189		
	6.10	Torres soporte de galería reticulas con perfiles de ángulos.	u.	6.00	9672	58,032		

PRESUPUESTO GENERAL 1º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ ítem	\$ Rubro	% ítem s/Rubro
7		ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO					\$158,109	2.90%
	7.1	Bases para nave de desgranado. Dimensiones de 4.3x3x1.5, cuantía 60 kg/m3.	m3	121.00	415	50,215		
	7.2	Bases para nave de deschaliado. Dimensiones de 3x1.9x0.45, cuantía 60 kg/m3.	m3	21.00	415	8,715		
	7.3	Rampa de descarga a espiga. Dimensiones: 2.55x0.25x35.90	m3	129	495	63,855		
	7.4	Viga de Hº Aº para balanza y plataforma de descarga	m3	7.84	390	3,058		
	7.5	Base anular de silos	m3	44	415	18,260		
	7.6	Muertos de anclaje	m3	33.75	415	14,006		
8		INSTALACIONES MECANICAS				\$2,298,890	42.16%	
8	8.1	BALANZA						
	8.1.1	Plataforma de pesaje	u	1.00	30000	30,000		
	8.2	Volquete recepción a espiga	u	2	36000	72,000		
	8.2.1	Plataforma Volcadora Hidráulica + Tapa Tolva Hidráulica	u	1.00	24000	24,000		
	8.2.2	Bandeja Vibratoria 11m + Tolva de Recibo	ml	36.5	450	16,425		
	8.2.3	Cinta Transportadora a Deschaliado 40Tn/h	ml	27	600	16,200		
	8.3.2	Cinta Inclínada, Carga Deschaliadores	ml	103.00	300	30,900		
	8.3.3	Cintas de selección	ml	27.00	350	9,450		
	8.3.4.	Cinta fuera de tipo colector	ml	24.00	275	6,600		
	8.3.5	Cinta de desgrane granular (tubular)	ml	24.00	300	7,200		
	8.3.6	Cinta de retorno (colectora)	ml	7.50	400	3,000		
	8.3.7	Cinta de retorno (inclínada) Elevadora repaso	ml	39.50	450	17,775		
	8.3.8	Cinta colector de chala + cinta inclínada carga camión	ml	26.20	450	11,790		
8.3.9	Cinta material nuevo	ml	51.00	450	22,950			
8.3.10	Cinta desde deschaliado a secadora							

PRESUPUESTO GENERAL 1º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ Item	\$ Rubro	% Item s/Rubro
	8.4	SECADORAS						
	8.4.1	Módulo de secadora. Cap.: 70 tn (completo)	gl	20.00		1,560,000		
	8.4.2	Cinta carga secadora longitudinal	ml	77.00		38,500		
	8.4.3	Cinta carga secadora (transversal, avión)	ml	11.50		6,900		
	8.4.4	Cinta de descarga	ml	158.00		71,100		
	8.4.5	Cinta hacia desgranado	ml	86.00		38,700		
	8.5	DESGRANADO						
	8.5.1	Desgranadora. Cap.: 40 tn/h	gl	1.00		45,000		
	8.5.2	Noria nº 2. cap.: 40 tn/h	ml	12.80		9,600		
	8.5.3	Prelimpieza. Cap: 50 tn/h	gl	1.00		65,000		
	8.5.4	Noria nº 3. cap.: 40 tn/h	ml	11.00		8,250		
	8.5.5	Balanza	gl	1.00		12,500		
	8.5.6	Noria nº 4. Cap.: 40tn/h	ml	20.00		15,000		
	8.5.8	Plataforma Volcadora Hidráulica + Tapa Tolva Hidráulica	gl	1.00		36,000		
	8.5.10	Noria nº 1. Cap.: 40 tn/h	ml	21.00		15,750		
	8.5.11	Noria nº 5. Cap.: 40 tn/h	ml	22.50		16,875		
	8.5.12	Pasarela, plataformas, etc	gl	1.00		12,000		
	8.6	ALMACENAJE						
	8.6.1	Cinta transversal. Cap.: 40 tn/h	ml	9.00		9,900		
	8.6.2	Cinta de descarga longitudinal	ml	138.00		62,100		
	8.6.3	Cinta descarga transversal	ml	16.50		7,425		
9		INSTALACIONES ELECTRICAS					\$537,000	9.85%
	9.1	Instalaciones electricas baja tensión (no incluye subestación)	gl	1.00		462,000		
	9.2	Luminarias	gl	1.00		75,000		
		TOTAL					\$5,452,162	100.00%

PRESUPUESTO GENERAL 2º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ item	\$ Rubro	% Item sobre Total
1		MOVIMIENTO DE SUELOS					\$19,246.88	1.31%
	1.1	Escarificado y compactación de subrasante. Relleno y compactación sector pavimento y estacionamiento con suelo seleccionado. Esp: 0.40 en 3 capas	m3	1986	1.15	2281.88		
	1.2	Fundaciones para silos, con suelo cemento y suelo cal	m2	1305	13.00	16965		
2		RED VIAL					\$13,261.33	0.90%
	2.1	Base granular calcarea	m2	745	17.81	13281.33		
3		OFICINAS, COMEDORES, VESTUARIOS Y BAÑOS					\$603,702	41.05%
	3.1	Incluye vestuarios, baños y oficina de la 1º etapa	m2	548.82	1100			
	3.2	Trabajos preliminares						
	3.3	Excavaciones						
	3.4	Mampostería						
	3.5	Hormigón armado						
	3.6	Cubierta						
	3.7	Revoques						
	3.8	Contrapiso y carpeta						
	3.9	Revestimiento						
	3.1	Pisos y zócalos						
	3.11	Carpinterías						
	3.11	Instalaciones Sanitarias						
	3.13	Instalaciones eléctricas						

PRESUPUESTO GENERAL 2º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ ítem	\$ Rubro	% ítem sobre Total
	3.14	Pinturas						
	3.15	Ayuda a gremios						
	3.16	Limpieza periódica y final						
4		ESTRUCTURAS METÁLICAS					\$225,550	15.34%
	4.1	Recepción a granel						
	4.1.1	Galpón tolva de recibo estructura reticulada	m2	280	479	134120		
	4.1.2	Galpón acondicionamiento estructura reticulada	m2	170	479	81430		
	4.1.3	Silo pulmón elevado Cap.: 15 tn	u	2	5000	10000		
5		ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO					\$132,941	9.04%
	5.1	Bases para galpón de acondicionamiento. Dimensiones de 4.3x3x1.5,	m3	121	415	50215		
	5.2	Rampa de descarga a granel. Dimensiones: 2.55x0.25x35.90	m3	101	495	49797		
	5.3	Viga de Hº Aº para balanza y plataforma de descarga	m3	1.70	390	663		
	5.4	Base anular de silos	m3	44	415	18260		
	5.5	Muertos de anclaje	m3	33.75	415	14006		
6		INSTALACIONES MECANICAS					\$440,990	29.99%
	6.1	Plataforma volcadora hidráulica + tapa tolva hidráulica	gl	1.00	36000	36000		
	6.3	Noria nº 20. Capacidad: 50 tn/h	ml	20.60	750	15450.00		
	6.4	Prelimpieza. Cap.: 50 tn/h	gl	1	65000	65000		
	6.5	Noria nº 21. Cap.: 50 tn/h	ml	21.80	750	16350		

PRESUPUESTO GENERAL 2º ETAPA

Rubro	Item	Descripción	U.	Cant.	\$ Unitario	\$ ítem	\$ Rubro	% ítem sobre Total
6.6		Noria nº 22. Cap.: 50 tn/h	mi	24.7	750	18525		
6.7		Noria nº 23. Cap.: 50 tn/h	mi	20.80	750	15600.00		
6.8		Secadora a granel marca Mega TC40	gl	1	160000	160000		
6.9		Transporte a rosca. Cap.: 40 tn/h	gl	1	3000	3000		
6.10		Sistema de impulsión descarte grueso, Turbina cañería ciclón	gl	1.00	9500	9500		
6.11		Sistema de aspiración descarte fino	gl	1.00	12000	12000		
6.12		ALMACENAJE						
6.12.1		Cinta transversal. Cap.: 40 tn/h	mi	17.40	1100	19140		
6.12.2		Cinta de descarga longitudinal	mi	139.00	450	62550		
6.12.3		Cinta descarga transversal	mi	17.50	450	7875.00		
7		INSTALACIONES ELECTRICAS					\$35,000	2.38%
	7.1	Luminarias	gl	1.00		35000		
TOTAL (dólares estadounidenses)							\$1,470,691	100.00%

CONCLUSION

De acuerdo a lo aplicado y desarrollado hasta el momento, podemos decir que desde el punto de vista técnico se arribaron a las siguientes conclusiones:

Hemos logrado concretar las tareas formuladas desde el inicio del proyecto, es decir, se ha desarrollado el terreno previsto incluyendo los principales puntos en los que un ingeniero Civil podría incumbir en una obra de esta naturaleza. Habiendo sido nuestro principal objetivo el desarrollo de una Planta de Recepción y Acondicionamiento de Espigas de Maíz para brindar servicios a terceros, estamos en condiciones de expresar haberlo conseguido, con las especificaciones, planos y documentación que acompañan al presente proyecto.

Se proyectó una planta de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz para semillas y almacenamiento de cascotes e grano con una capacidad de almacenar de 7.680 toneladas, además durante el diseño de la misma se tuvo muy presente la planificación y posibilidades de futura ampliación, como también un diseño de planta segura.

El diseño fue basado en la experiencia de las empresas productoras de maíz férrico en la República Argentina y recurridas a nivel internacional.

Por lo tanto, para obtener peso de equipos, dimensiones y capacidades, nos basamos en maquinaria y equipamientos de primera línea a nivel mundial (descascadores, secadores, primarios, plataformas volcadoras, balanzas, etc.). Como es lógico esto tuvo incidencia directa en el presupuesto final de la obra, pero se consideró necesario como parte clave a fin de proyectar una planta modelo que pudiera cumplir con los estándares de calidad y las exigencias de cualquier posible cliente.

Además, como se presuponía al inicio del proyecto este sería de un costo elevado que al finalizar el compute global de la obra arroja un precio de \$ 8.922.853 (ocho millones).

Por este motivo la obra completa se proyectó en dos etapas, arrojando la primera etapa un costo de \$5.452.162 (cinco millones) y la segunda un costo de \$3.470.691 (tres millones).

De acuerdo a los precios que se manejan actualmente en el mercado por tonelada de espiga recibida y acondicionada (alrededor de US\$ 130), y como se dice en el capítulo Nº 2 teniendo una capacidad de recepción de 40000 Ton. x Año, esto nos arroja un valor de US\$ 5.200.000 por año. Podemos decir que la primera etapa puede amortizarse en un tiempo de 3 años.

CONCLUSION

De acuerdo a lo explicado y demostrado hasta el momento, podemos decir que desde el punto de vista técnico se arribaron a las siguientes conclusiones:

Hemos 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 nuestro principal objetivo el desarrollo de una Planta de Recepción y Acondicionamiento de Espigas de Maíz para brindar servicios a terceros; estamos en condiciones de expresar haberlo conseguido, con las especificaciones, cálculos y documentación que acompañan el presente proyecto.

Se proyectó una planta de recepción y acondicionamiento de espigas de maíz para semillas y almacenamiento de cereales a granel con una capacidad de almacenaje de 7.680 toneladas, además durante el diseño de la misma se tuvo muy presente la planificación y posibilidades de futuras ampliaciones, como también un diseño de planta segura.

El diseño fue basado en la experiencia de las empresas productoras de maíz líderes en la República Argentina y reconocidas a nivel internacional.

Por lo tanto, para obtener peso de equipos, dimensiones y capacidades, nos basamos en maquinaria y equipamientos de primera línea a nivel mundial (deschaladores, secadoras, prelimpiezas, plataformas volcadoras, balanzas, etc.). Como es lógico esto tuvo incidencia directa en el presupuesto final de la obra, pero se consideró necesario como punto clave a fin de proyectar una planta modelo que pudiera cumplir con los estándares de calidad y las exigencias de cualquier posible cliente.

Además, como se presupuso al inicio del proyecto este sería de un costo elevado, que al finalizar el computo global de la obra arroja un precio de \$ 6.922.853 (dólares)

Por este motivo la obra completa se proyectó en dos etapas, arrojando la primera etapa un costo de \$5.452.162 (dólares) y la segunda un costo de \$1.470691 (dólares)

De acuerdo a los precios que se manejan actualmente en el mercado por tonelada de espiga recibida y acondicionada (alrededor de U\$S 130), y como se dijo en el capítulo N° 2 tomando una capacidad de recepción de 45000Ton. x Año; esto nos arroja un valor de U\$S 5.850.000 por año. Podemos decir que la primera etapa de la obra se puede amortizar en un lapso de 2 años.

Se han realizado todo tipo de cálculos para lograr un correcto dimensionamiento de las partes de la obra, de manera de obtener un resultado eficiente, económico y confiable.

ALMACENAMIENTO DE

Por último, podemos 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 arribamos.

Brevemente podemos decir que para poder resolver los problemas ante los cuales nos enfrentamos en este transcurso, nos vimos exigidos 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 apoyándonos en docentes y particulares que sin mezquindades nos brindaron su tiempo y conocimientos, e hicieron posible llevar adelante nuestro proyecto.

TABLAS DE TENDAR PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS VIGUETAS

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.

MATERIAL DE ESTUDIO DE LA CATEDRA SISTEMAS

Las sensaciones con las que nos encontramos 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 convertirnos en profesionales; 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 nuestro sueño.

* CÁLCULOS Y PRESUPUESTOS – Mario E. Ciancias y José Martín Renna,
2004

* NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICOS DE CAMINOS - D.T.V. Ing. Federico G.
O. Ruiz, 1987

Bibliografía consultada:

- NORMA IRAM 80151977, SILOS AEREOS METALICOS PARA ALMACENAMIENTO DE GRANOS, CILINDRICOS Y DESMONTABLES.
- EL ACERO EN LA CONSTRUCCION, Editorial Reverte 2001
- RAMON ARGUELLES ALVAREZ, Editorial Fundación Conde Valle Salazar
- TABLAS DE MATERIALES DE ACINDAR.
- REGLAMENTO CIRSO 102, PARA EL CALCULO DE ACCIONES DE VIENTO.
- CUADERNO 220, REGLAMENTOS DE HªAº.
- TABLAS DE TENSAR PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS VIGUETAS.
- MATERIAL DE ESTUDIO DE LA CATEDRA CIMENTACIONES.
- MATERIAL DE ESTUDIO DE LA CATEDRA GEOTECNIA.
- MATERIAL DE ESTUDIO DE LA CATEDRA VIAS DE COMUNICACIÓN I y II.
- NORMAS DE D.P.V. PARA DISEÑO DE DARSENAS DE DESCENSO DE VELOCIDAD.
- COMPUTOS Y PRESUPUESTOS – Mario E. Chandías y José Martín Ramos, 2004
- NORMAS DE DISEÑO GEOMETRICOS DE CAMINOS - D.N.V. Ing. Federico G. O. Ruhle, 1967

Sitios web consultados:

http://www.ityac.com.ar/Files/A1_Compactacion_de_Suelos.pdf

<http://www.topocal.com/>

ING. OGDAR BRAUN

ING. CLAUDIO HURE

ING. DANIEL DAVORE

ING. JORGE ARAMBURU

ING. ADRIAN PAGLIANO

SR. ENRIQUE CARPIO

SR. JAVIER MONTI

SR. JAVIER MONTI

SR. CESAR BERNARDO

SR. MARCELO SANZ

ING. DIEGO MACIOLI (NCA)

ING. CRISTIAN TIGERA

ING. ANDRES POMPEI

SR. JUAN IRAOLA

SR. GERMAN CAVERILA

SRA. ROXANA DOMESTICONI

SP. LUCIANO DOROBIO

Agradecimientos:

ING. CARLOS ALBERDI
ING. ROBERTO MEIER
ING. OSCAR BRAUN
ING. CLAUDIO HURE
ING. DANIEL DAVOBE
ING. JORGE ARAMBURU
ING. ADRIAN PAGLIANO
SR. ENRIQUE CARPIO
SR. JAVIER MONTI
SR. JAVIER MONTI
SR. CESAR BERARDO
SR. MARCELO SANZ
ING. DIEGO MACIOLI (ACA)
ING. CRISTIAN TISERA
ING. ANDRES POMPEI
SR. JUAN IRAOLA
SR. GERMAN CAVDEVILA
SRA. ROXANA DOMENICONI
SR. LUCIANO GOROSITO

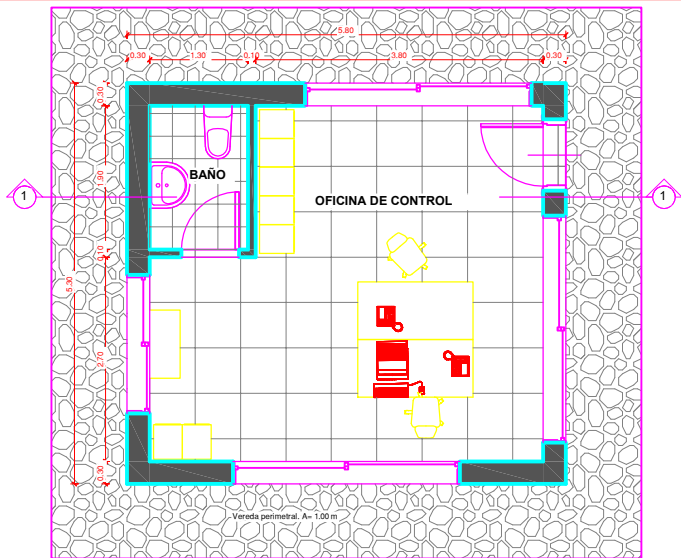
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ - INGENIERIA CIVIL

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -



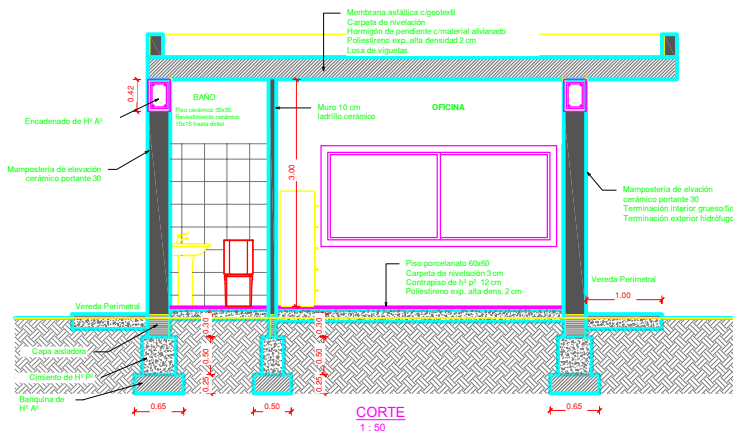
Universidad Tecnológica Nacional
Facultad Regional Venado Tuerto



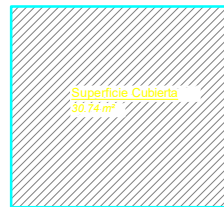
PLANTA
1 : 50



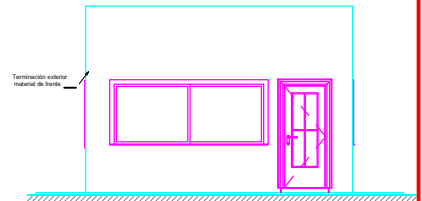
VISTA 3D
1 : 1



CORTE
1 : 50



POLIGONO
1 : 100



VISTA FRONTAL
1 : 75

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL -

ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -

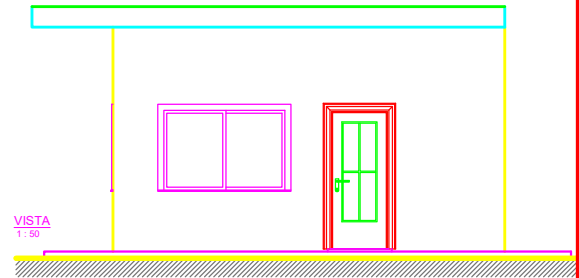
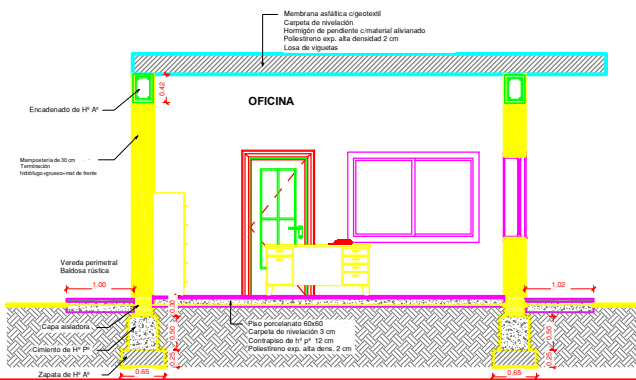
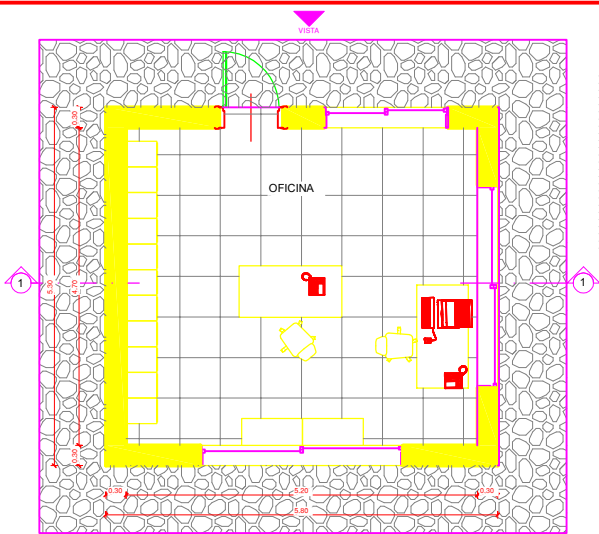
PLANO Nº

Escala:

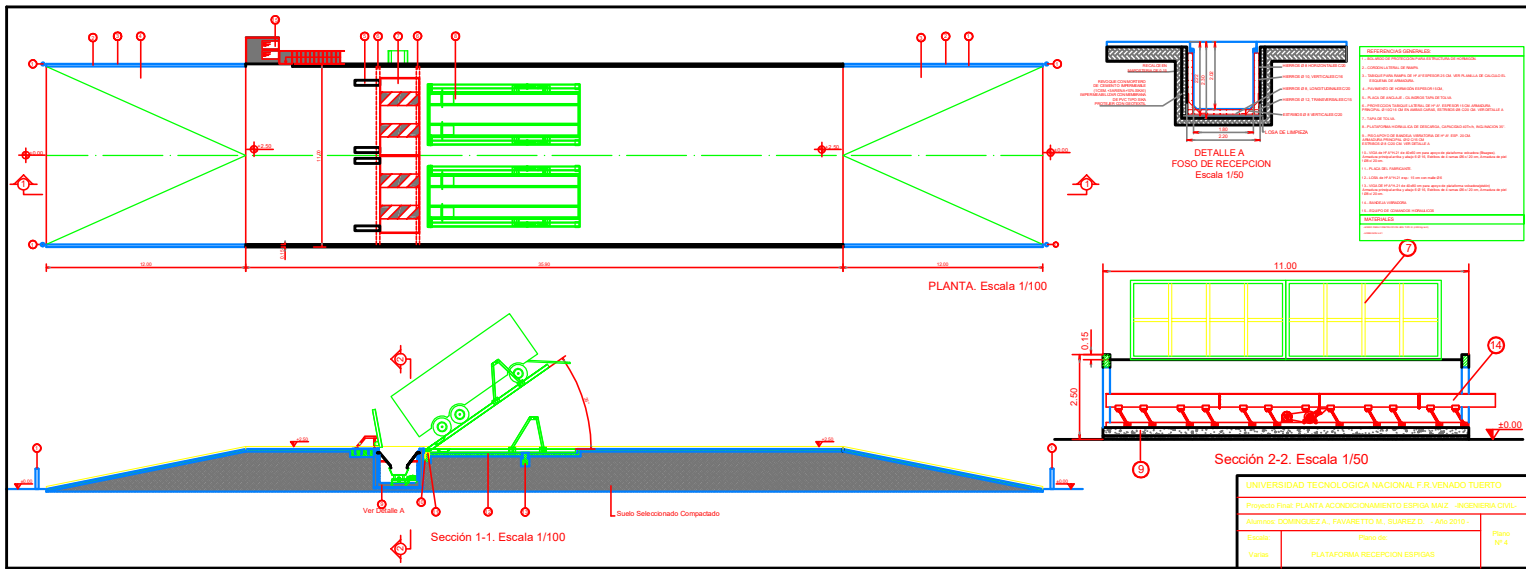
OFICINA DE CONTROL

2

varias



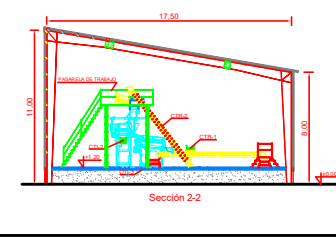
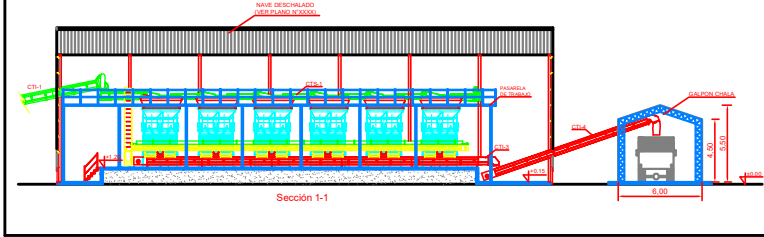
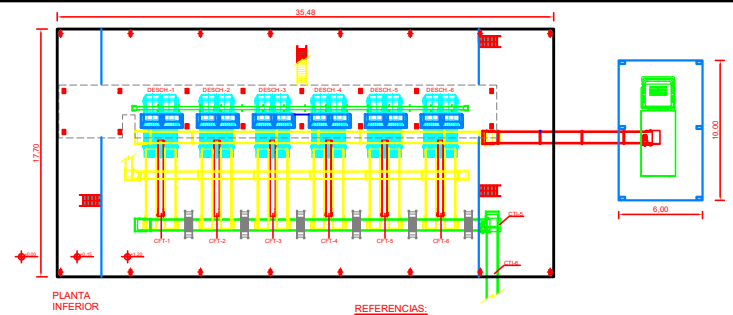
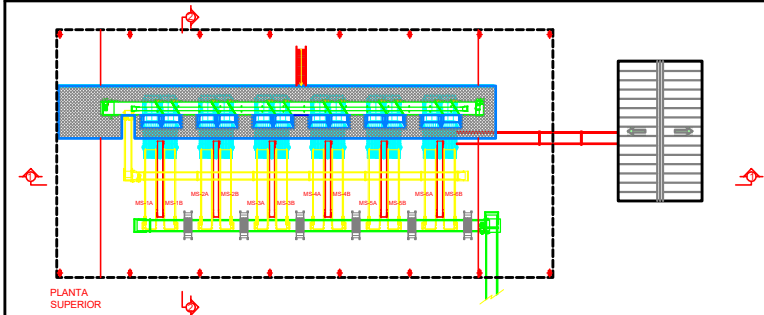
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL -		
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -		PLANO Nº 3
Escala	OFICINA DE BALANZA	
VARIAS		



ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS

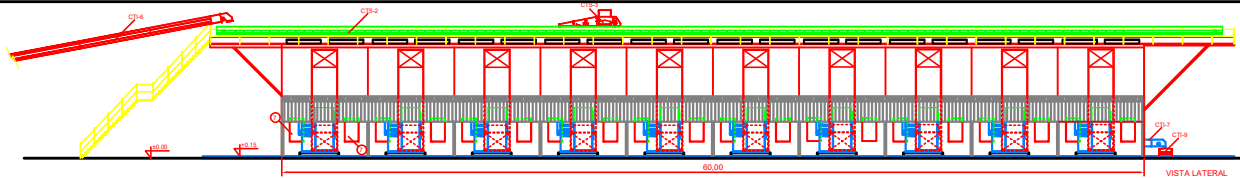
1. CONCRETO FORTALECIDO
2. REFORZAMIENTO DE ACERO
3. REVESTIMIENTO INTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
4. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
5. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
6. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
7. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
8. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
9. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
10. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
11. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
12. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
13. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
14. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
15. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
16. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
17. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
18. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
19. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION
20. REVESTIMIENTO EXTERIOR DE PARED Y FONDO DE LOS TANQUES DE RECEPCION

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAZ - INGENIERIA CIVIL		
Alumnos: DOMÍNGUEZ A., FAVARETTO M., SUÁREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano N° 4
Varas:	PLATAFORMA RECEPCION ESPIGAS	

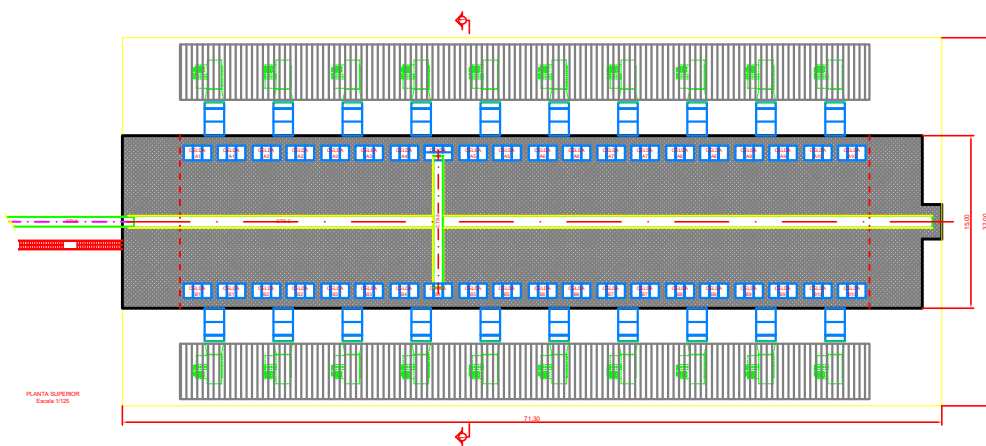


- REFERENCIAS:**
- CT-1: CINTA TRANSPORTADORA, DESDE VOLUJETE RECEPCION.
 - CTS-1: CINTA TRANSPORTADORA, ALIMENTACION DESCHALADORES.
 - DESCH: EQUIPO DESCHALADOR.
 - CTI-2: CINTA TRANSPORTADORA, RECOLECCION DESORNAME NATURAL.
 - CTI-3: CINTA TRANSPORTADORA, COLECTORA DE CHALA.
 - CTI-4: CINTA TRANSPORTADORA, CARGA CAMION (CHALA).
 - CTR-1: CINTA TRANSPORTADORA, RETORNO HORIZONTAL.
 - CTR-2: CINTA TRANSPORTADORA, RETORNO INCLINADA.
 - CFI: CINTA TRANSPORTADORA, FUERA DE TIPO.
 - MS: CINTA TRANSPORTADORA, MESA DE SELECCION.
 - CTI-5: CINTA TRANSPORTADORA, COLECTORA DE BUENO.
 - CTI-6: CINTA TRANSPORTADORA, A CELDAS DE SEGADO.

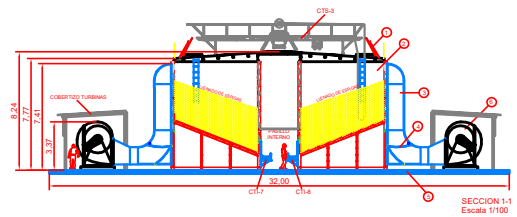
UNIVERSIDAD TECNICA COLOMBIANA Y RIVERON DE TUMBATO	
Proyecto de: PLANTA ACCESORIAS PARA LA ZAGARRAMA DEL	
RECONSTRUCCION Y PAVIMENTACION DE LA ZAGARRAMA DEL	
Escala:	Folio No.
1:100	SECTOR DESCHALADO
	Folio No. 2



VISTA LATERAL
Escala 1/100



PLANTA SUPERIOR
Escala 1/25

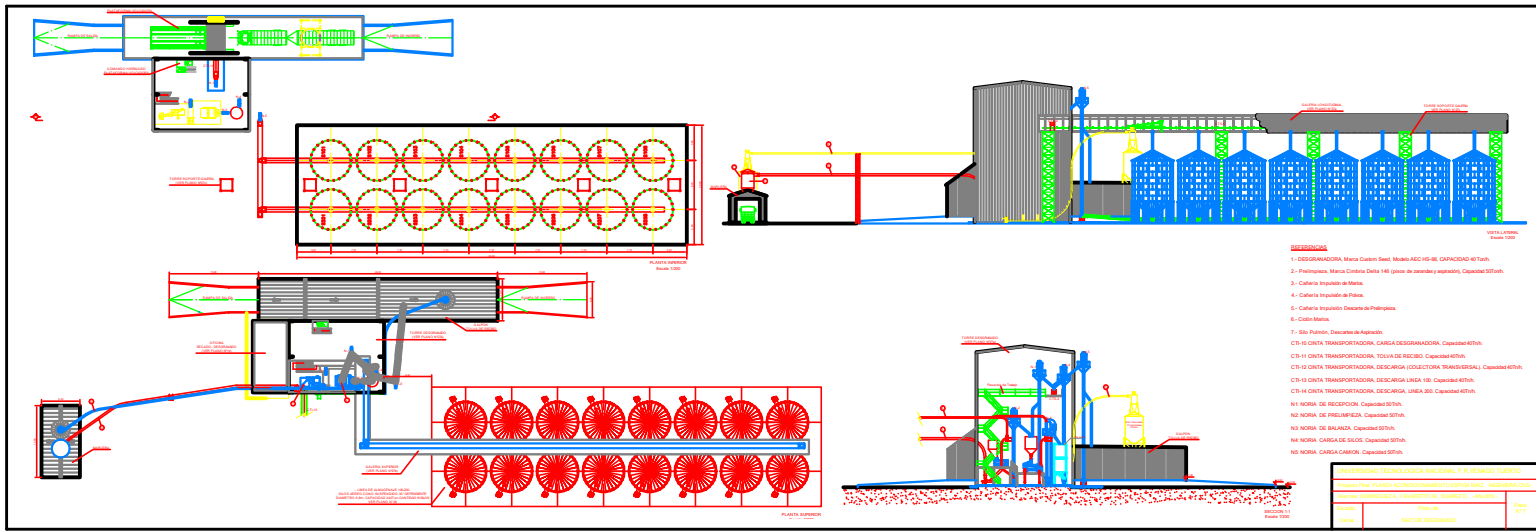


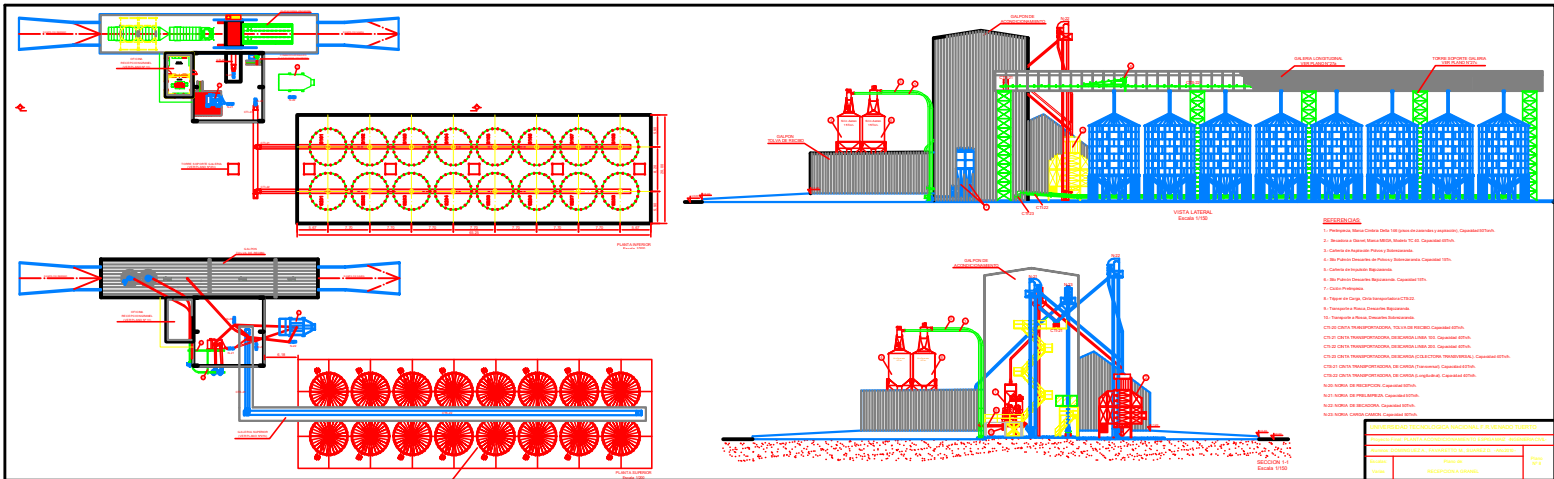
SECCION 1-1
Escala 1/100

REFERENCIAS:

- 1.- PUERTA SUPERIOR CARGA DE CELDA.
- 2.- CELDA DE SECADO.
- 3.- DIFUSOR (CONDUCTO DE VIENTOS).
- 4.- PLENUM (CLAPETA CAMBIO DE VIENTOS).
- 5.- PISO DE 11'4".
- 6.- TURBINA.
- 7.- PUERTA INFERIOR.
- CTS-1.- CINTA TRANSPORTADORA, DESDE DESCHALADO.
- CTS-2.- CINTA TRANSPORTADORA, LONGITUDINAL SOBRE CELDAS.
- CTS-3.- CINTA TRANSPORTADORA, TRANSVERSAL CARGA DE CELDAS.
- CTS-4.- CINTA TRANSPORTADORA, DESCARGA DE CELDAS.
- CTS-5.- CINTA TRANSPORTADORA, COLECTORA DE DESCARGA A DESGRANADO.

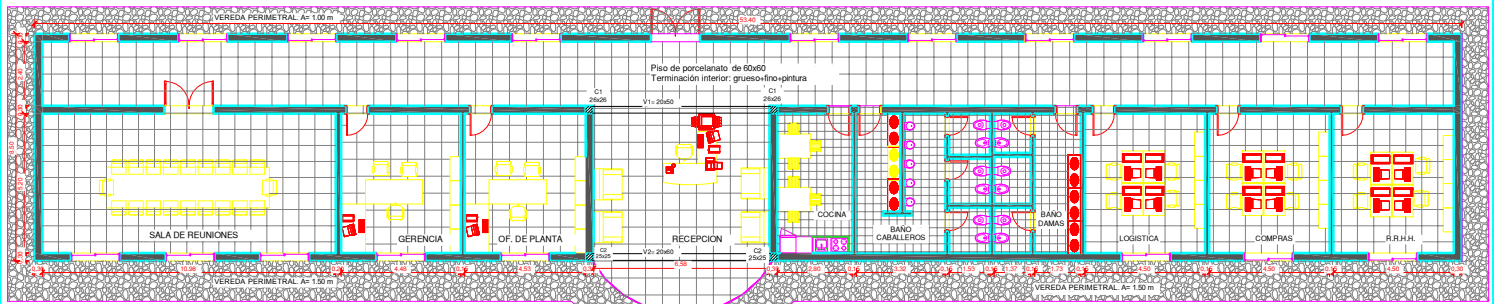
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL "FRANCISCO DE SÁNCHEZ" VENADO TUERTO	
Instituto de Ingeniería y Tecnología (IET) - Ingeniería Civil	
Profesor: DOMINGUEZ A., FACUNDO M., BARRERA J., LÓPEZ R.	
Alumno:	BRUNO C.
Curso:	CELDA DE SECADO
Fecha:	1/15



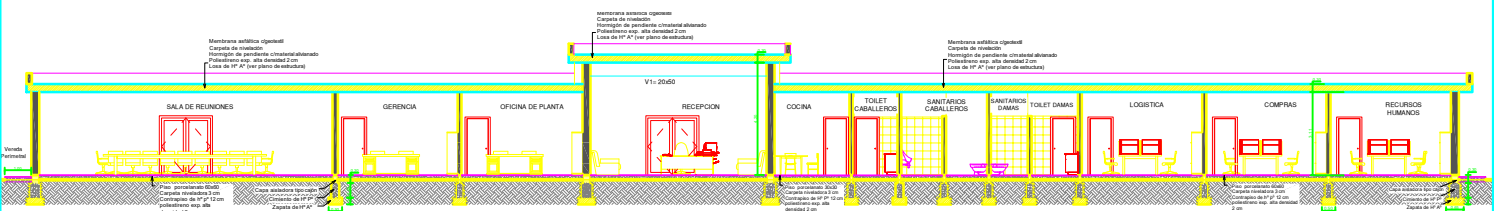


- REFERENCIAS:**
1. Planos de Bases de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 2. Planos de Bases de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 3. Cálculo de las Paredes y Diques.
 4. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 5. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 6. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 7. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 8. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 9. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
 10. Cálculo de los Diques de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
- Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.
Cálculo de los Tanques Rectangulares y Cuadrados.

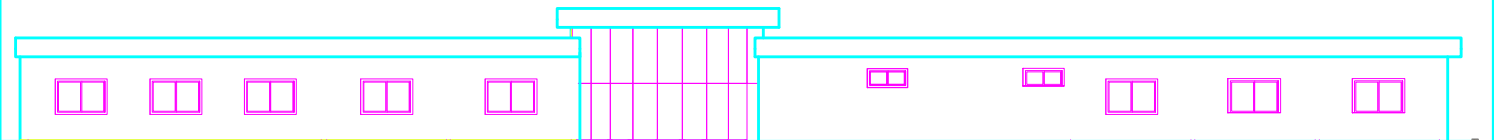
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES			
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES			
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES			
FECHA:	PROYECTO:	PROYECTO:	PROYECTO:
FECHA:	PROYECTO:	PROYECTO:	PROYECTO:



PLANTA
1:100



CORTE 1-1
1:100

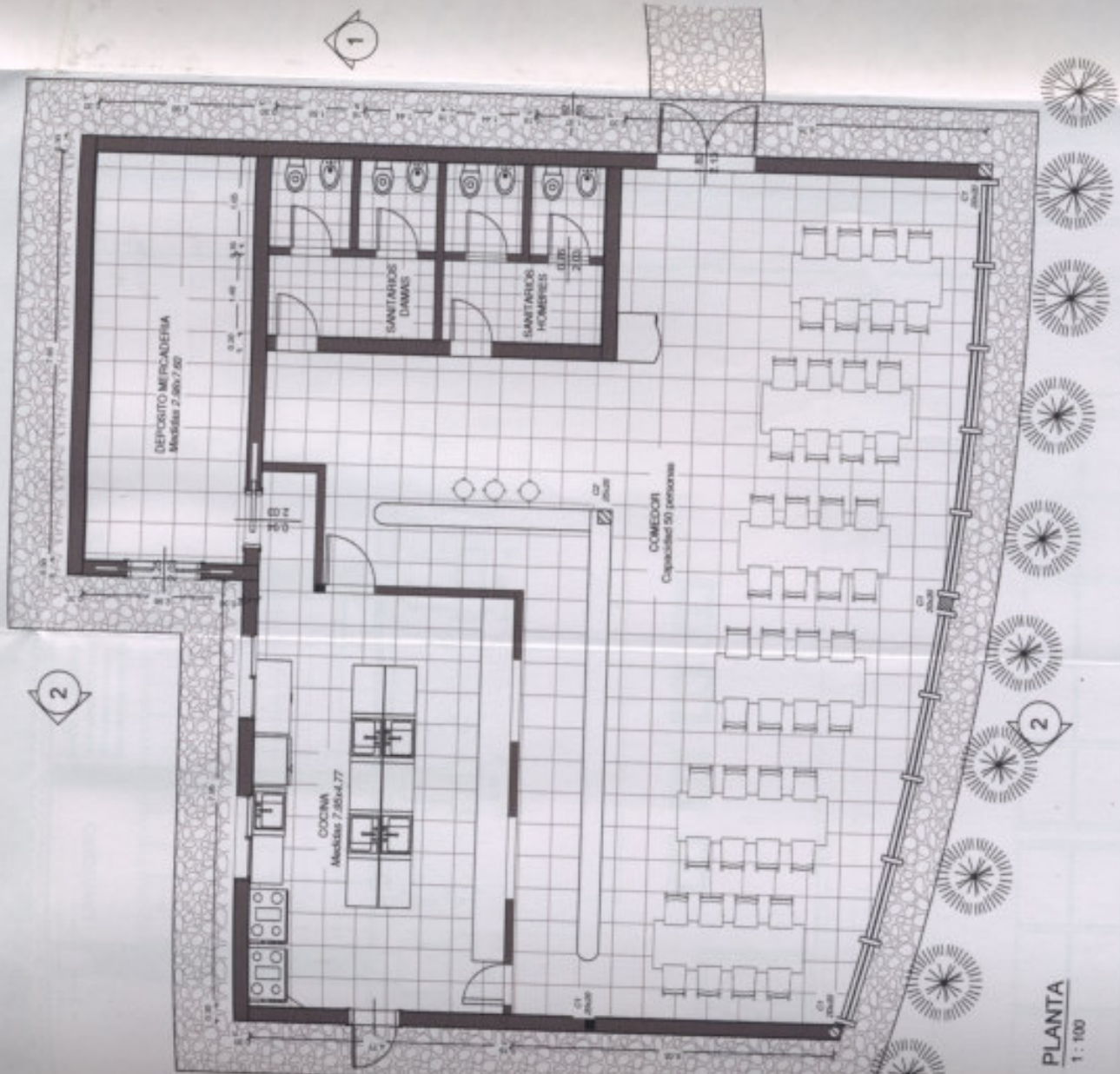


VISTA
1:100



Vista 3D

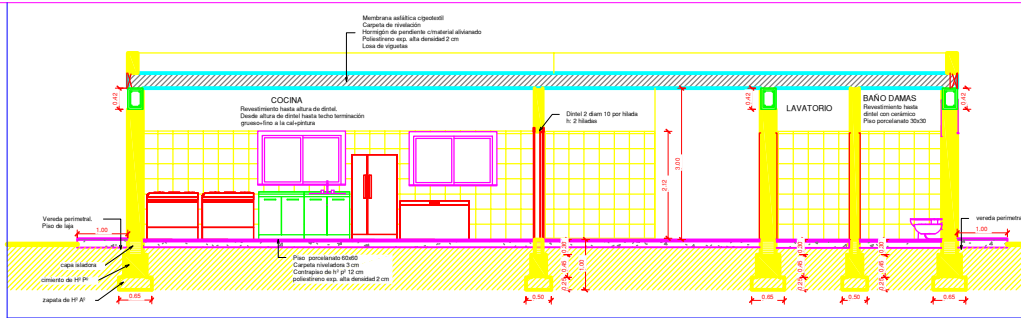
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO	
Proyecto final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGAS DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL	
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010-	
Escala 1/100	PLANO Nº 9



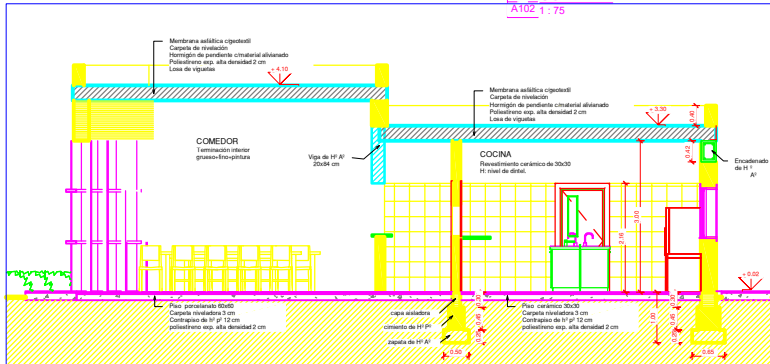
POLIGONO
1 : 100

PLANTA
1 : 100

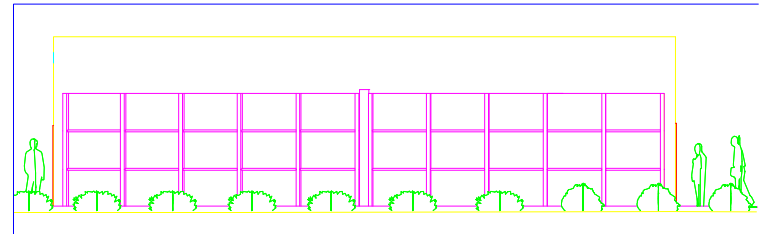
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO	
PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL -	
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -	
Escala	PLANO N°



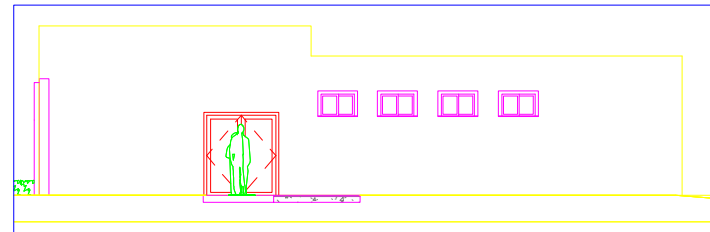
1 - CORTE 1-1
A102 1:75



2 - CORTE 2-2
A102 1:75



3 - Sur
A102 1:100

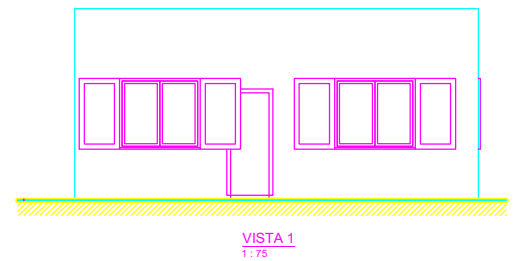
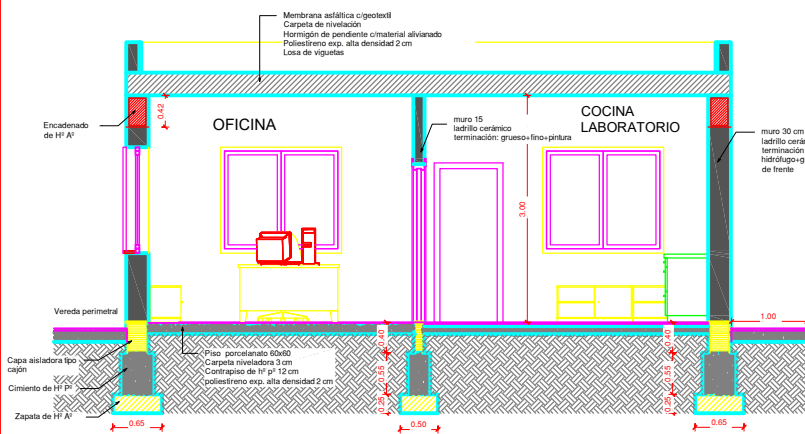
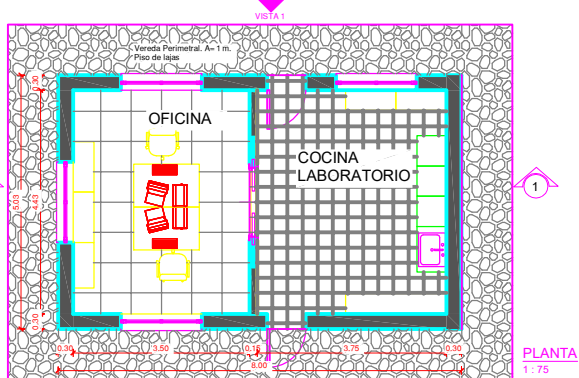


4 - Este
A102 1:100

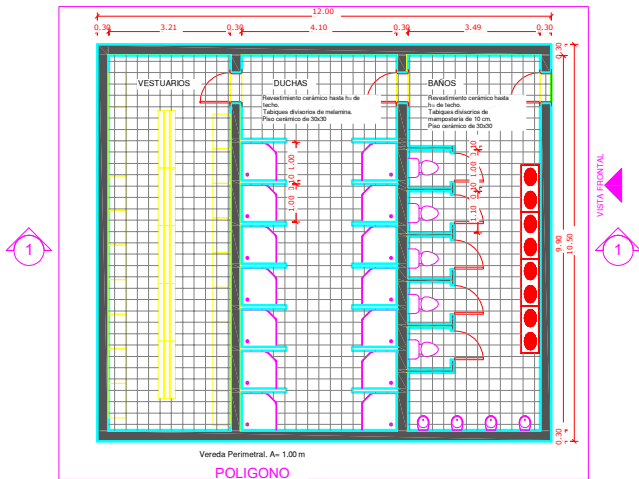


5 - Vista 3D
A102 1:1

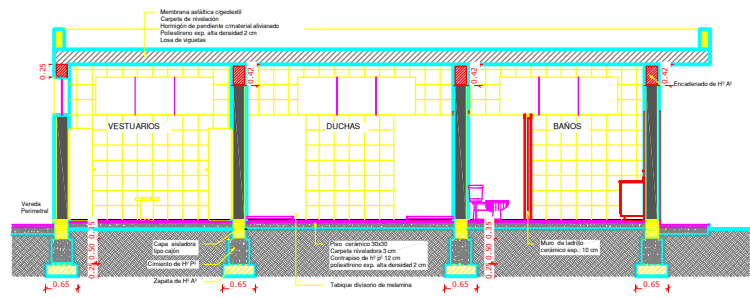
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO	
PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ	INGENIERIA CIVIL -
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D.	
Escala	PLANO Nº
CORTE-VISTAS DE COMEDOR	A102



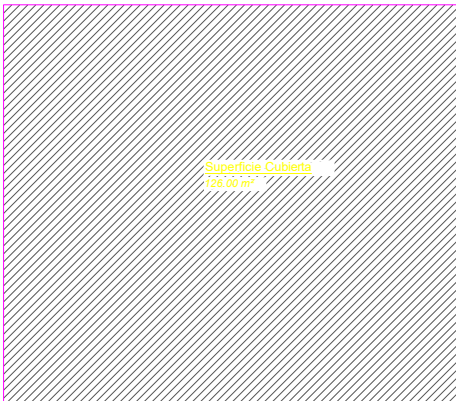
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO		
Proyecto Final: Planta de acondicionamiento de espiga de maíz - INGENIERIA CIVIL -		
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D.	-AÑO 2010-	PLANO Nº
Escala: varias	OFICINA SECTOR RECEPCION GRANEL	11



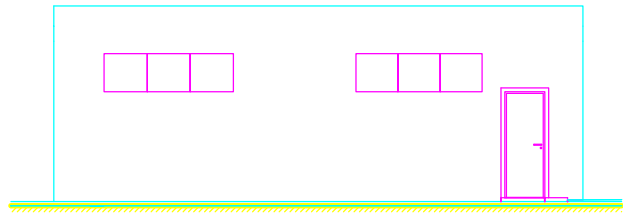
Vista 3D 1
1:1



CORTE 1-1
1:75



POLIGONO
1:100

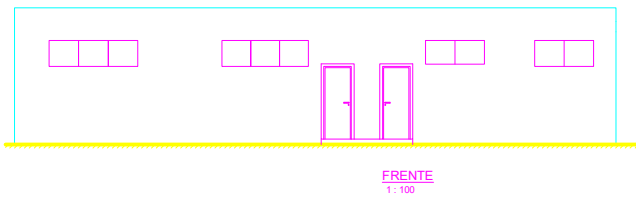


VISTA FRONTAL
1:75

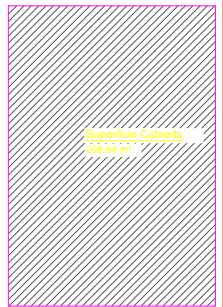
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL		
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -		PLANO Nº 12
Escala	VESTUARIO PERSONAL A GRANEL	
VARIAS		



Vista 3D
1:1

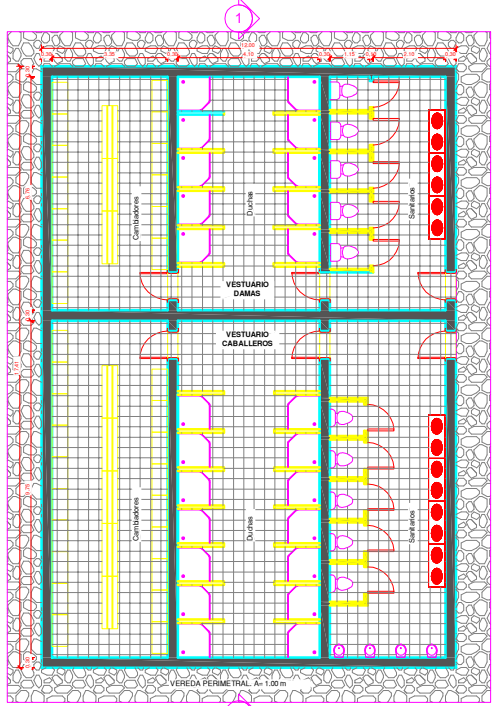


FRENTE
1:100

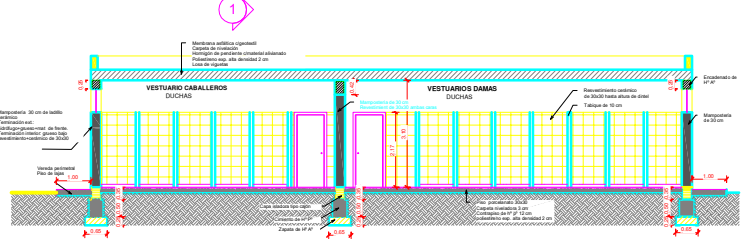


SUPERFICIE CUBIERTA
205.94 m²

PLANTA
1:200

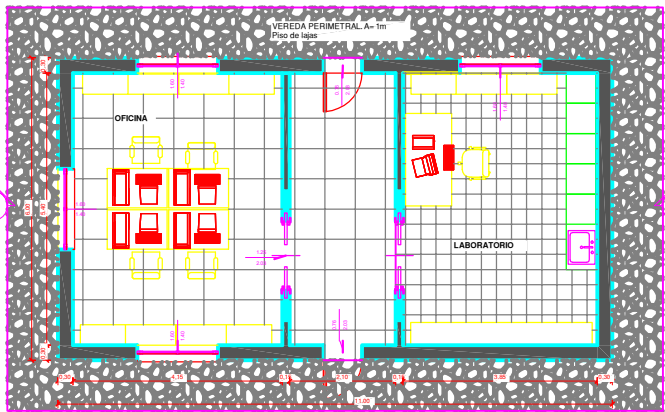


PLANTA
1:100



CORTE 1-1
1:100

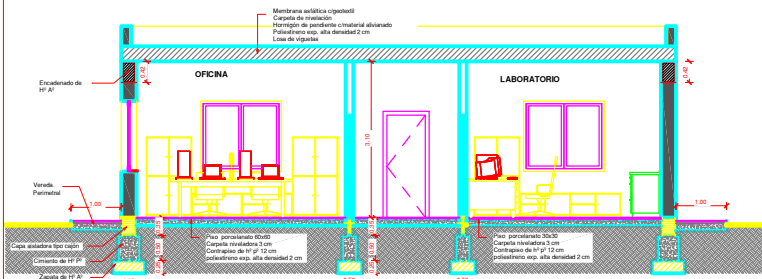
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL -		
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -		
Escala 1/100	VESTUARIO PERSONAL ESPIGA	PLANO Nº 13



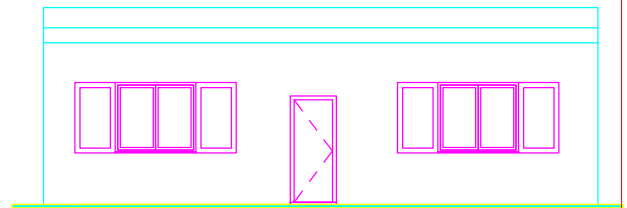
2 PLANTA
A102 1:75



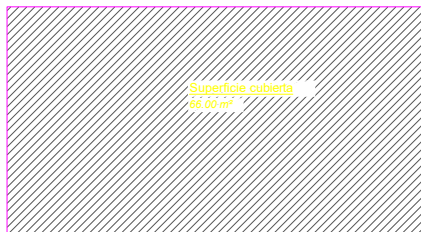
Vista 3D
1:1



CORTE 1-1
1:75

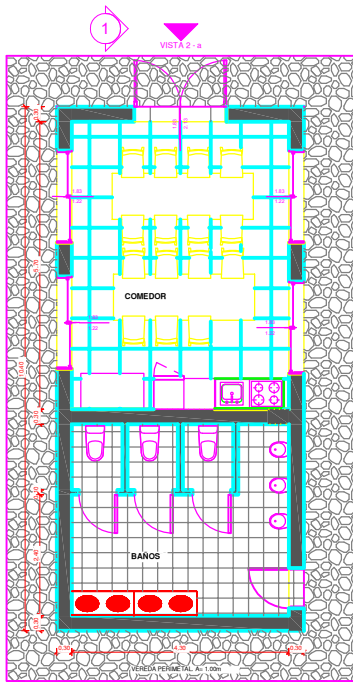


VISTA 1
1:75

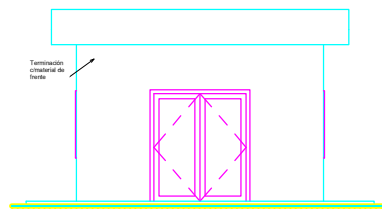


POLIGONO
1:100

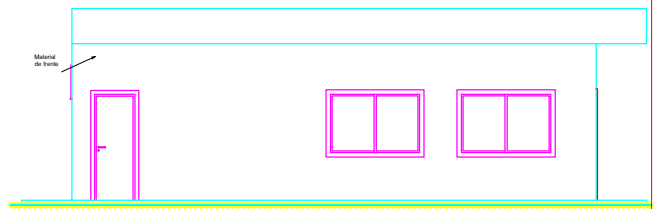
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGAS DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL		
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -		PLANO Nº 14
Escala 1/75	OFICINA SECTOR SECADO-DESGRANADO	



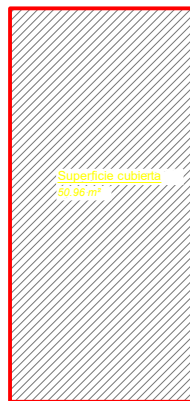
POLIGONO
1:75



VISTA 2 - a
1:75



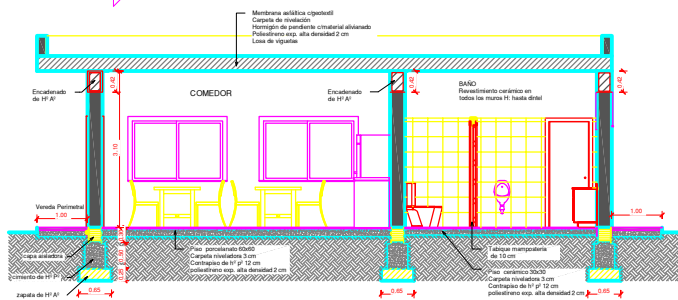
VISTA 1 - a
1:75



POLIGONO
1:100

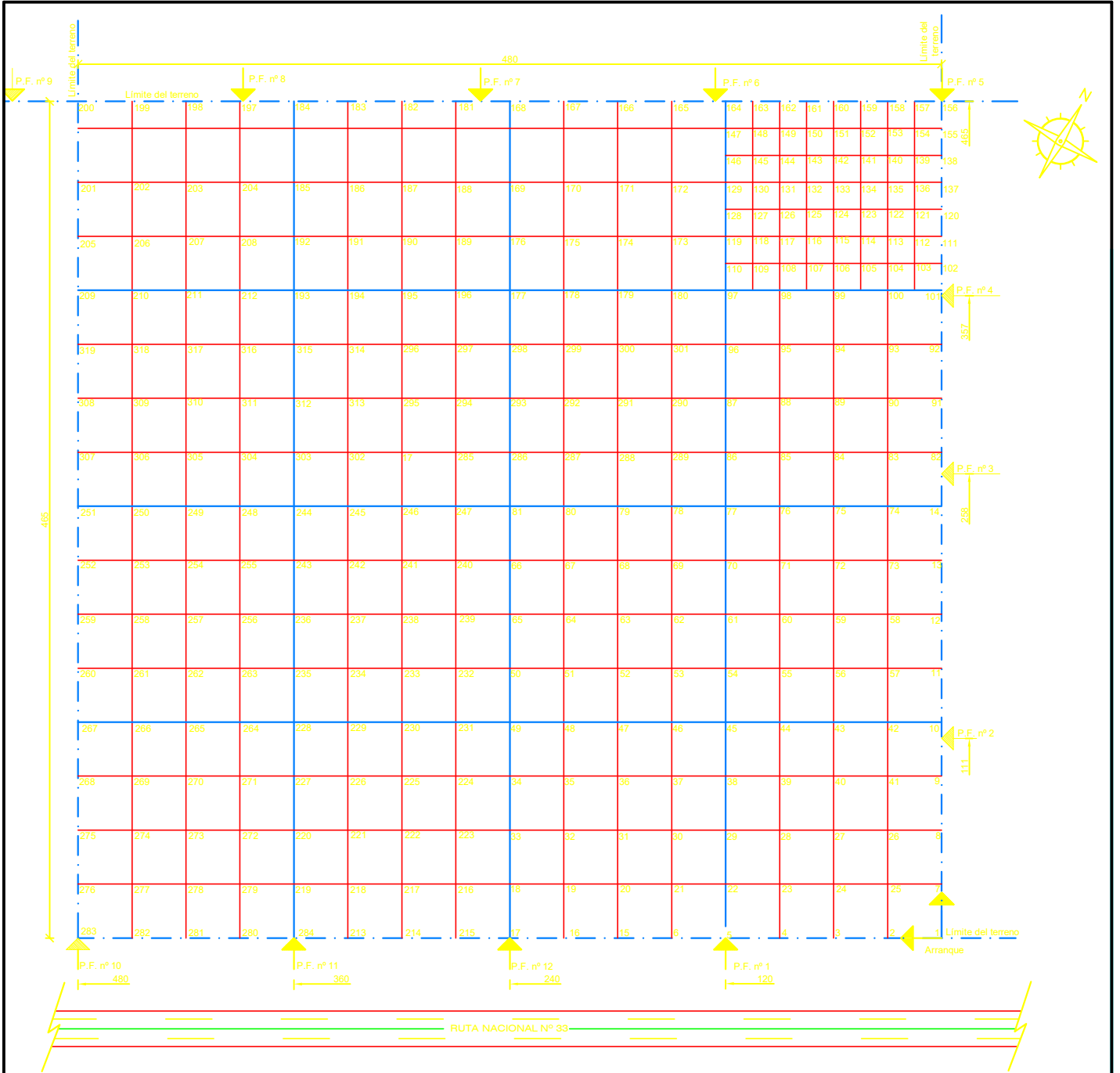


Vista 3D
1:1

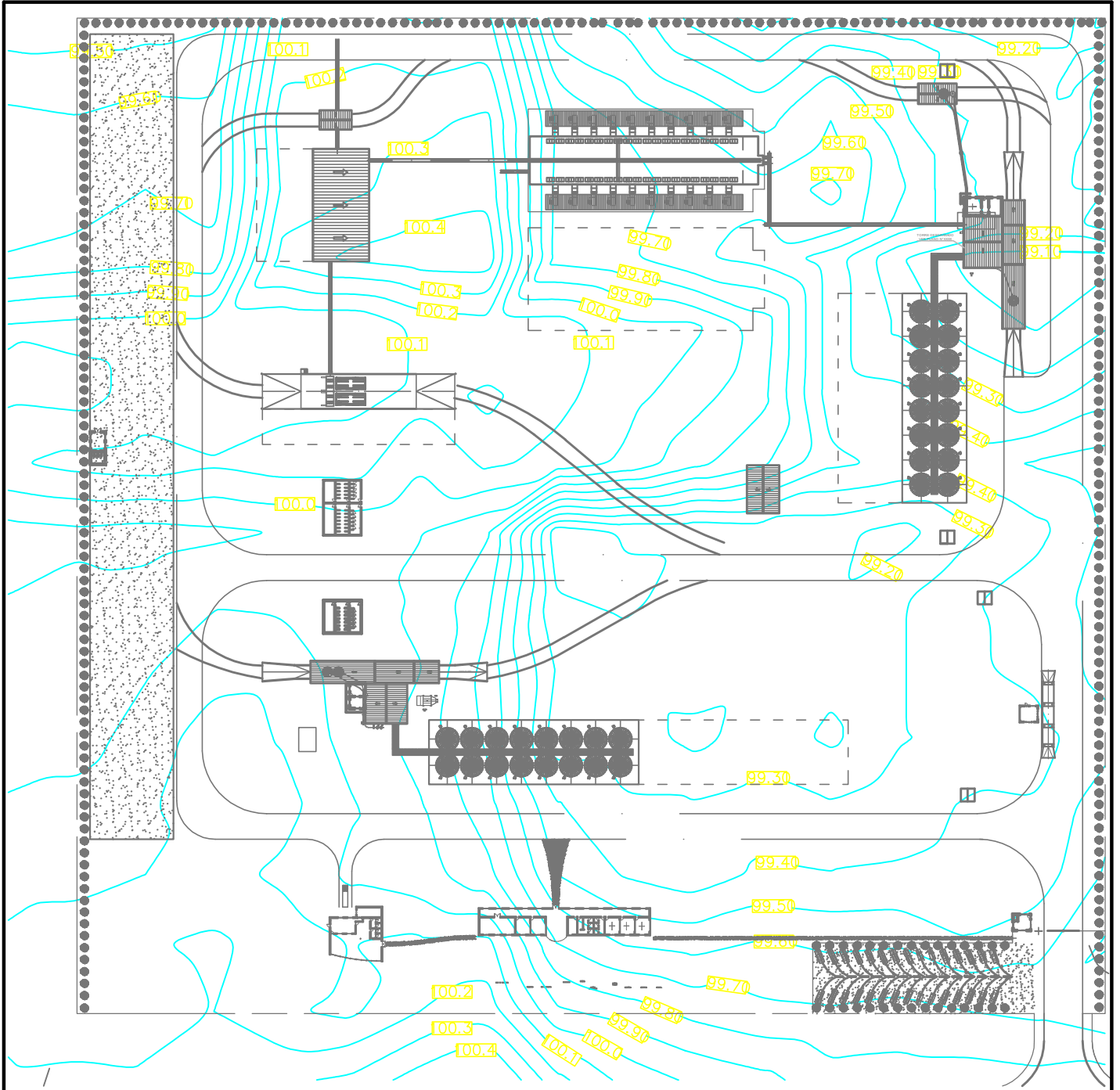


CORTE 1-1
1:75

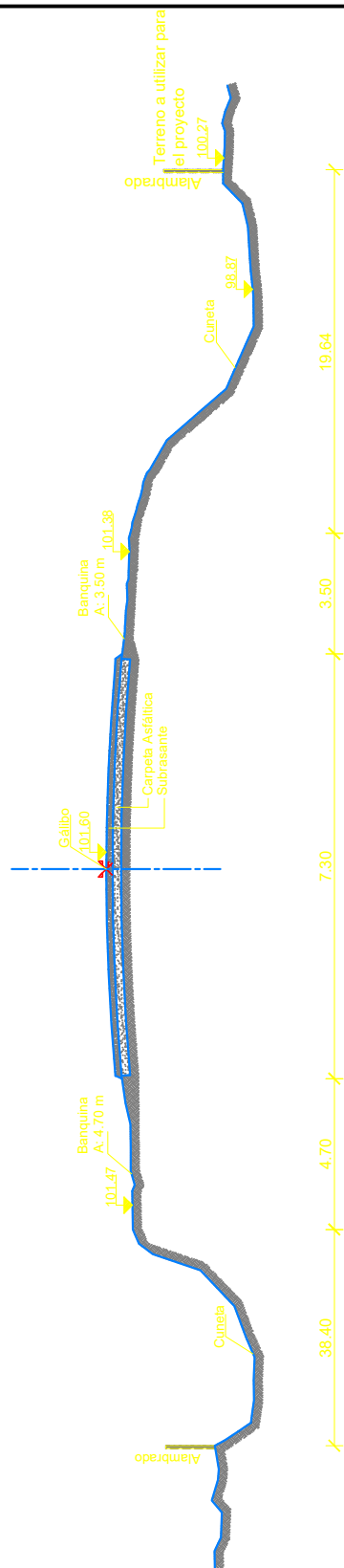
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO	
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA DE MAIZ - INGENIERIA CIVIL -	
ALUMNOS: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - AÑO 2010 -	
Escala	PLANO Nº 15
VARIAS	SANITARIOS-ESTAR CAMIONEROS



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano Nº 16
1/1500	NIVELACION	



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano Nº 17
1/1000	CURVAS DE NIVEL	



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

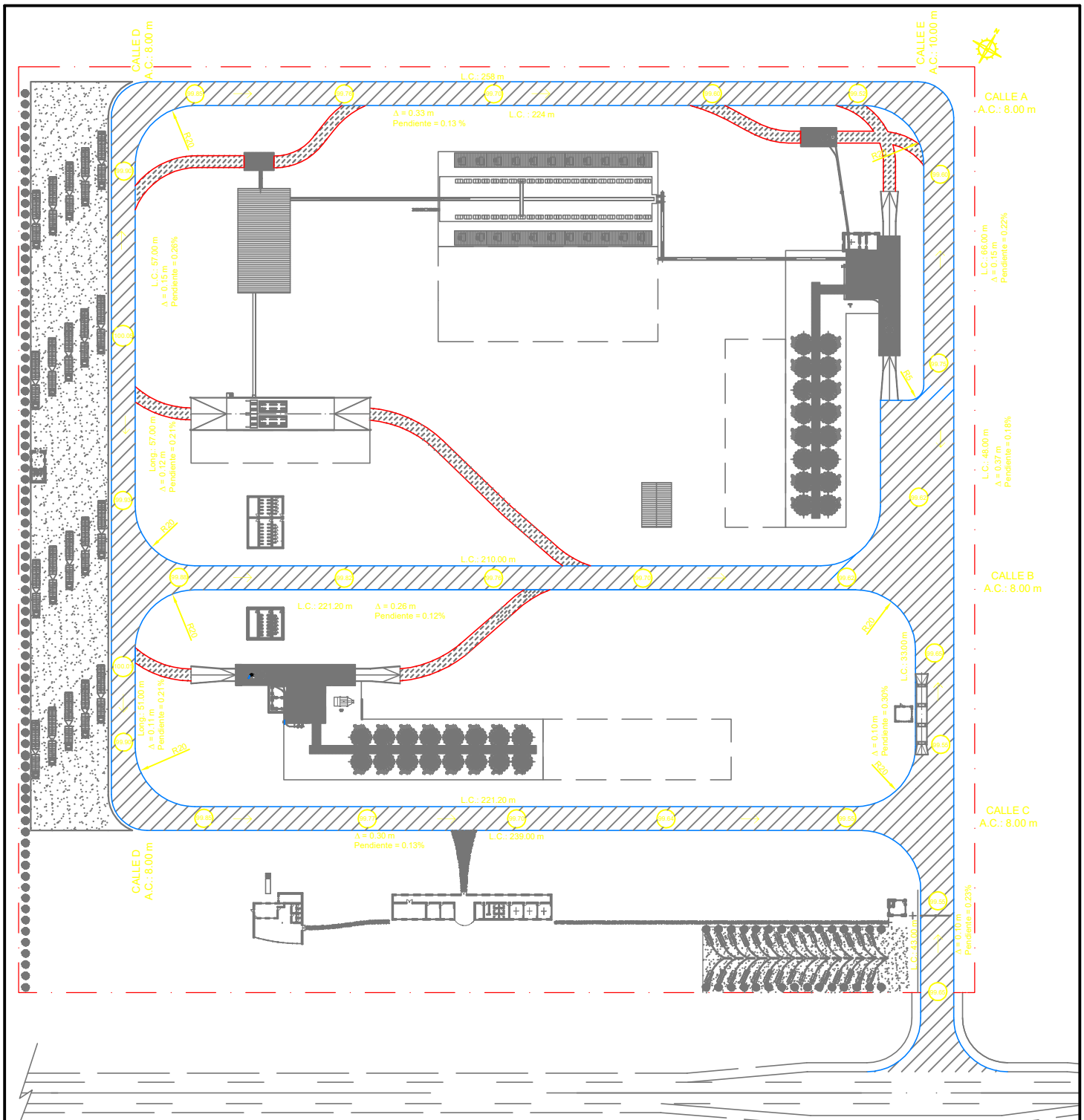
Escala:

1:125

Plano de:

CORTE TRANSVERSAL RUTA NAC. Nº 33 KM 626

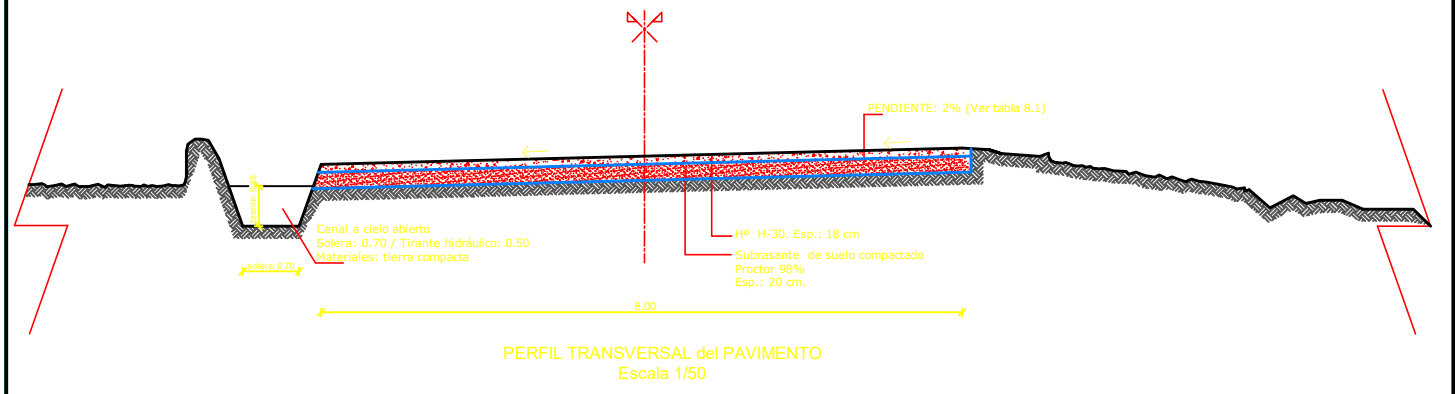
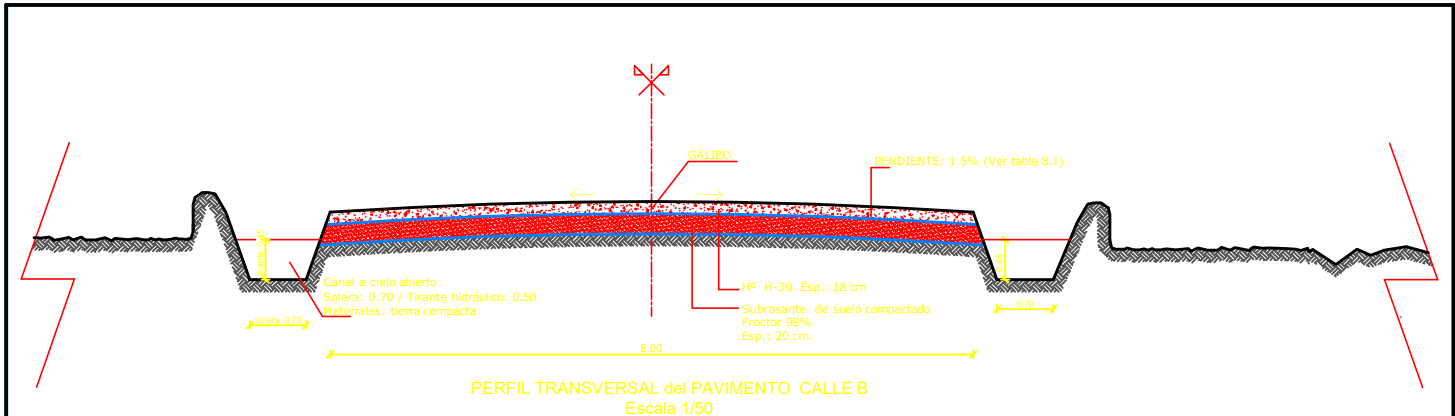
Plano
Nº 18



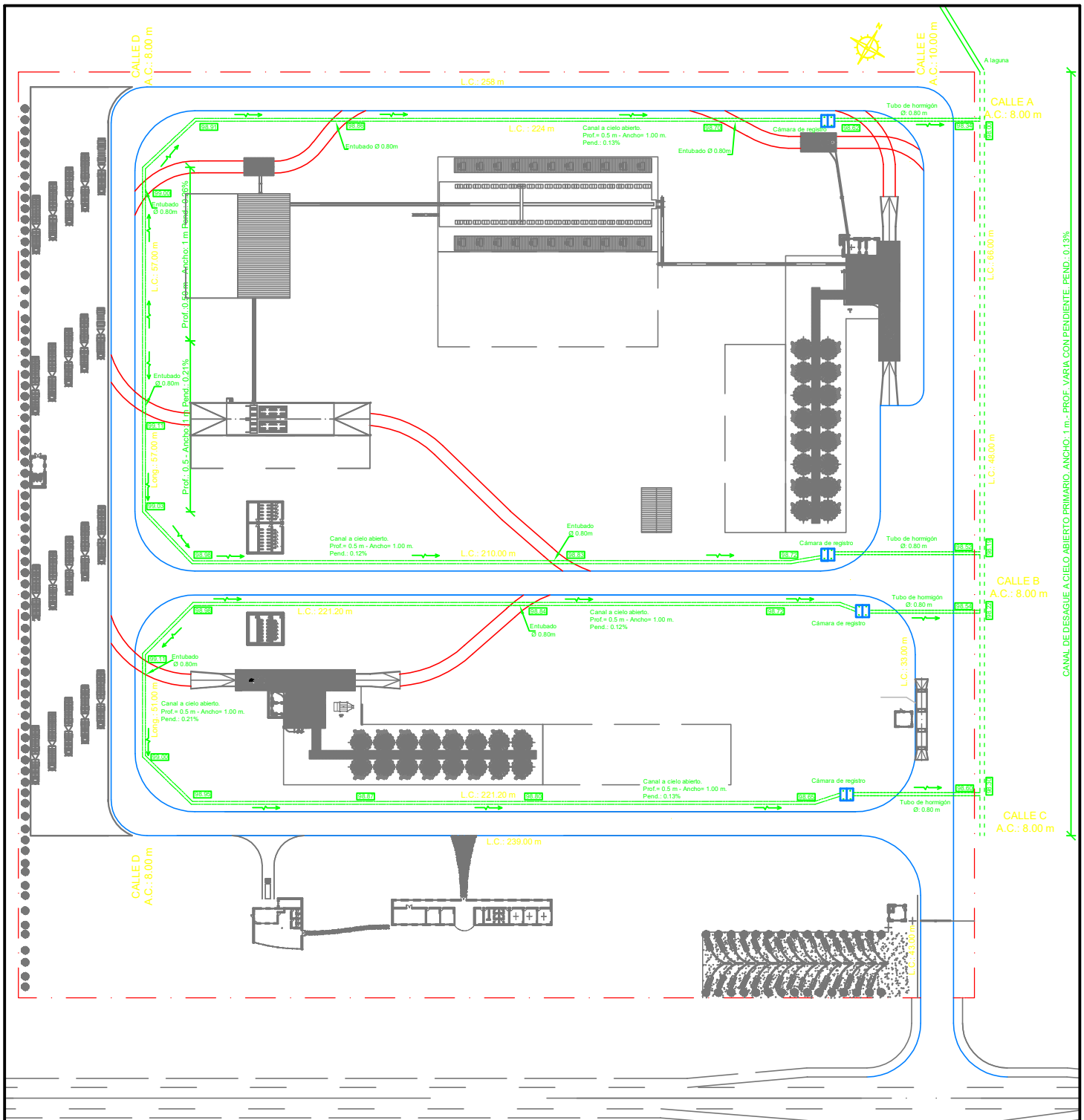
REFERENCIAS

- Caminos Primarios de H° Esp.: 18 cm.
- Caminos secundarios con estabilizado.
- Playas de estacionamiento con estabilizado granular.
- Cota de pavimento terminado
- Dirección de pendiente del pavimento
- A.C. Ancho de calzada
- L.C. Longitud de cuadra

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano N° 19
1:1000	PROYECTO de PAVIMENTO	



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano Nº 20
1:50	CORTE TRANSVERSAL del PAVIMENTO	



REFERENCIAS

- - - Canal de desague principal a cielo abierto. Este recolectara el agua de los todos los canales secundarios
- - - Canal de desague secundario a cielo abierto
- Tubos de desague de H^o Ø 1 m
- Tubo de desague de H^o Ø 0.80 m. Estos desagues se colocaran en la intersección del canal con los caminos secundarios. Se realizara una alcantarilla en los lugares donde coloquen cada tubo. La tapada de estos tubos se realizara con una losa de H^o A^o Esp.: 15 cm
- BS.70 Cota de desague intra 2
- BS.71 Cota de terreno natural
- Dirección de pendiente de desague
- A.C. Ancho de calzada
- L.C. Longitud de cuadra

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

1:1000

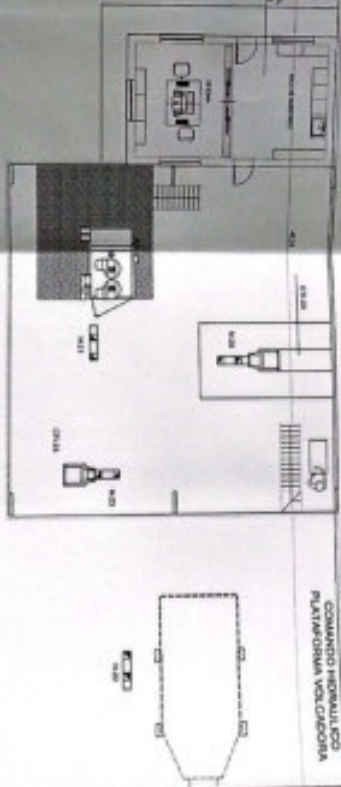
Plano de:

PROYECTO DE DESAGUES

Plano
Nº 21

- REFERENCIAS GENERALES:**
- 1.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 2.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 3.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 4.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 5.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 6.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 7.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 8.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 9.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.
 - 10.- Norma de seguridad contra incendios para edificios de altura.

PLANTA
Escala 1/100



COMANDO HERRAJES
PLATAFORMA VOLADORA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F. R. VENADO TUERTO

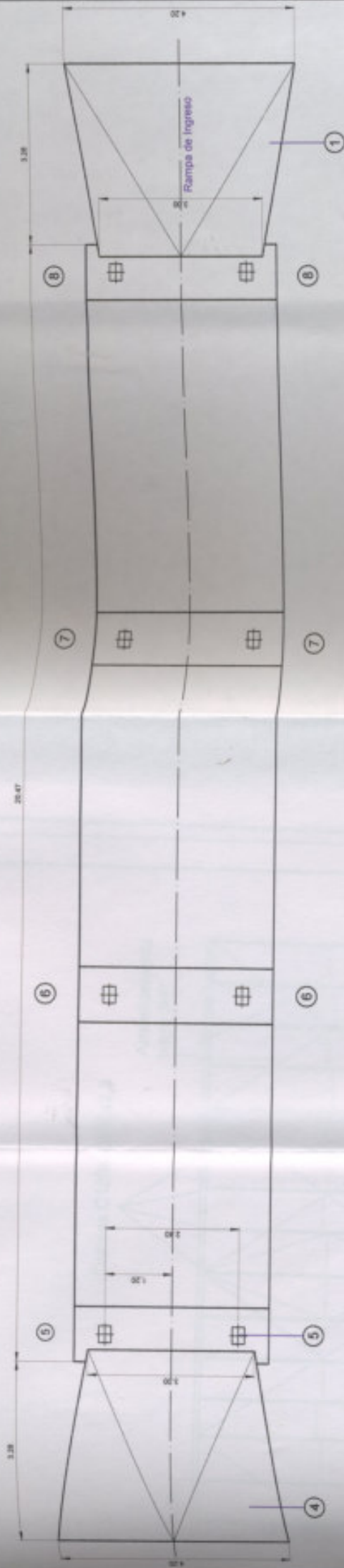
Proyecto Final PLANTA ACORDECORAMIENTO ESPINA MAZ - INGENIERIA CIVIL -

Alumnos: DOMÍNGUEZ A., FAVARETTO M., SUÁREZ D. - Año 2019 -

Escala: Plano de

1:100 PLATAFORMA DE DESCARGA A GRANEL

Plano
Nº 22



PLANTA GENERAL
ESC.: 1/75



CORTE LONGITUDINAL
ESC.: 1/75

REFERENCIAS GENERALES:

- 1.- RAMPA DE INGRESO
- 2.- VIGA ELÁSTICA DE H⁴ H-21 DE 0.30 x 0.75 m. Ver cálculo cap.9 pág 109
- 3.- PISO DE TERMINACIÓN DE H⁴ H-21.
- 4.- RAMPA DE EGRESO
- 5, 6, 7, 8.- CELDAS DE CARGA

MATERIALES

ACERO PARA CONSTRUCCION CON TIPO B (ASTM A36)
HORMIGÓN F20

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL -

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

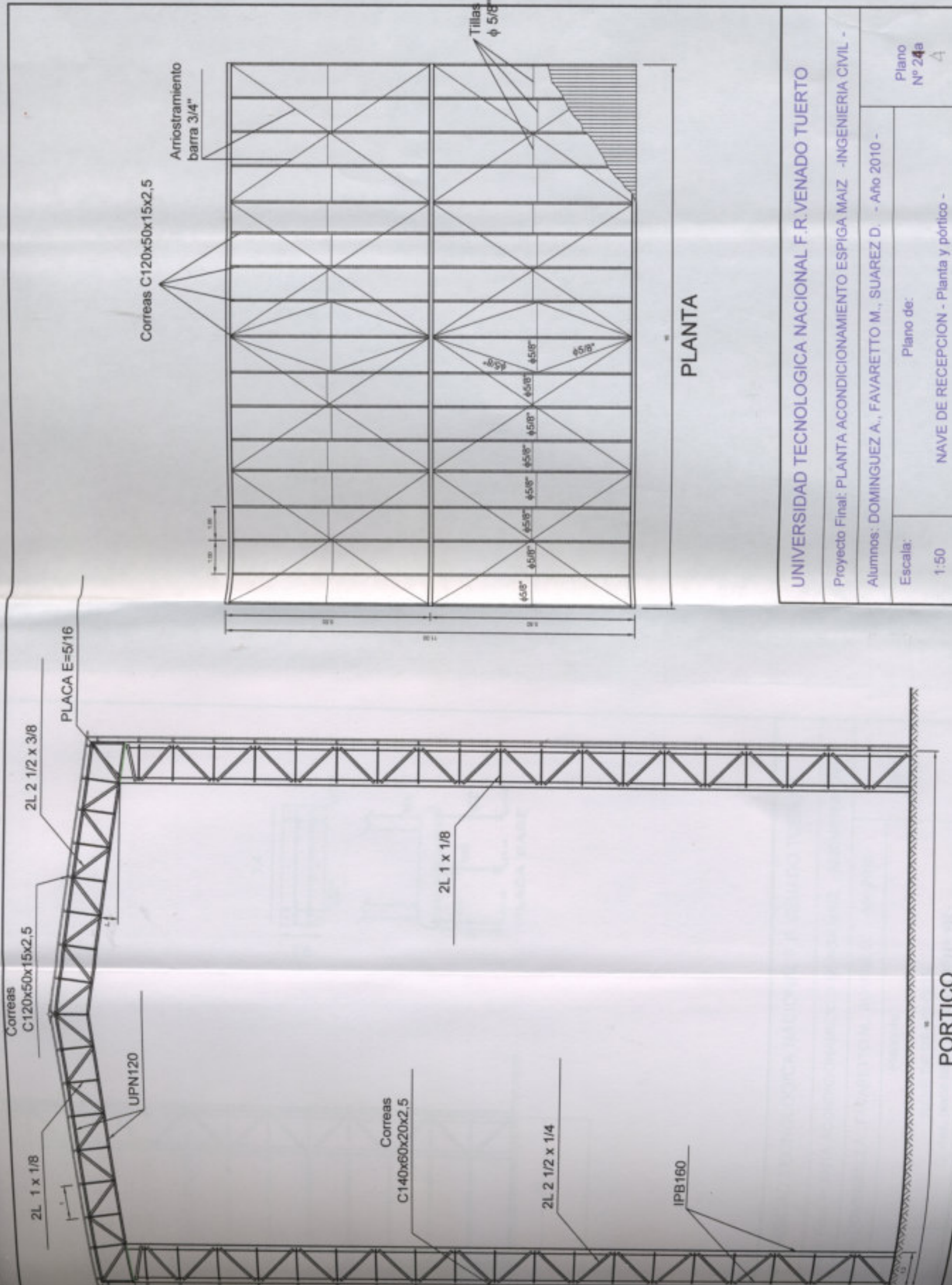
Escala:

1:75

Plano de:

BALANZA DE CARGA

Plano
Nº 23



Correas C120x50x15x2.5

Arriostamiento barra 3/4"

Tillas ϕ 5/8"

PLANTA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL -

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

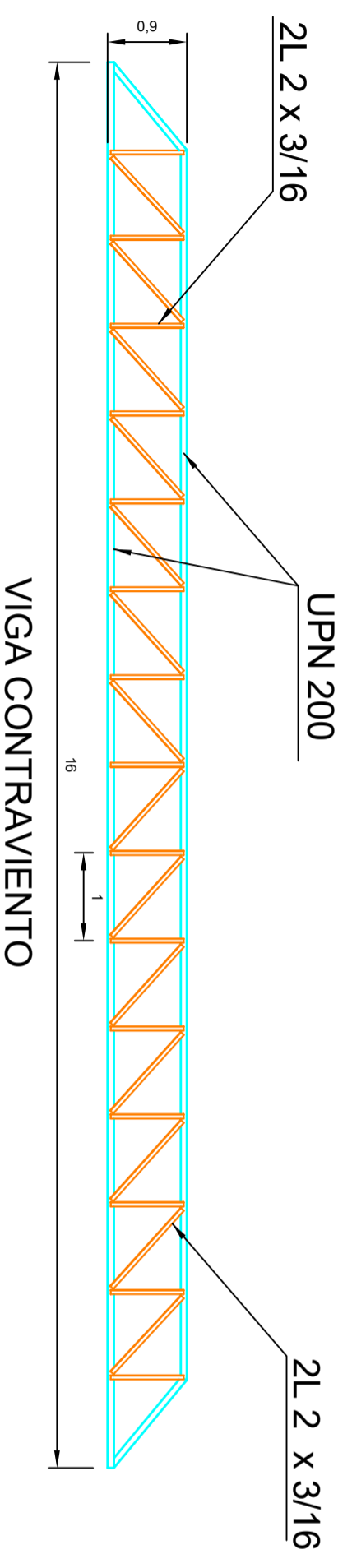
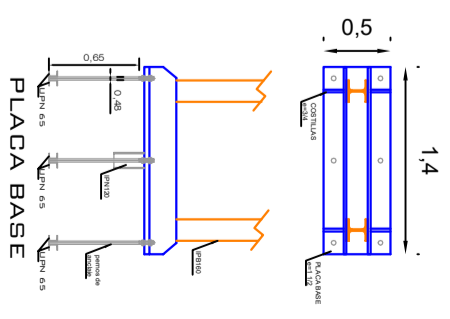
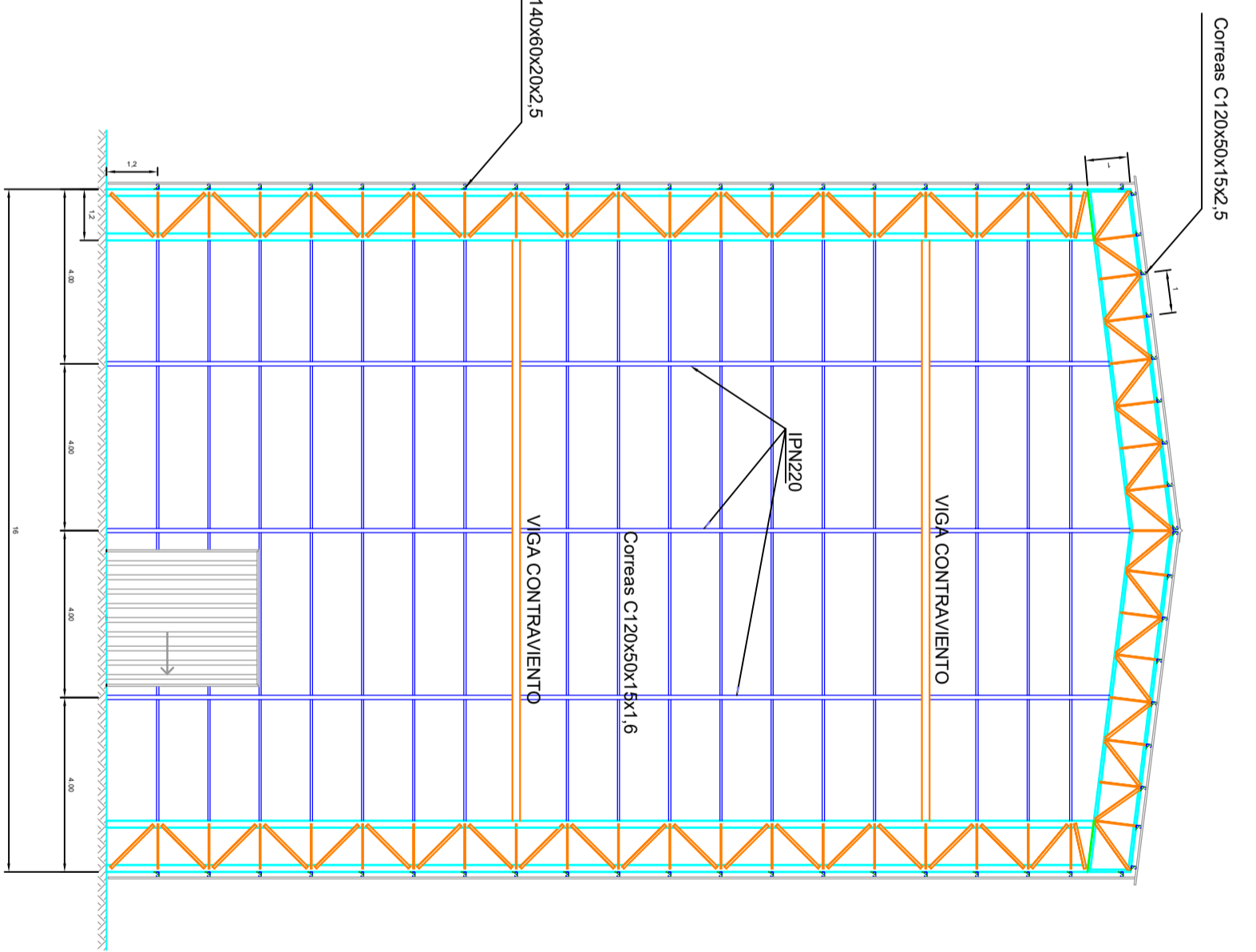
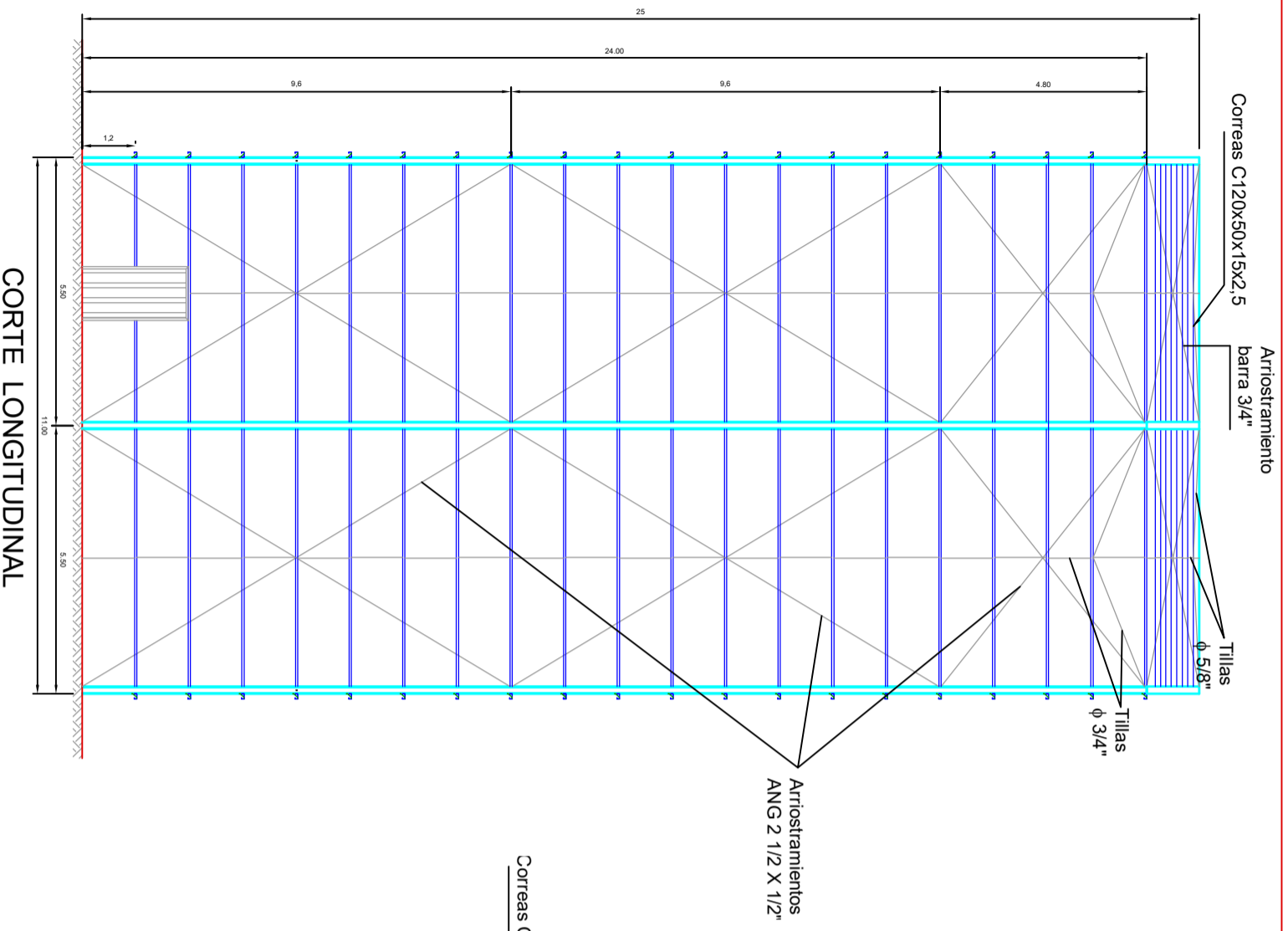
Plano de:

Plano N° 24a

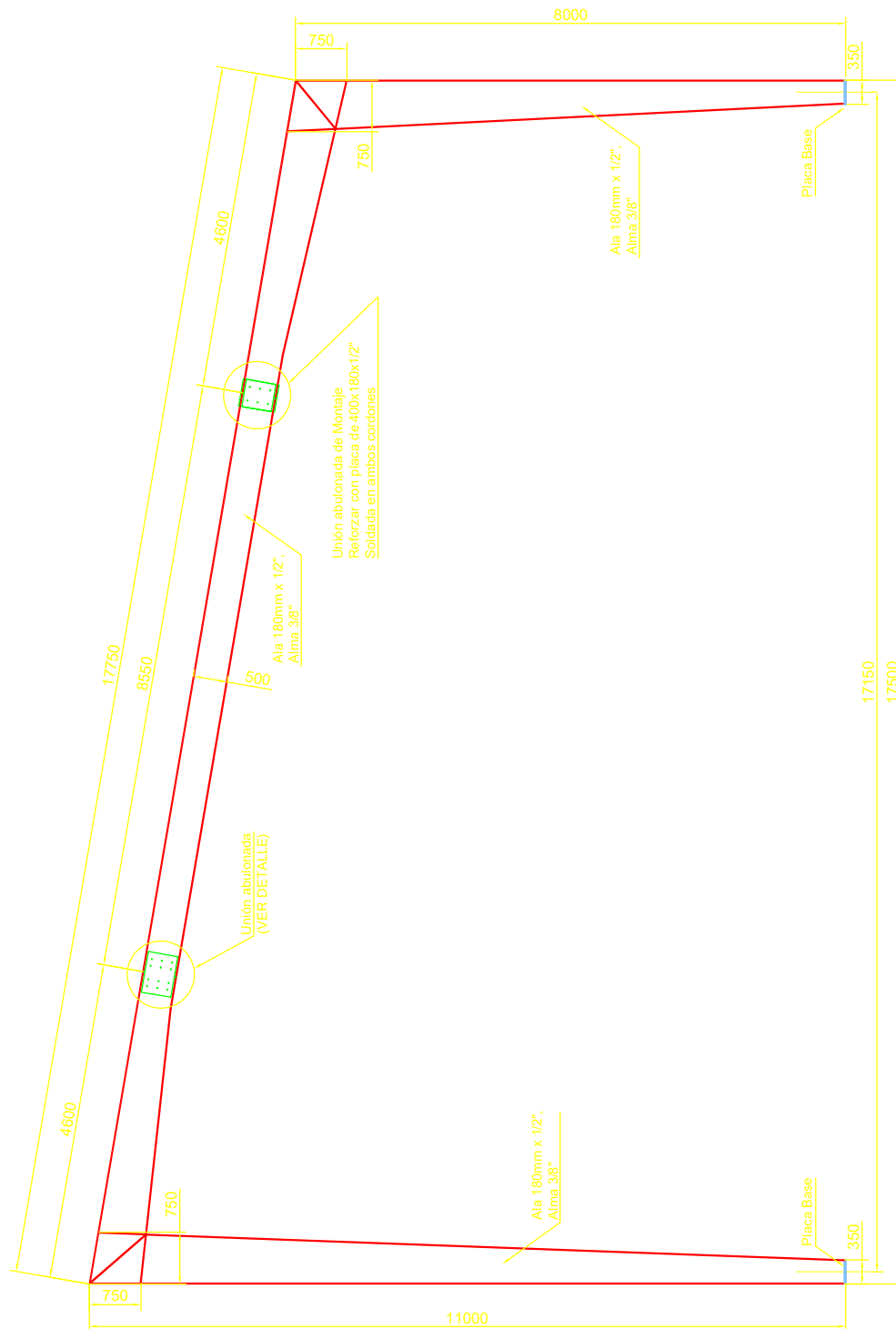
1:50

NAVE DE RECEPCION - Planta y pórtico -

PORTICO



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO	
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-	
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -	
Escala: 1:200	Plano de: NAVE DE RECEPCION - Cortes, placa base y viga a contraviento -
Plano N° 24b	



(P1) PORTICO
CANTIDAD: 8

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

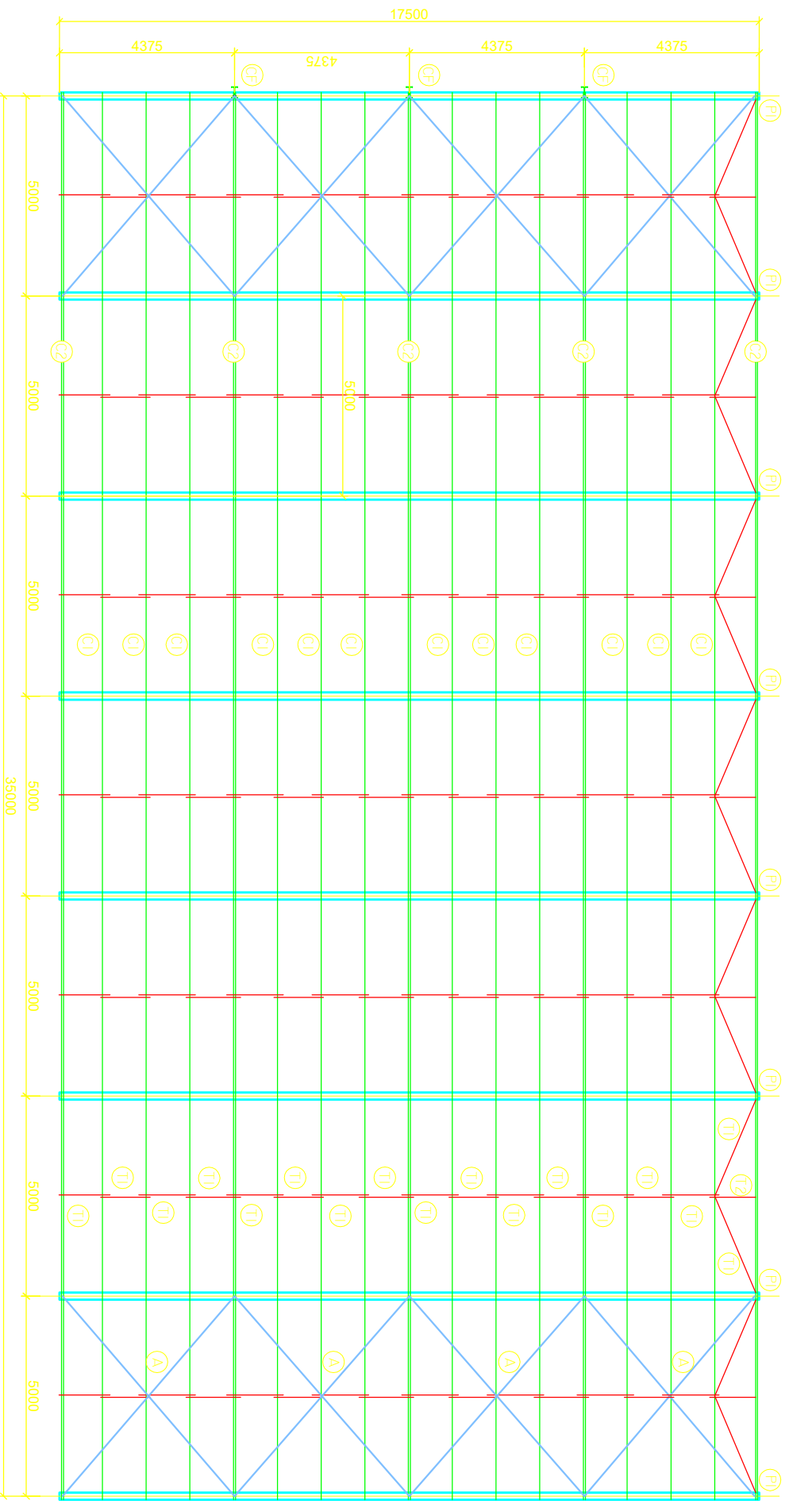
Escala:

1:100

Plano de:

NAVE DE DESCHALADO
-Detalle pórtico-

Plano
N° 25a



REFERENCIAS:

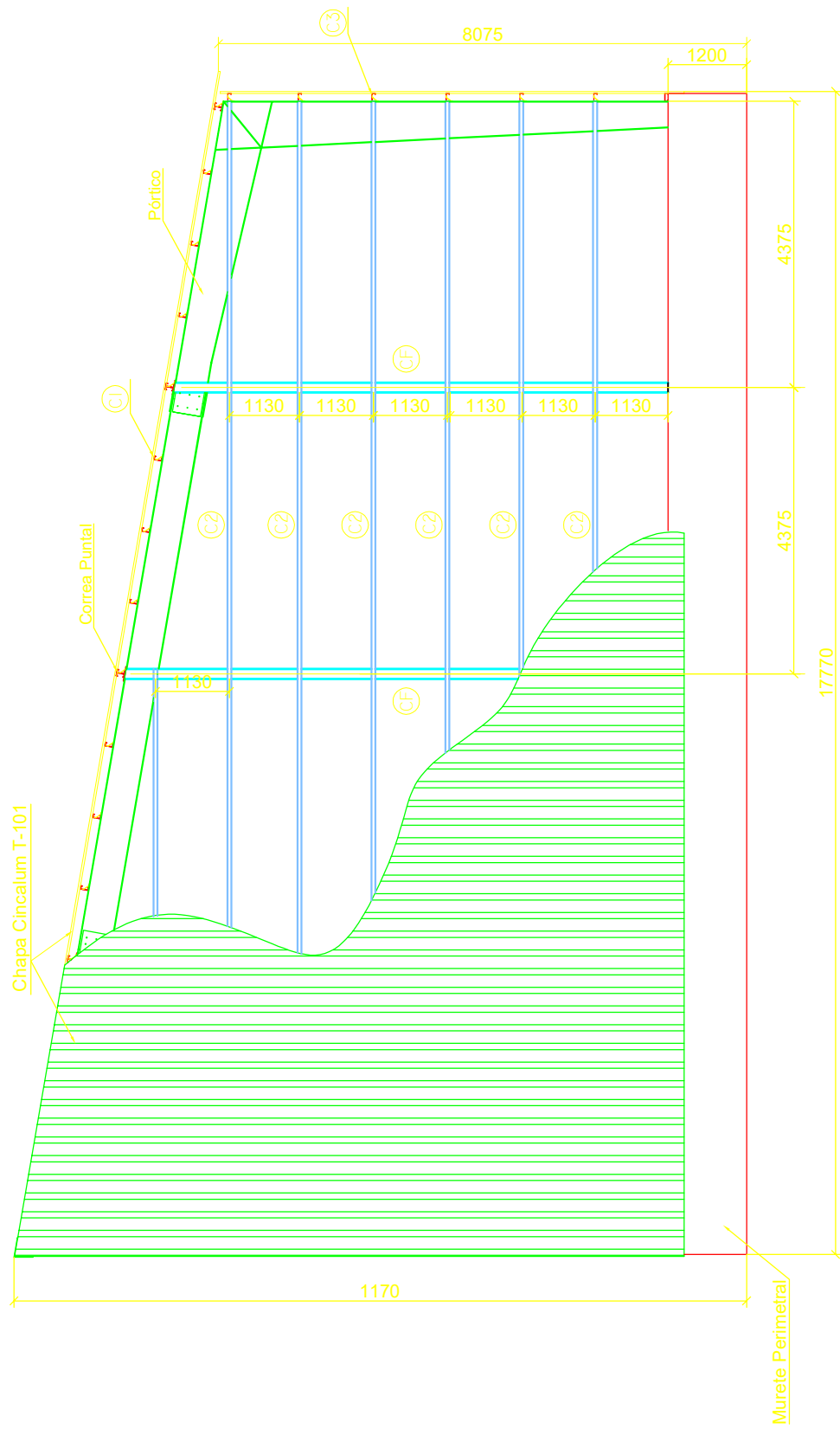
- (CF) COLUMNA DE FRONTTIS: Perfil armado; Alma 1/4" x 280mm, Alas 3/8" x 150mm.
- (C1) CORREA DE CUBIERTA: Perfil "C" de Chapa Galvanizada 120x50x15x3.2.
- (C2) CORREA DE CUBIERTA: Doble Perfil "C" de Chapa Galvanizada 120x50x15x2.
- (T1) TILLAS: Barras de Sección Redonda 5/8" C/Extremos Roscados.
- (T2) TILLAS: Barras de Perfil Angulo 1" x 1/8" C/Extremos de Redondo 5/8" Roscados.
- (A) ARRIOSTRAMIENTO: Barra de Sección Redonda 3/4" C/Extremos Roscados.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:	Plano de:	Plano
1:75	NAVE DE DESCHALADO	Nº 250
	-Estructura de cubierta-	



REFERENCIAS:

- ⒸF COLUMNA DE FRONTIS: Perfil armado; Alma 1/4" x 280mm, Alas 3/8" x 150mm.
- ⒸI CORREA DE TECHO: Perfil "C" de Chapa Galvanizada 120x50x15x3,2.
- Ⓒ2 CORREA DE FRONTIS: Perfil "C" de Chapa Galvanizada 140x60x20x2.
- Ⓒ3 CORREA LATERAL: Perfil "C" de Chapa Galvanizada 140x60x20x3,2.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

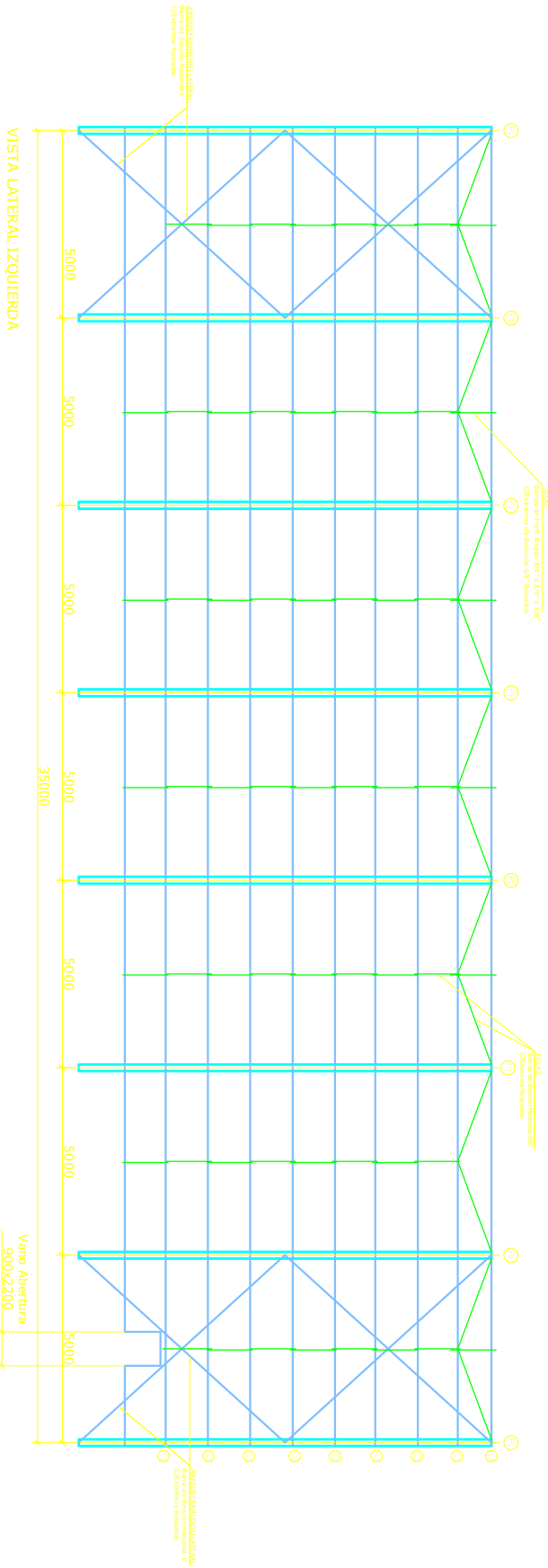
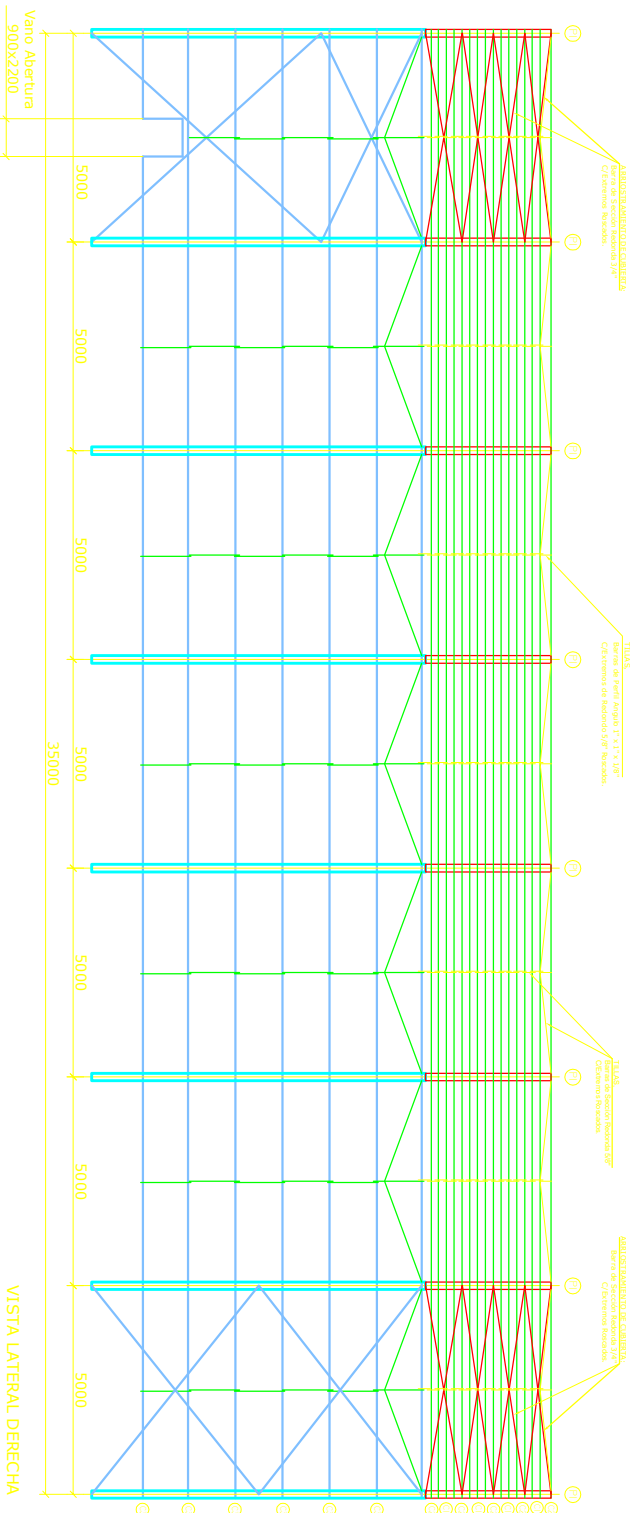
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:
1:100

Plano de:
NAVE DE DESCHALADO
-Estructura de frontis-

Plano
Nº 25c



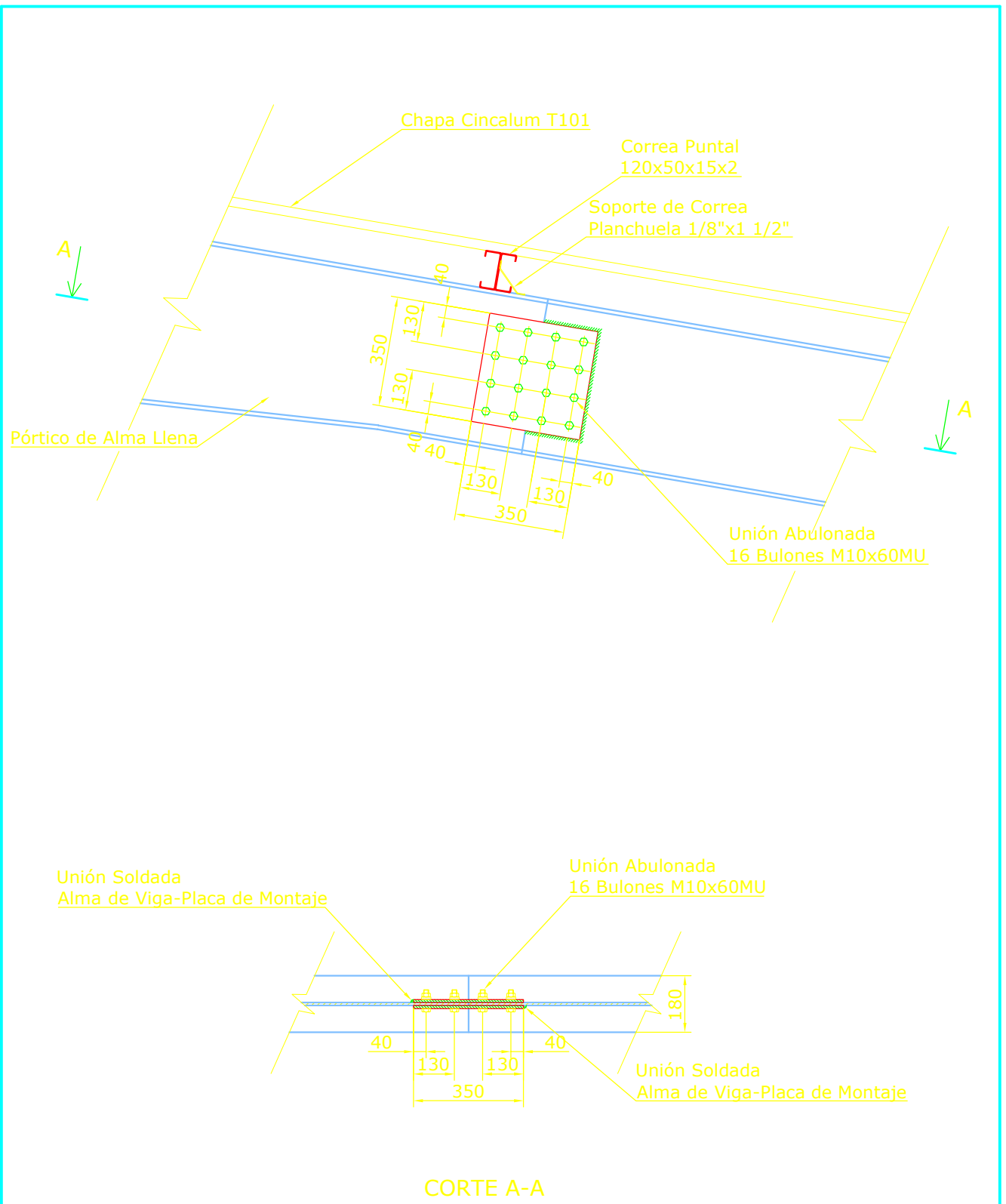
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala: Plano de: Plano N° 25d

1:100 NAVE DE DESGALADO -Atrostramiento laterales-



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

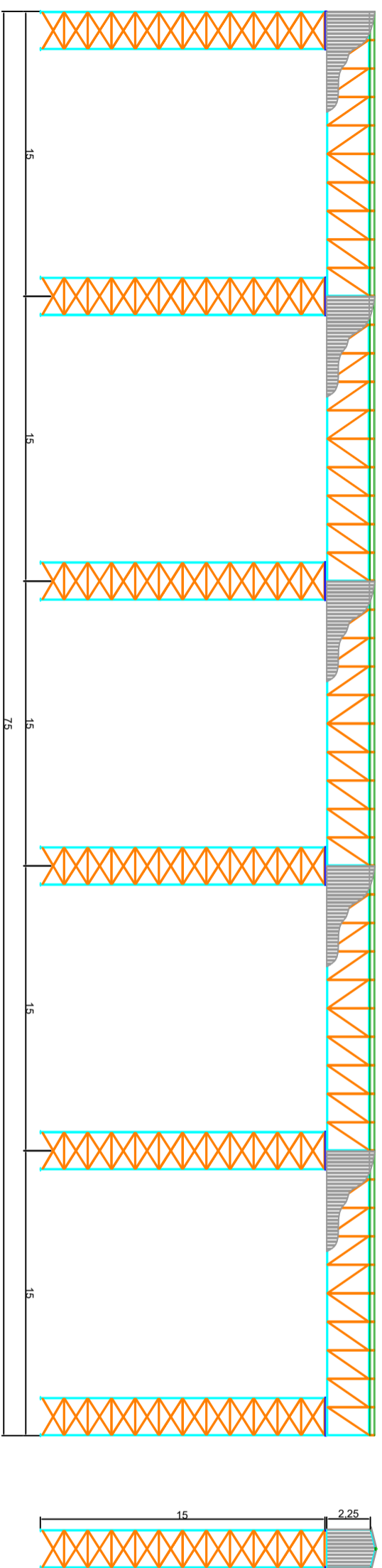
Escala:

1:25

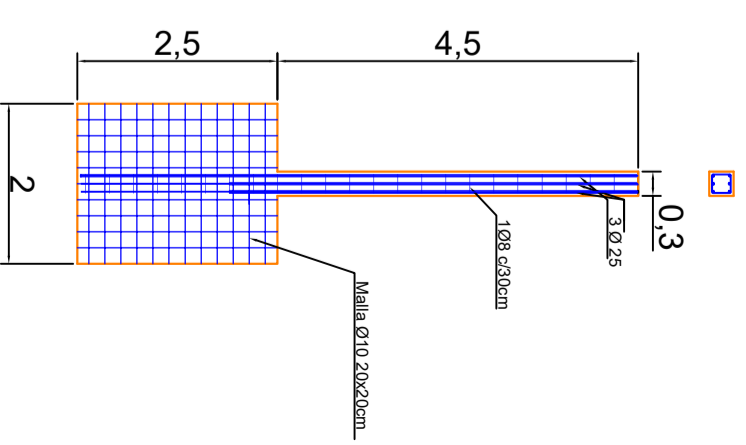
Plano de:

NAVE DE DESCHALADO
-Detalles de uniones-

Plano
N° 25e



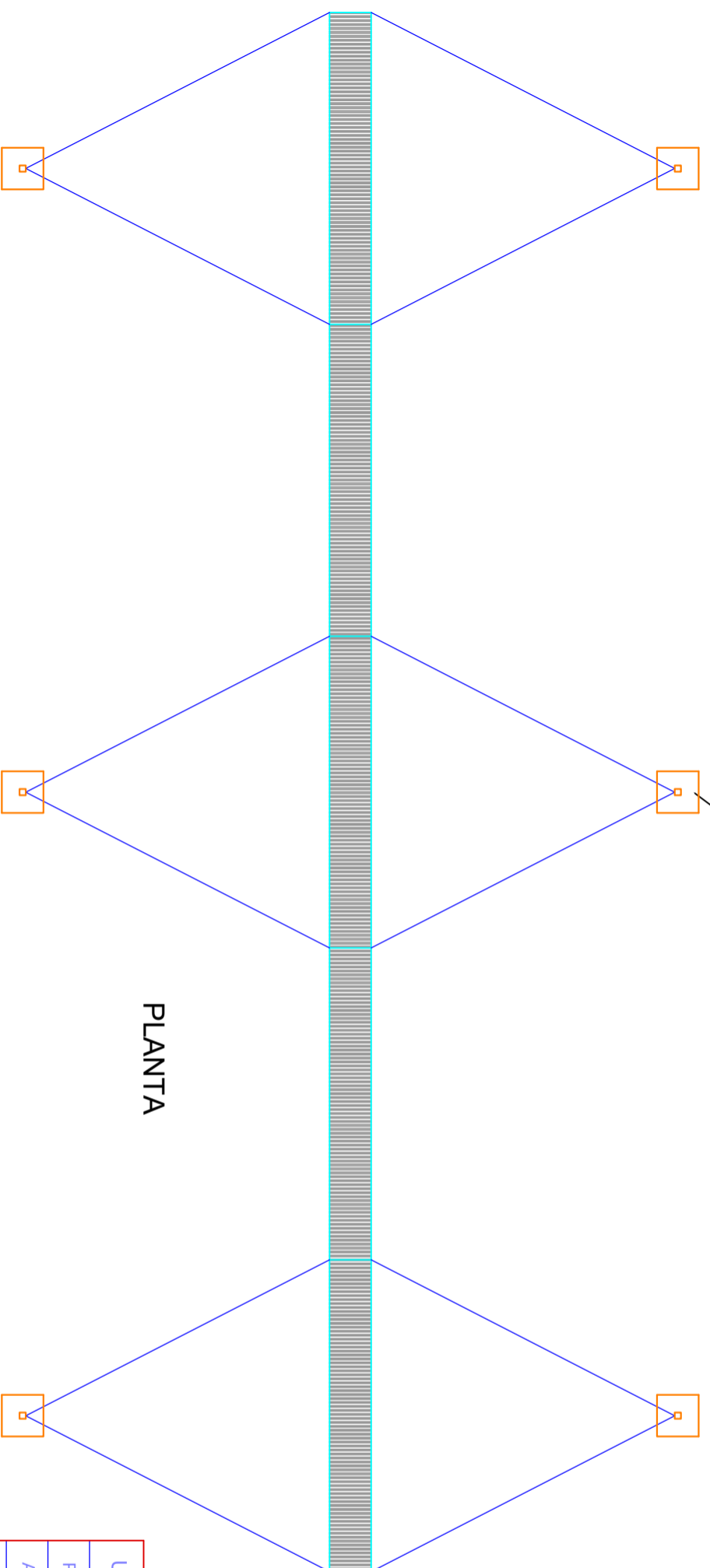
VISTA LATERAL



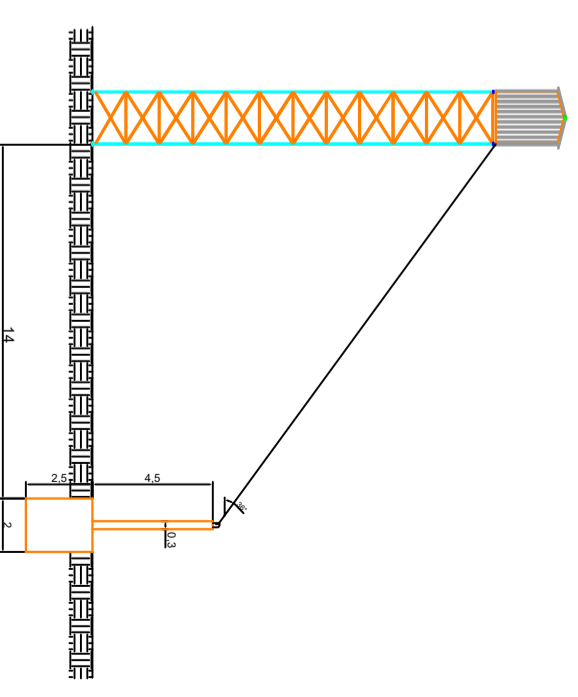
MUERTO DE ANCLAJE

Esc.: 1/75

Muertos de anclaje



PLANTA



DETALLE ANCLAJE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

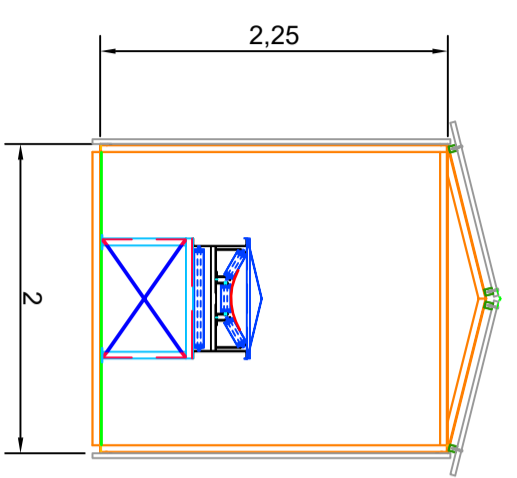
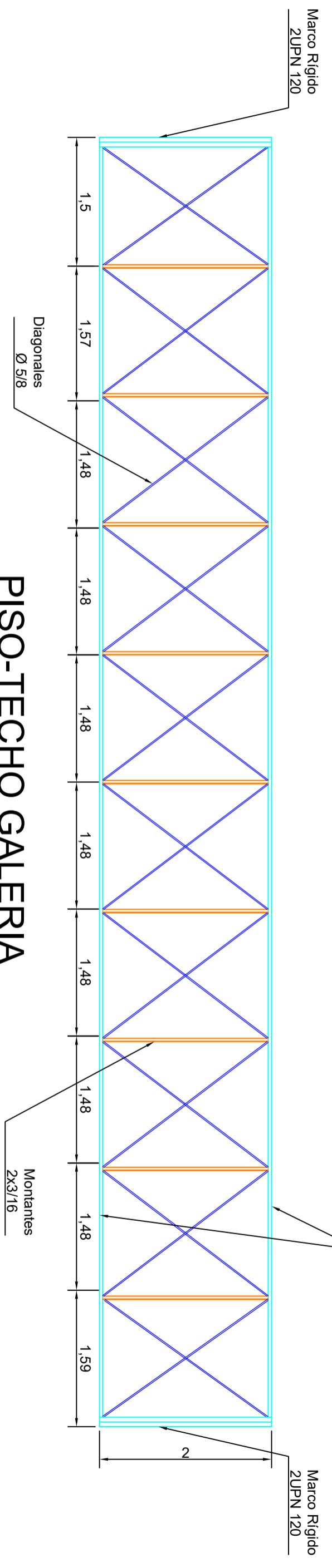
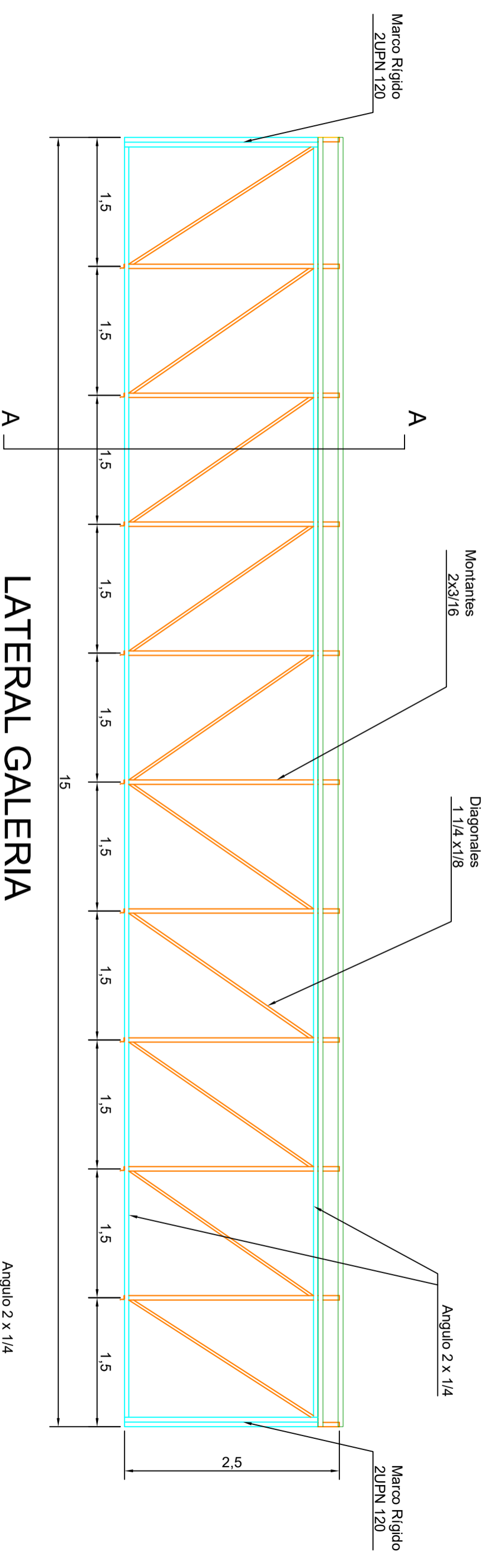
Plano de:

1:200

GALERIA y TORRE SOPORTE de GALERIA

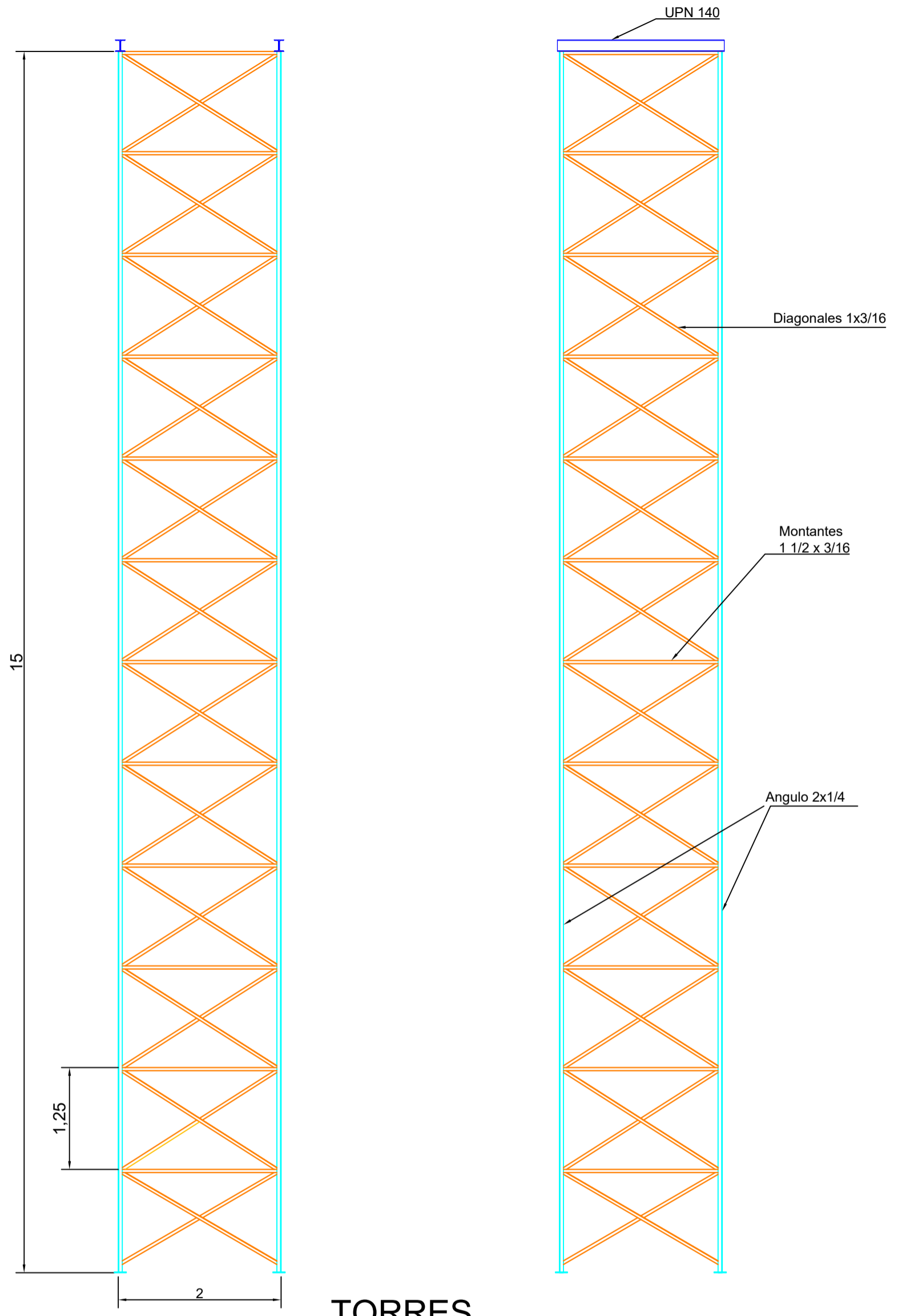
-Planta, vista y anclajes.

Plano
Nº 27 a



CORTE A-A

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala: 1:50	Plano de: GALERIA y TORRE SOPORTE de GALERIA -Detalles de galería superior (cinta de carga)	Plano Nº 27b



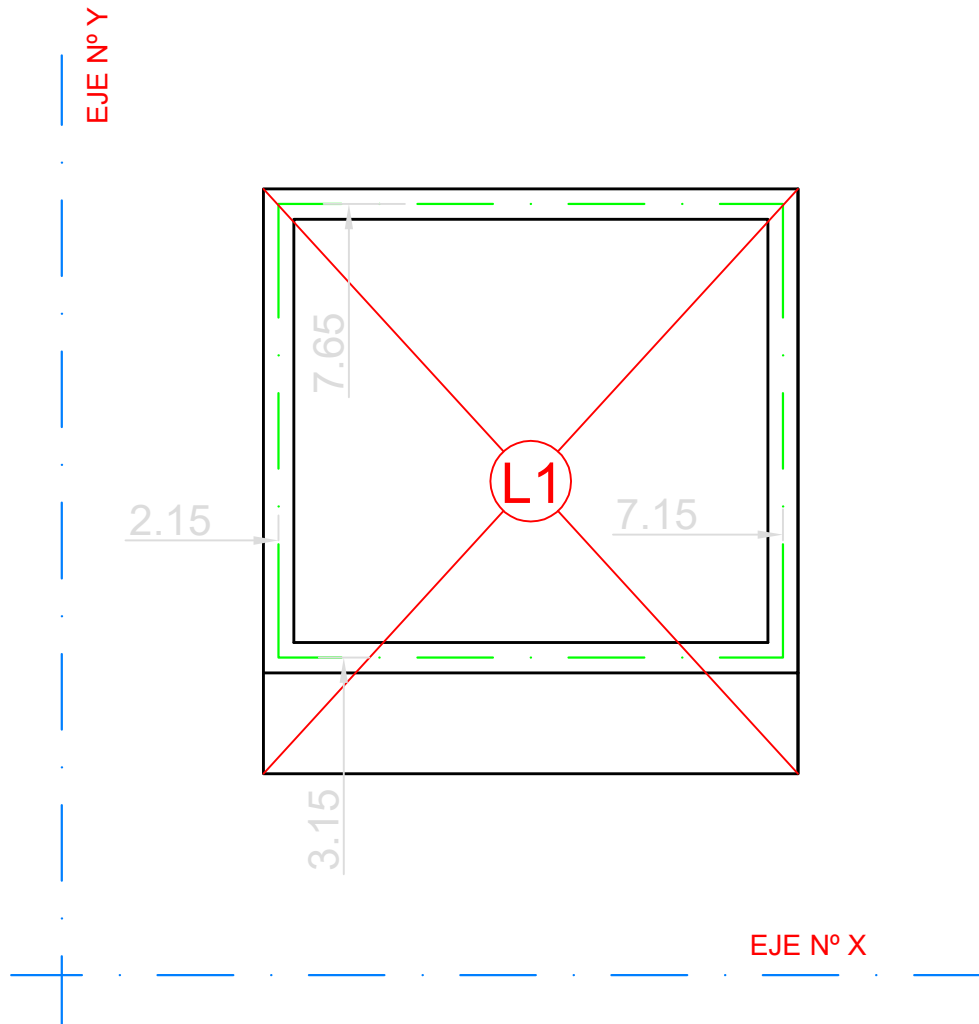
TORRES

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

<p>Escala: 1:75</p>	<p>Plano de: GALERIA y TORRE SOPORTE de GALERIA -Torre soporte de galeria-</p>	<p>Plano Nº 27c</p>
------------------------------	---	-------------------------



PLANTA DE ESTRUCTURA
Esc.: 1/75

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

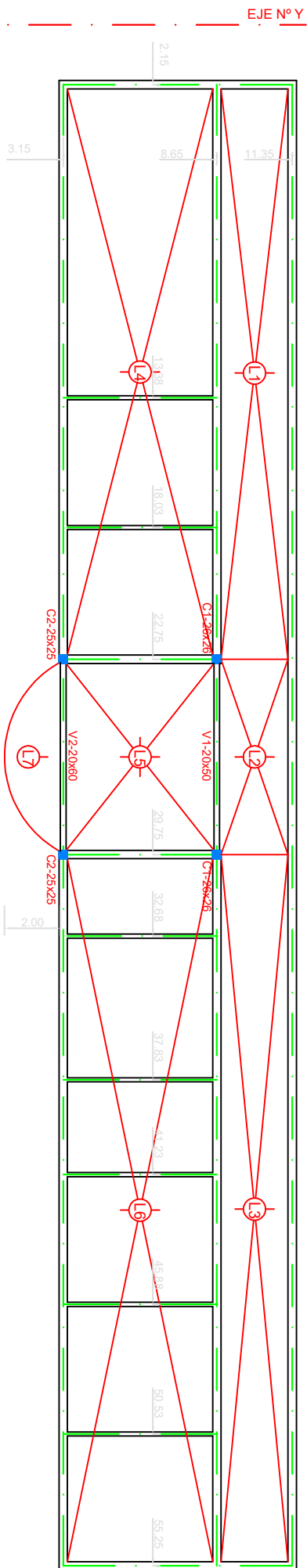
Escala:

1:75

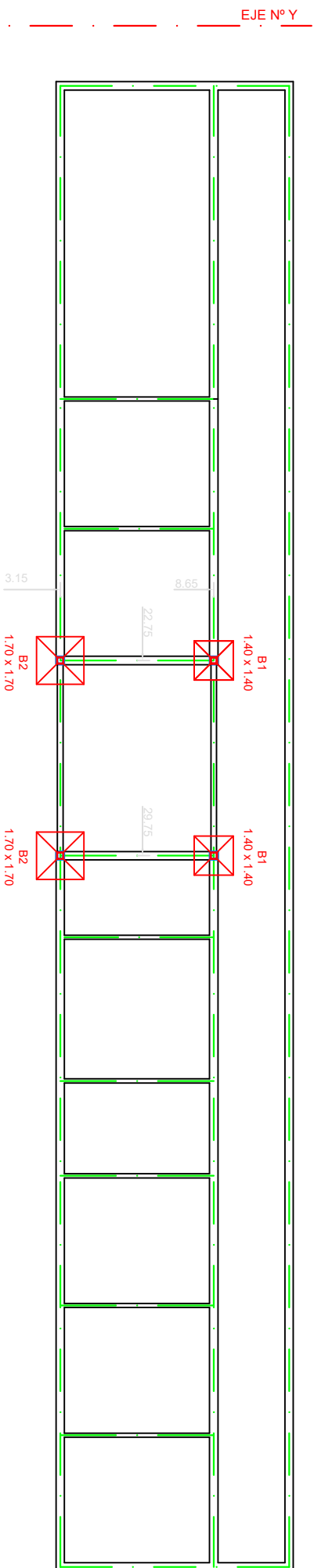
Plano de:

OFICINA DE CONTROL Y BALANZA DE CARGA
-Estructura-

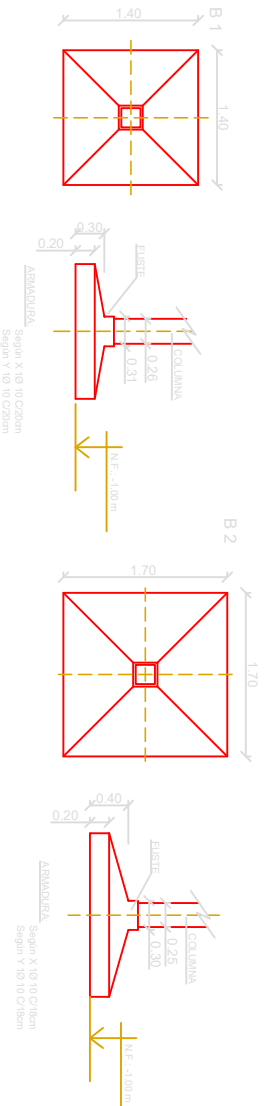
Plano
Nº 28



PLANTA ESTRUCTURA LOSAS 5 Y 7
Esc.: 1/150

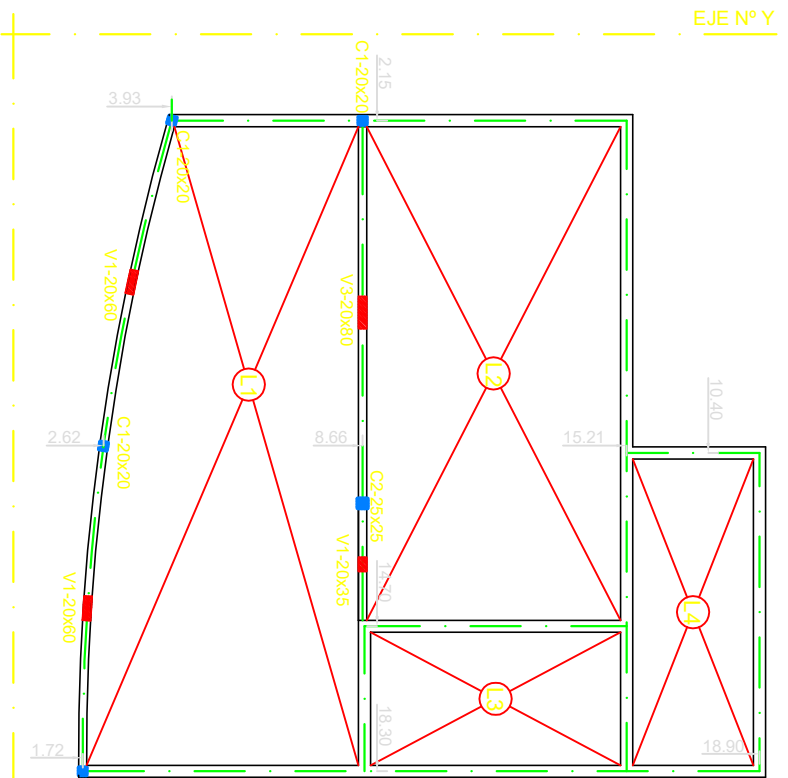


PLANTA ESTRUCTURA BASES
Esc.: 1/150



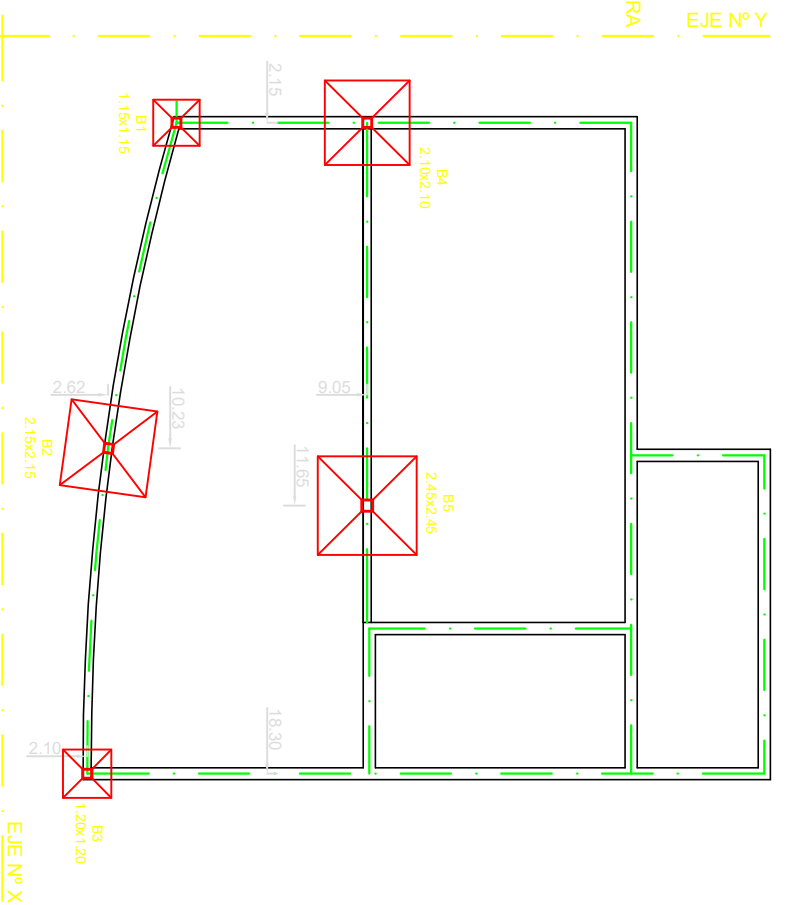
DETALLES BASES
Esc.: 1/50

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO		
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ - INGENIERIA CIVIL-		
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -		
Escala:	Plano de:	Plano Nº 29
1:150	OFICINA DE ADMINISTRACION -Estructura-	

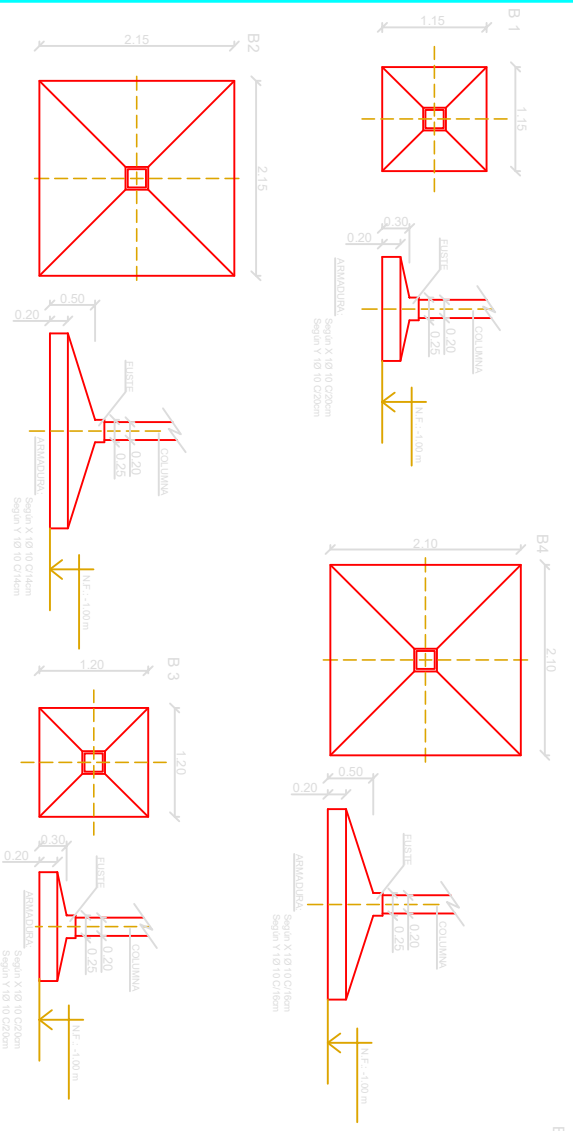


PLANTA ESTRUCTURA BASES
Esc.: 1/125

PLANTA ESTRUCTURA LOSAS
Esc.: 1/125

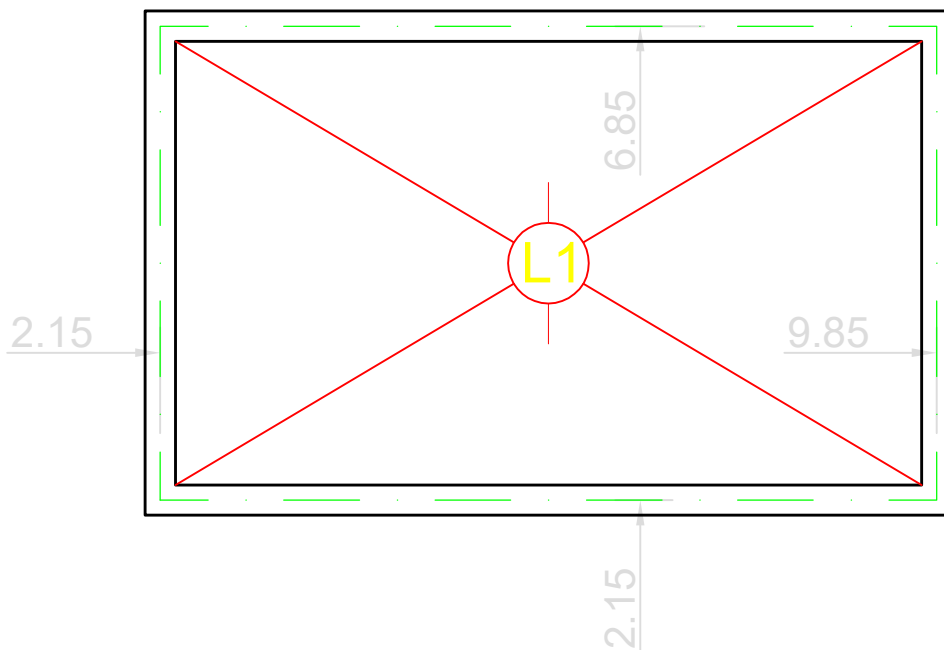


DETALLE BASES
Esc.: 1/50



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO	
Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-	
Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -	
Escala: 1:125	Plano de: COMEDOR -Estructura-
Plano Nº 30	

EJE N° Y



EJE N° X

PLANTA DE ESTRUCTURAS LOSAS ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

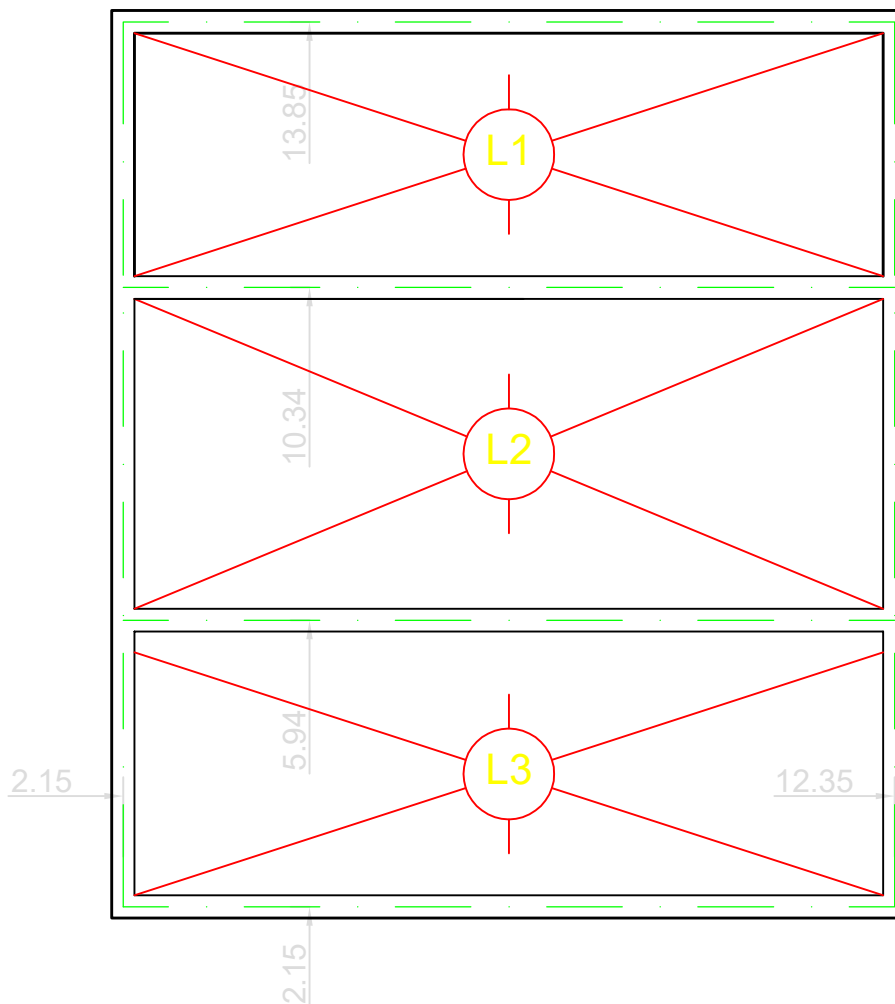
1:75

Plano de:

OFICINA RECEPCION A GRANEL
-Estructura-

Plano
N° 31

EJE N° Y



EJE N° X

PLANTA DE ESTRUCTURAS LOSAS

Esc.: 1/100

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

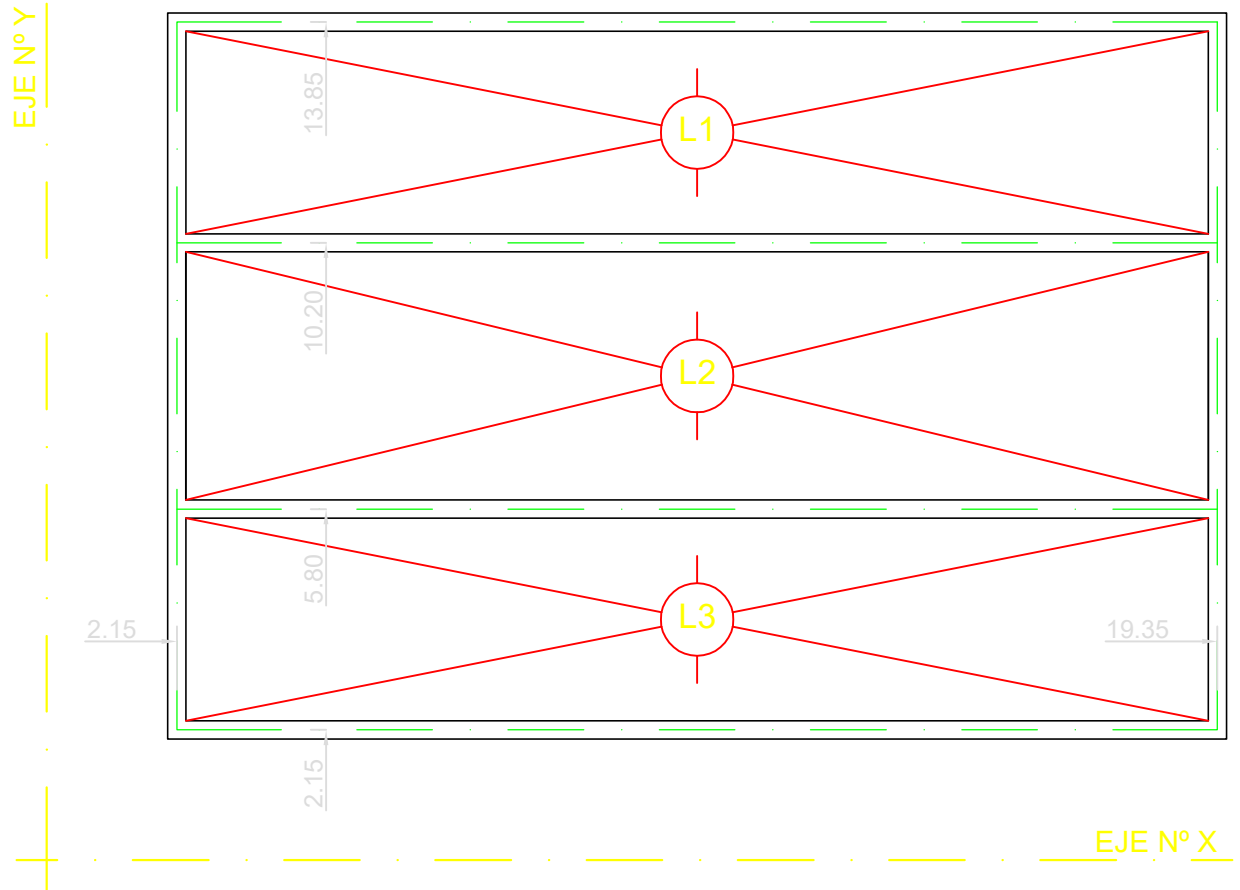
Escala:

1:100

Plano de:

VESTUARIO PERSONAL GRANEL
-Estructura-

Plano
N° 32



PLANTA DE ESTRUCTURAS LOSAS
Esc.: 1/125

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

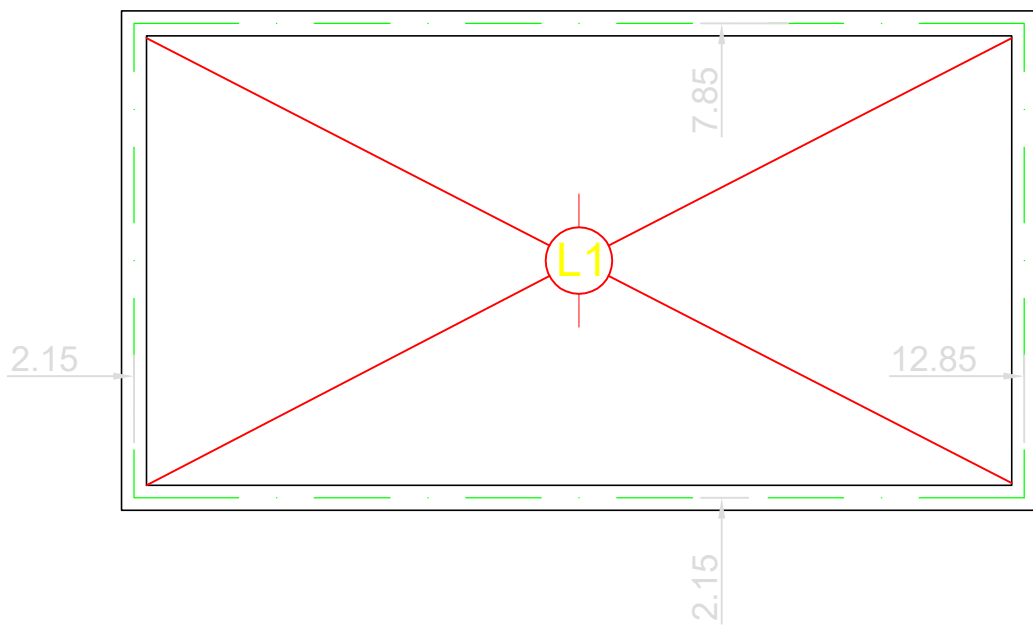
1:125

Plano de:

VESTURARIO PERSONAL ESPIGA
-Estructura-

Plano
N° 33

EJE N° Y



EJE N° X

PLANTA DE ESTRUCTURA LOSAS
Esc.: 1/100

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

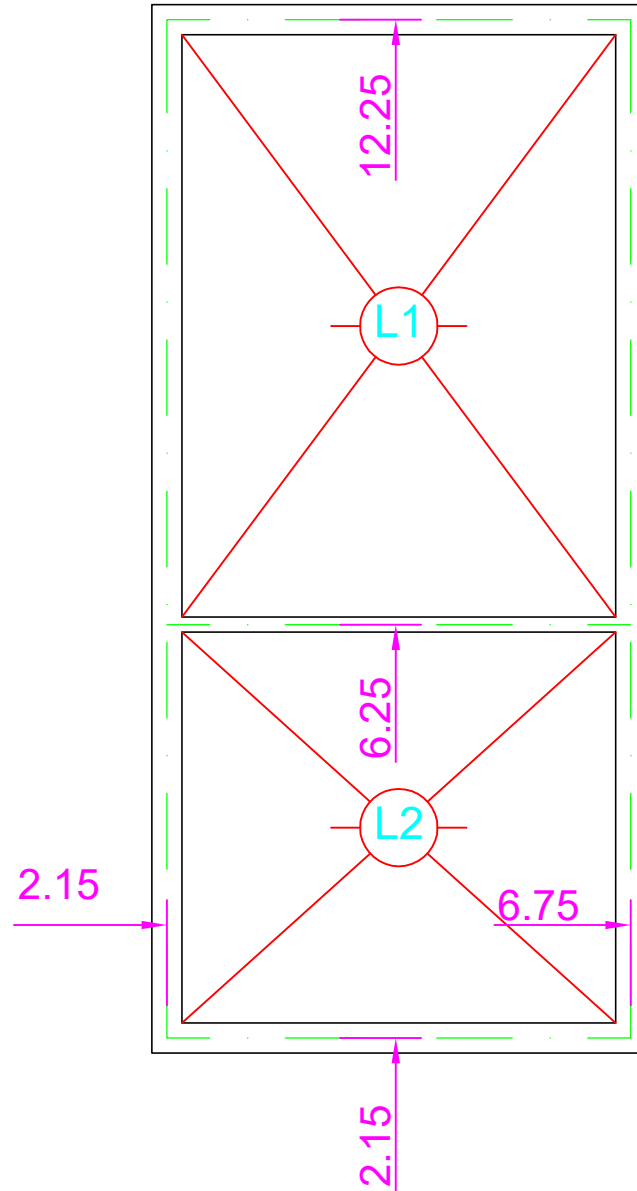
1:100

Plano de:

OFICINA SECADO DESGRANADO
-Estructura-

Plano
N° 34

EJE N° Y



EJE N° X

PLANTA DE ESTRUCTURAS LOSAS

Esc.: 1/75

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R. VENADO TUERTO

Proyecto Final: PLANTA ACONDICIONAMIENTO ESPIGA MAIZ -INGENIERIA CIVIL-

Alumnos: DOMINGUEZ A., FAVARETTO M., SUAREZ D. - Año 2010 -

Escala:

1:75

Plano de:

BAÑO-COMEDOR TRANSPORTISTAS
-Estructura-

Plano
N° 35