

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO DISEÑO SISMICO DE UN SILO DE MADERA
PARA GRANOS, USANDO MADERA NACIONAL

TESIS

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

JULIO ISAIAS MARTINEZ CONDOR

Promoción 1986 - I

Lima — Perú
1989

INDICE

	Pag.
INTRODUCCION	
1.- Memoria descriptiva	1 - 4
2.- Objetivo	4
CAPITULO I REVISION LITERARIA PARA SU JUSTIFICACION	
1.1.- Antecedentes	
1.1.1.- Ubicación dentro de la clasificación de los silos en general	5 - 8
1.1.2.- Historia y estudios hechos en otros países	8-11
1.1.3.- Clases de los silos de madera	11-21
1.1.4.- Silos de madera construídos en el Perú	21-25
1.2.- Justificación de uso	
1.2.1.- Condiciones de almacenamiento	25-26
1.2.2.- Necesidades de almacenamiento	26-27
1.2.3.- Economía y obtención de rentas	27-29
1.2.4.- Finalidad del Proyecto	29-30
1.2.5.- Aporte del proyecto	30-31
CAPITULO II REVISION LITERARIA PARA SU CALCULO	
2.1.- Características de los materiales almacenados	
2.1.1.- Fricción Interna	33-34
2.1.2.- Cohesión	34-35
2.1.3.- Talud natural	35-36
2.1.4.- Cizallamiento (corte)	36-42
2.1.5.- Empuje activo y pasivo	43-45

	Pag.
2.1.6.- Coeficiente de empuje	45- 50
2.1.7.- Densidad aparente	50
2.1.8.- Variación de flujo a la salida del grano	50- 51
2.2.- Operaciones de almacenamiento y técnicas de manipulación	51- 53
2.3.- Teoría de distribución de presiones de un silo cilíndrico	
2.3.1.- Teoría de Janssen	54- 56
2.3.2.- Teoría de Reimbert	56- 57
2.3.3.- Carga de fricción	57- 58
2.3.4.- Esfuerzos ejercidos en la tolva	58- 62
2.3.5.- Coeficiente de sobrepresión	62- 67
 CAPITULO III : REVISION ESTADISTICA Y PREDIMENSIONA- MIENTO DEL SILO	
3.1.- Revisión estadística Región XII - Amazonas	68
3.2.- Comentario sobre la producción agrícola	68- 85
3.3.- Predimensionamiento	85-107
 CAPITULO IV : ANALISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES	
4.1.- Cobertura	
4.1.1.- Metrado de cargas	109-110
4.1.2.- Determinación de esfuerzos actuantes	110-119
4.1.3.- Diseño de elementos	119-137
4.2.- Paredes verticales	
4.2.1.- Consideraciones para el análisis	138-148
4.2.2.- Consideraciones para el diseño	148-149

	Pag
4.2.3.- Diseño de elementos	149-156
4.3.- Vigas anillo	
4.3.1.- Análisis de esfuerzos	158-161
4.3.2.- Diseño de elementos	161-185
4.4.- Tolva	
4.4.1.- Análisis de esfuerzos	185-194
4.4.2.- Diseño de elementos	194-210
4.5.- Columnas	
4.5.1.- Análisis de esfuerzos	211-214
4.5.2.- Diseño	215-218
4.6.- Conexión tolva-columna	218-228
CAPITULO V DISEÑO CONSIDERANDO EFECTOS DE CARGAS LATERALES	
5.1.- Cargas verticales actuantes	
5.1.1.- Peso propio	229-231
5.1.2.- Peso del material almacenado	232-234
5.2.- Cargas laterales	
5.2.1.- Efectos debido al viento	235-242
5.2.2.- Efectos debido al sismo	242-260
5.3.- Verificación de la sección de la columna conside- rando efecto de cargas laterales	261-269
5.4.- Verificación de conexiones	270-280
5.5.- Diseño de cimentación	280-290
5.6.- Verificación del momento de volteo	291-293

	Pag.
CAPITULO VI : COSTOS Y PRESUPUESTOS	
6.1.- Metrados	294-298
6.2.- Precios unitarios	299-307
6.3.- Presupuesto	307-310
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	310-313
BIBLIOGRAFIA	314-315
Anexo 1 : Clasificación de los silos en general	316-321
Anexo 2 : Operaciones e instalaciones complementarias de almacenamiento de granos.	322-358
Anexo 3 : Experiencias de secado solar de maíz en el Perú.	359-374
Anexo 4 : Cálculo de silos de madera construídos en LAMEM	375-382
PLANOS	

INTRODUCCION

INTRODUCCION

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

Se va ha diseñar un Silo de Madera para almace-
nar granos en general. Para obtener datos para el
cálculo del diseño respectivo, usaremos granos de
maíz amarillo duro, esta variedad es usada en la pre-
paración de alimentos balanceados para animales y se
cultiva ampliamente en la Costa y Selva Alta del Perú.

CAPACIDAD

La capacidad del Silo es de aproximadamente 23
tn., su forma geométrica es circular de radio inte-
rior 2.40 m. y una altura 8.00 m., con respecto al
nivel del terreno natural. Esta capacidad
anteriormente mencionada representa la producción de
unas 12 Has. de dicho producto (considerando un ren-

dimiento neto de 2000 kg/Ha.), lo que puede significar la tercera parte de la producción de las tierras que en promedio trabaja un agricultor de nuestra Costa o Selva Peruana.

MATERIAL A USAR

Se usará como elemento estructural Madera Nacional del Grupo B, según el Manual de Diseño de Maderas del Grupo Andino (1).

UBICACION

El Silo estará ubicado en el Departamento de Amazonas. Provincia de Chachapoyas que es Capital de Departamento. Está ubicado al norte del territorio peruano, a unos 2334 msnm, situada a la margen derecha del Río Utcubamba (8).

CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Las consideraciones estructurales para proceder al diseño se harán de acuerdo a la siguiente secuencia (6) :

- Especificaciones Técnicas aplicables a la estructura RNC - MDMGA.
- Tipo y calidad de madera a emplear en la construcción del Silo.

- Efecto de cargas ya sean permanentes ó temporales tales como sismo, viento o vibración debido a equipos auxiliares.
- Un margen de seguridad en el espesor de las paredes para tener en cuenta el efecto de abrasión.
- Calidad, tipo de soldadura y pernos de unión; y la especificación técnica respectiva.
- Número, tipo y colocación de columnas.
- Tipo de cimentación.
- Construcción y tipo de cobertura.
- Estabilidad del Silo, al volteo y al deslizamiento.

CARGA

El Silo será diseñado para un cargado manual hasta un cargado mecánico considerando una sobrecarga de 100 Kg. por m².

DESCARGA

La descarga se hará usando sacos trasladados manualmente o usando equipos mecánicos o neumáticos, lo cual describimos en el anexo 2.

LIMPIEZA

La limpieza se hará ingresando por el techo mediante una abertura ubicada en uno de los lados del

polígono de cobertura, pudiendo llegar hasta ella por la escalera exterior empotrada en las vigas anillo y unidas a una columna.

Para llegar al interior del Silo se puede usar una escalera de marino (soga unida con escalones de madera), anclado a la escalera exterior.

2..OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es desarrollar el análisis y diseño de este tipo de estructuras usando Madera Nacional, determinando los esfuerzos a la cual están sometidos sus elementos estructurales al efecto dinámico de un sismo severo, ya que nuestro País está ubicado en una zona de alto grado de sísmicidad.

() Los números entre paréntesis después de cada frase indican referencias bibliográficas.

CAPITULO I

REVISION LITERARIA PARA SU JUSTIFICACION

1. REVISION LITERARIA PARA SU JUSTIFICACION

1.1 ANTECEDENTES

En esta parte del primer capítulo definiremos y ubicaremos nuestra estructura la cual es motivo de nuestro estudio, dentro de la clasificación de los Silos en general, así como también daremos a conocer el uso, estudios y avances de este tipo de obras a nivel Nacional e Internacional.

1.1.1 Ubicación Dentro de la Clasificación de los Silos en General.

Para poder ubicarnos dentro de la clasificación de los Silos en general, será necesario primeramente dar la definición de un Silo.

Se constituyen depósitos para agua y para otros líquidos, así como también para

almacenamiento de materiales sólidos aunque estos últimos se designan corrientemente con el nombre de Silos (2).

Los Silos son unidades almacenadoras de granos caracterizado por su naturaleza como estanques herméticos o semiherméticos que posibilitan el mínimo de influencias del medio externo con el ambiente almacenado (3).

Los Silos ofrecen condiciones técnicas de conservación de productos almacenados por período de tiempo normalmente prolongado manteniendo inalterables sus características físicas, químicas y biológicas de masa de granos y conservando la diferencia clasificatoria de especie y padrón agrícola de cereal almacenado (30).

Generalmente los silos son equipados con dispositivos especiales para circulación de cereales a granel para las operaciones básicas de recibimiento, limpieza, secado, fumigación y descarga automática o semi-automáticas que permitan operaciones simultáneas de traslado con buena utilización de la mano de obra.

Las cédulas de compartimiento en general varían en tamaño y número dependiendo de las necesidades de aspecto constructivo.

El almacenamiento se efectúa en sentido vertical u horizontal, donde se origina la denominación: Silo Vertical y Silo Horizontal.

Los Silos se clasifican en grandes categorías siguientes según su uso (4):

I. Silos Agrícolas

Destinados al almacenamiento de cereales,

- a) Silos de Granja
- b) Silos Cooperativos
- c) Silos Portuarios

II. Silos Industriales

Destinados a almacenar materiales pulverulentos.

- a) Silos de Coque
- b) Silos de Carbón
- c) Silos destinados a almacenar materias diversas: Fósforo, Azúcares, etc.

De acuerdo a esta clasificación que detallamos en el Anexo 1, podemos ubicarnos en la categoría de Silos Agrícolas en la

denominación de Silos Cooperativos.

1.1.2 Historia y Estudios Hechos en Otros Países.

La madera es uno de los más viejos materiales de construcción, dada a su fácil obtención y manejo. Aunque durante mucho tiempo estuvo relegado a servir de base a elementos de las estructuras lineales y no excesivamente grandes (construcción de Barcos), ha pasado últimamente a ocupar un lugar preminente como material de estructura (5).

Esto ha sido posible gracias a haberse comprendido, en mayor medida sus propiedades y al desarrollo de los métodos de cálculo más completos, todo ello secundado por los logros y mejoras que paralelamente se han seguido en el campo de los adhesivos, los elementos de unión y la maquinaria para el trabajo de la misma.

Sin embargo la madera no es homogénea ni isótropa y el gran uso que se hace de ella en estructuras superficiales, sólo es posible gracias a que estas desventajas han sido superadas al emplearlas en chapas

hechas a base de láminas, de modo que las fibras queden superpuestas en varias direcciones.

El peor inconveniente es que está sujeta a los ataques de los insectos y hongos, que tomando consideraciones para el caso es durable en su vida útil para lo cual es diseñada (5).

Sobre los estudios realizados en nuestro País hay poca o casi ninguna evidencia positiva como para creer que la madera sea apropiada para la construcción de un Silo; pero en Países Europeos como Francia, y Sudamericanos como Brasil, han alcanzado un buen nivel técnico en las construcciones de Silos de Madera.

En Francia la madera conserva la preferencia de ciertos usuarios en el almacenamiento de cereales. En efecto, éste material es resistente, isotérmico y, en algunas regiones relativamente barato (4).

Es esencial precisar que las paredes de los Silos de Madera, a menos que sean reforzados adecuadamente, no pueden resistir

elevados esfuerzos que origina la masa del grano ensilado. En principio, los Silos de Madera solo tienen 5 ó 6 m. de altura. Evidentemente, puede sobrepasar esta altura a condición de que se tenga en cuenta los esfuerzos ejercidos, pero los refuerzos necesarios pueden a veces ser de precios relativamente elevados en zonas de su construcción.

Los Silos de Madera preparados como almacenes de gran superficie y escasa altura pueden hacer la competencia perfectamente a los Silos de Concreto Armado y de Acero (4).

Es fácil concebir que no se podrán almacenar grandes cantidades en los Silos de Madera, dada la superficie necesaria para su altura.

En el Brasil las necesidades de almacenamiento de cereales en grandes cantidades han exigido la Interferencia del Gobierno Federal, para el caso de los Productos Agrícolas más relevantes como el Maíz, el Frijol, el Arroz y algunos otros; aquello ha promovido que a través de Instituciones adecuadas, se estudie los proyectos de

construcción de Grandes Silos (3).

Fatalmente los agricultores medios y pequeños no forman los esquemas de atención de los grandes productores. Entretanto de acuerdo con los estudios realizados en la Región Norte del Estado de Paraná, son necesarios 20 Silos de 2000 tn. para el almacenamiento de cereales de los grandes productores; y 430 Silos de 300 tn. para las propiedades medias y pequeñas (que representa más de 3 veces las cantidades de cereales destinadas a los grandes Silos de la Región), esta situación es fácilmente reconocida en otras Regiones Productoras del País, indicando la necesidad de construir grandes cantidades que pequeños Silos para los agricultores medio y pequeños (3).

1.1.3 Clases de Silos de Madera

Habiendo ubicado dentro de la categoría de los grandes silos, como silos cooperativos; hacemos una clasificación de los silos de madera, según sus paredes: Las cuatro principales son: (4)

a) de tablonés;

- b) de tablas con solivas de refuerzos;
- c) de paneles de madera compuesta (en particular, sistema Rousseau);
- d) onduladas (sistema BAR, Procedimiento Reimbert).

a) Silos con paredes de tablonés.- Es el método más antiguo de construcción de silos de madera, en general de pequeña capacidad.

Las paredes de estos silos se construyen mediante tablonés superpuestos de sección uniforme en toda la altura de las celdas o de sección que disminuye de abajo hacia arriba.

Los tablonés se unen por ensambladura o por cualquier otro tipo de unión empleado en carpintería, incluso por clavado.

Estos silos se construyen por los mismos usuarios, que, en general, emplean madera de sección excesiva y a veces insuficientemente secas.

Estas maderas se deforman, se

agrietan y permite que se alojen parásitos en sus cavidades.

Por otra parte es difícil desmontar o trasladar el silo. Este tipo está casi abandonado por los constructores modernos.

- b) Silos de paredes de tablas con solivas de refuerzos. - Se emplean tablas macheteadas, generalmente de pino de 18 mm de espesor. Se clavan a una estructura de madera prevista para resistir los empujes ejercidos por la masa ensilada. Estos empujes pueden alcanzar a veces varias toneladas por metro cuadrado.

La estructura se constituye generalmente con tablones de pino o encina, cuyas secciones deben calcularse. Suele ser exterior a la pared, pero en el caso de paredes comunes a varias celdas se encuentra entre las tablas de ambas.

Los empujes se equilibran generalmente mediante tirantes metálicos, que unen entre sí las paredes opuestas, o puntales de madera.

Es importante que la madera que constituye las paredes, especialmente de las tablas, esté perfectamente seca. En efecto, el secado de la madera puede dar lugar a su deformación, y si se trata de tablas de pino, pueden saltar los nudos, con peligro de que se vierta el grano.

Puede ser interesante preveer la prefabricación de tableros planos constituidos por las mismas tablas y atornillados a prefabricación produce un ligero aumento de precio, pero permite el desmonte de los silos.

- c) Silos de paredes de paneles de madera compuestos.- Los resultados obtenidos desde el fin de la guerra en la obtención de colas han permitido a los constructores el desarrollo de tableros normalizados extremadamente resistentes.

Las colas empleadas son a base de resina sintética de urea-formol.

Los paneles prefabricados son generalmente de madera contrachapada.

1) Paredes de paneles de madera contrachapada.- La madera contrachapada, que tiene tantas aplicaciones (mobiliario, aviación, construcción, etc.), es muy conocida. Está constituida por tres, cinco o siete láminas de madera de pequeño espesor, de orden de 1 a 3 mm. pegadas unas a otras en caliente y a gran presión, de forma que las fibras de cada hoja corten perpendicularmente a las fibras de las hojas en contacto. Los paneles de madera contrachapadas se fijan generalmente por clavado sobre un esqueleto del mismo tipo que en el silo de paredes de tablas. Son ligeros y de elevada resistencia mecánica. Sin embargo son bastante caros; especialmente los paneles de silos construidos al aire, que deben de estar protegidos.

11) Paredes de paneles de madera encolada (procedimiento Rousseau).- Estas paredes se construyen empleando el mismo principio que en las de paneles de madera contrachapada. Sin embargo, la madera de las paredes no se emplea en forma de hojas pegadas con las fibras

cruzadas, sino que se utilizan en masa.

Los paneles llamados monobloques Rousseau tienen un espesor que puede variar entre 3 y 7 cm, según el número de capas que los componen. Cada capa está formada por tablas de 1 cm, de espesor pegadas in situ. De este modo se obtiene una capa continúa de 1 cm. de espesor. Esta capa está pegada sobre otra llamada alma, cruzando perpendicularmente las fibras de la madera.

Lo mismo que antes, la madera empleada debe estar perfectamente seca. Se admite un grado de secado que varía entre el 16 y el 18%.

Las tablas se pegan con máquinas pegadoras electrónicas que polimerizan las moléculas de la resina utilizada en la preparación de la cola: melocol, caurite, etc.

Las hojas se pegan sobre el alma por medio de la misma cola y se someten en prensas a una presión de 10 Kg/cm^2 por lo menos.

Es posible fabricar tableros hasta de 15 cm de longitud, siendo la anchura máxima ordinaria de 90 cm.

Estos paneles son extremadamente resistentes, por lo que los elementos sustentadores que constituyen la estructura y a los que deben unirse los tableros pueden estar bastante distantes entre sí, lo que permite obtener economías en el montaje, que es muy rápido.

Los empujes producidos por la masa enllada deben equilibrarse mediante tirantes metálicos.

Las paredes son enteramente lisas. Todas las uniones se realizan mediante tornillos, lo que permite el desmontaje completo de la instalación y la recuperación total de los tableros para su empleo ulterior.

Los paneles pueden fabricarse sobre demanda con la longitud adecuada para adaptarse a las dimensiones deseadas o impuestas.

Los silos con tableros monobloque Rousseau se levantan generalmente, como la mayor parte de los silos de madera, en el interior de construcciones existentes. Pueden construirse al exterior, al aire libre, pero entonces debe protegerse instalación mediante:

- un revestimiento de las paredes (de chapa ondulada, de fibrocemento gran onda, tejas de fibrocemento, etc.);
- una cubierta en general.

d) Silos de Paredes Onduladas (sistema BAR, Procedimiento Reimbert):

- i) Celda pequeña.- Esta celda se presenta en forma de paralelepípedo de planta cuadrada de 2,40 m de lado y 4 m. de altura. Estas dimensiones pueden aumentar en algunos casos.

La celda suele estar provista en su base de una puerta que da acceso al interior. Esta puerta tiene una abertura especial para permitir introducción de un tubo de aspiradora o de un tornillo móvil.

La capacidad es de 125 Qm.(21.5tn).

Añadiendo a esta celda simple otros tres lados de las mismas dimensiones, se tiene una celda de 430 Qm (ver fig. 1).

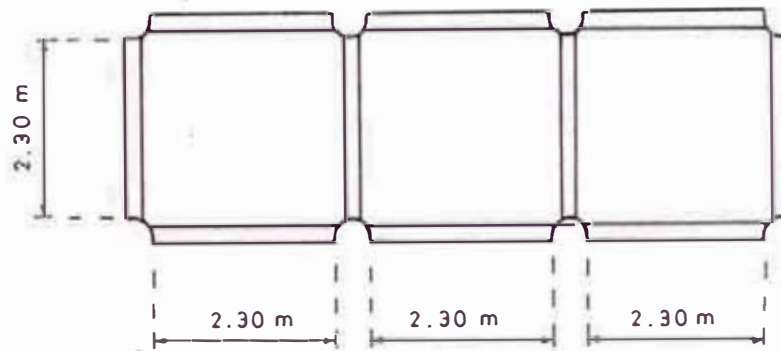


FIG.1 CELDAS MULTIPLES

Añadiendo a esta celda doble tres lados semejantes, se tiene una celda triple de 465 Qm. Y así sucesivamente, se pueden obtener tantas celdas de 215 Qm como se quiera.

La celda puede cubrirse, a demanda del cliente, con un techo, móvil para proteger el grano contra los roedores o los pájaros.

La pared de estas celdas se compone de tablas dispuestas de modo que formen ondulaciones que resistan el empuje del grano mejor que las paredes lisas. Estan machlembradas y clavadas.

Estas tablas se fijan sobre marcos de madera formando tableros que se preparan por completo en taller. Sobre demanda, puedan pintarse con dos capas de aceite de linaza para la proteccion y conservacion de la madera.

Los tableros se transportan hasta el local que debe servir de proteccion al futuro silo, se elevan verticalmente y se unen entre sí mediante tornillos.

Es otra forma de celda puesta a disposicion de cuantos desean almacenar pequeñas cantidades en un espacio cubierto existente o de nueva planta, sin perder espacio en los ángulos.

ii) Celda grande.- Se emplean los mismos

tableros prefabricados para construir celdas de mayores dimensiones. Los tableros se unen entre sí hasta obtener las dimensiones necesarias.

Así podemos obtener, p. ej. celdas de 4,80 m x 9,60 m, de 7,20 m x 720 m, o incluso de 2,40 m x 9,60 m.

Todas estas celdas son fácilmente desmontables.

1.1.4 Silos de Madera Construidos en el Perú

Hay muy poca experiencia en la construcción de silos de madera en el Perú, aquí presentamos la poca evidencia de trabajos anteriores realizados en nuestro medio.

Silo de duelas de madera.- Construidos para ensillar forraje, bastante común, lleva un cimlento de un espesor de 20 cm, de una profundidad de 40 cm y un sobreclimiento de 30 cm; a lo menos cuatro enclajes deberían encastrarse en el cimlento. Debe ser reforzado para resistir la presión del Silaje. Los ples derechos (6"x6",8",etc.), pueden colocarse distanciados unos 70 cm uno de otro;

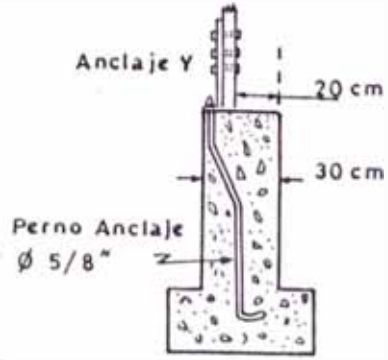
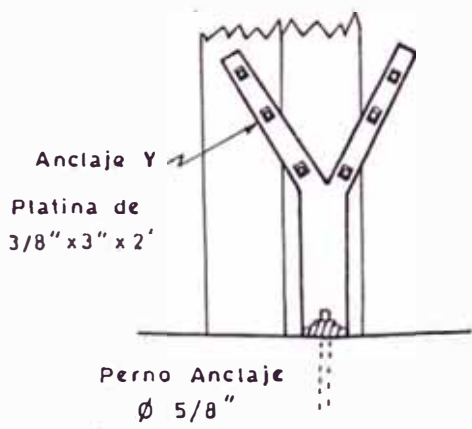
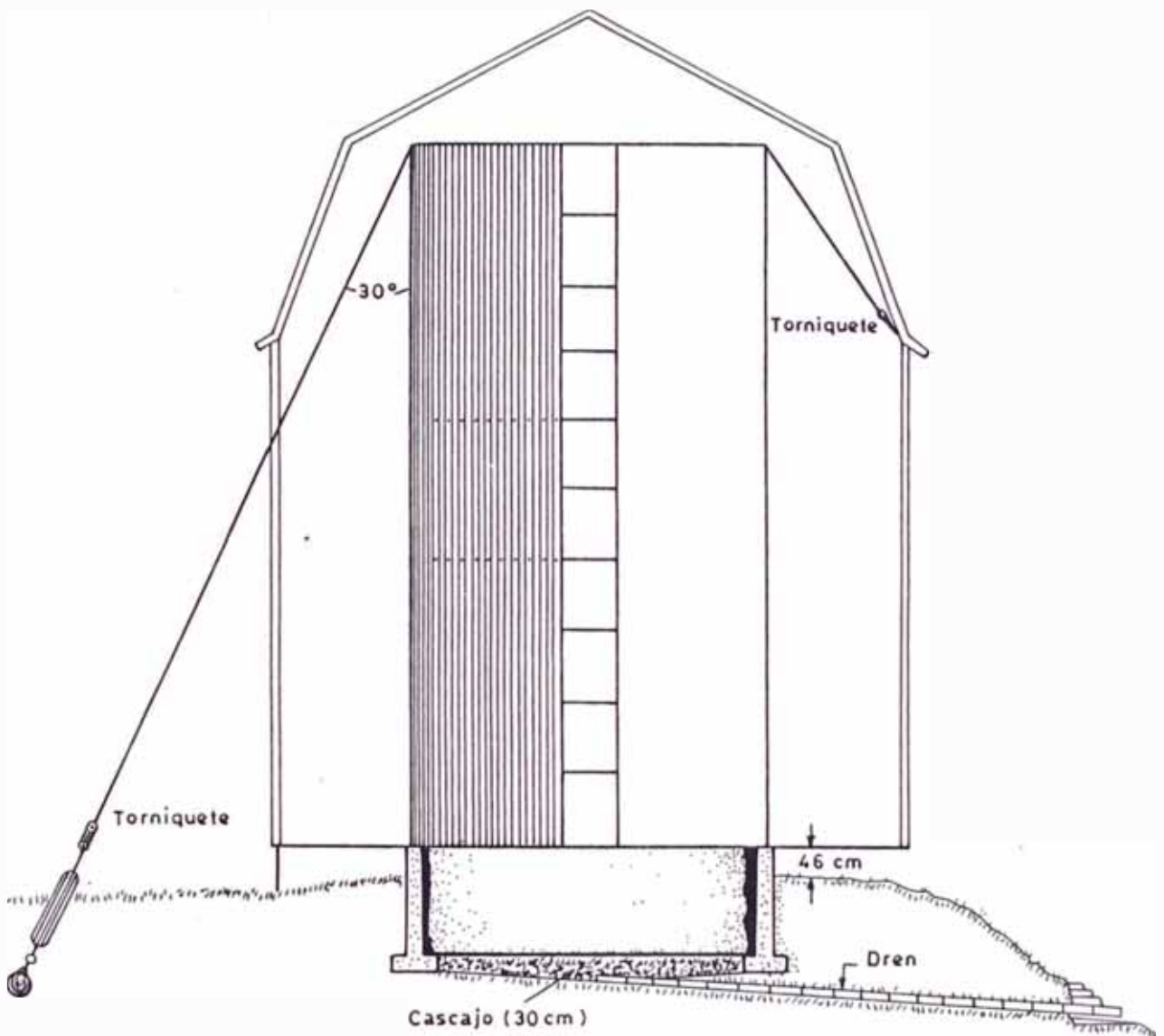


FIG. 2 DETALLES DE CONSTRUCCION PARA LA INSTALACION DE UN SILO DE DUELAS DE MADERA

las tablas (2" x 4", 2" x 6"), si es posible serán machlembrada. Este silo requiere considerable gasto de mantenimiento por la acción de los vientos y las alternativas contracciones y dilataciones de las duelas.

Ventajas: Este silo de madera no es corroído por el jugo del silaje, puede hacerlo el mismo agricultor empleando la madera de la hacienda, bajo costo inicial; la desventaja es que puede ser arrastrado por el viento y derrivados a menos que sean apropiadamente localizados y construidos, requiere gastos de pintura para su mejor conservación (ver fig. 2).

Hemos visto que hay muchas clases de silo de madera, su duración varía con la clase de madera y su tratamiento, pueden prestar buen servicio si son cuidadosamente hechos en aquellos lugares donde la madera es barata; los gastos de construcción son altos, habría más deterioro del silaje que en otros tipos más firmes y sólidos, siendo pues no tan recomendable (13).

El viento tiene acción importante en la duración de un silo de madera, alteraciones del humedamiento y seguridad del maderamen

(dilatación, contracción), influyen notablemente en la vida útil del silo. La humedad de la lluvia o de suelo facilitan el desarrollo de hongos que pudren la madera; de allí que un silo de madera debe ser ubicado donde las paredes exteriores sequen rápidamente, donde la humedad del suelo no se deposite y sobre un apropiado sobreclimamiento. La madera creosotada prolonga la duración del silo.

La pintura exterior de un silo de madera es una buena inversión y da buena presentación, ayuda a su conservación, pues evita el torcimiento de la madera debido al clima y también su humedecimiento (13).

La pintura interior no es necesaria ya que el jugo del ensilaje la mantiene buena y jamás en un silo debe emplearse plomo porque puede envenenar a los animales a través del silaje. Hay que conservar los templadores tensos, cambiar alguna madera, hacer algún refuerzo adicional, etc. para evitar la pudricción; ya vimos las precauciones a tomar. Ninguna inundación debe dirigirse hacia el pie del silo. Si hay síntomas del resumen del jugo del silaje, no debe preocupar tanto, pues ya vimos que

preserva la madera y no causa pudricción. Bien hecho y bien cuidado un silo de madera dura de 10 a 15 años en servicio (13).

1.2 JUSTIFICACION DE USO

En la actualidad como es sabido por estudiosos y conocedores de la agricultura en todo el mundo, hay dos grandes problemas que precisan ser resueltos a corto plazo para un aumento indispensable en la producción; el mal uso del suelo debido a las prácticas de cultivo inconvenientes y la pérdida frecuente de producción agrícola por la inexistencia de silos para la preservación de dichos productos (3).

En esta parte del capítulo daremos a conocer el problema existente, finalidad y aporte del estudio respectivo.

1.2.1 Condiciones de Almacenamiento

Un agricultor encuentra grandes dificultades en la hora de la cosecha para almacenar sus productos. Varios factores concurren para agravar ésta situación: congestinamiento debido al gran volumen de

cosecha, preferencia de almacenar un cierto producto, etc.. Una solución común es amontonar o ensacar el producto con las mínimas condiciones de almacenamiento reduciendo su valor nutritivo y alteración de su sabor del producto final.

1.2.2 Necesidades de Almacenamiento

La irregularidad del rendimiento de las cosechas y de su distribución, ha provocado siempre un consumo desigual de granos y, como consecuencia; ciertas alteraciones en su precio.

Por ello es preciso construir estaciones de almacenaje que permita asegurar un consumo más uniforme de los productos y mayor regularidad en su cotización.

El sistema de cosecha y almacenaje a granel además de eliminar los graves problemas de la escasez de mano de obra, reporta extraordinarias ventajas económicas que no admiten discusión. A estas ventajas se suman otras cuya sola mención habla por sí mismo de ellas (3).

Estas son:

- Protección del cereal del ataque de roedores y pájaros.
- Eliminación de insectos y microorganismos.
- Supresión de los peligros derivados de los factores climatológicos.
- Eliminación de los movimientos como consecuencia de las lluvias.
- Eliminación de pérdidas por roturas de bolsas.
- Facilidad de fumigación.
- Posibilidad de realizar mezcla o corte de granos.
- Facilita el uso de secadoras y limpiadoras de granos, pues en el caso de realizarlo en sacos se deberá cortar a éstas y luego volver a embolsar.
- Facilita la carga y descarga en camiones.
- Posibilita la comercialización en el momento oportuno por cuanto no existe ningún problema en prolongar el almacenamiento.

1.2.3 Economía y Obtención de Rentas

En la actualidad no se tiene experiencia en almacenamiento en pequeños silos, a nivel de pequeños y medianos agricultores

debido al alto costo de los silos convencionales. (Acero y concreto).

Aprovecharemos de la experiencia de otros países en este tipo de almacenamiento, dando algunas conclusiones obtenidas por ellos: (3)

- Un Productor no está obligado a vender su producto en épocas de cosecha, cuando normalmente tiene el menor precio.
- Un producto puede programar su cosecha independientemente que de una u otra forma fuerzan a efectuarse en plazos fijos, no siempre es adecuado técnicamente.
- Los costos de producción disminuyen significativamente, porque evitan el pago de transporte en épocas no convenientes, cuando tienen un costo máximo por las demoras y espera de los Intermediarios en lugares cuyas entradas en épocas de lluvias impiden el tráfico de camiones.
- Evitan la pérdida de deterioro por productos que no fueron secos y limpios en tiempo oportuno.
- Disminuyen también los costos de transporte, porque el exceso de agua a los que están sujetas son evacuadas al momento de el secado.

- Mediante un almacenamiento el productor puede beneficiarse con un sistema de secado en su propio terreno aprovechando la temperatura de su propio ambiente o mediante el uso de instrumentos de bajo consumo de combustible o energía solar (ver anexo 3), en este caso asegura la máxima calidad del producto seco a baja temperatura.
- Un agricultor constituye un pequeño empresario rural y por lo tanto debe de estar motivado a cuidar mejor su chacra o empresa.
- Un producto sin la presión del transportista puede escoger un intermediario para vender su producto a mejor precio.

1.2.4 Finalidad del Proyecto

La finalidad del presente tema de tesis es la utilización de la madera para instalaciones de almacenamiento de granos en pequeños silos, aprovechando nuestros bosques naturales en la promoción del uso racional de los inmensos recursos forestales con lo que contamos. La poca o casi ninguna experiencia del material y la tecnología adecuada para la construcción de silos de madera; visto que según estudios realizados

en otros países la madera presenta óptimas condiciones para el almacenamiento de granos.

1.2.5 Aporte del Proyecto

Presentar un diseño de un silo de madera como una alternativa de almacenamiento para los agricultores dedicados al cultivo de granos o cereales de la costa ó selva alta del Perú, donde la madera sea relativamente económica ; ya que representa un elemento fundamental e importante para el desenvolvimiento de la agricultura.

En la actualidad tiende a generalizar éste almacenaje que se efectúa preferentemente en silos para granos en general, suprimiendo el costoso empleo de sacos y reduciendo los gastos de mano de obra.

No es necesario ahondar en mayores detalles a éste respecto, pues toda persona o institución vinculada al agro está perfectamente al tanto que el sistema de cosecha o movimiento de granos en sacos resulta ineficaz y antieconómico, por cuyo motivo se hace imprescindible revisar estos conceptos y arbitrar los medios necesarios

para que la industria rural se encare siguiendo el mismo rumbo de adelantos técnicos que se observa en la industria en general (9).

CAPITULO II

REVISION LITERARIA PARA SU CALCULO

REVISION LITERARIA PARA SU CALCULO

Los materiales ensilados constituyen una masa, granular o pulverulenta, en equilibrio. Este equilibrio estático existe cuando el material ensilado se encuentra en reposo sin embargo, se rompe completamente cuando se produce el vaciado, aparecen entonces sobrepresiones que corresponden al carácter dinámica del vaciado. Es necesario, en principio, examinar separadamente los dos estados, el estático y el dinámico (6).

Los esfuerzos producidos en el estado estático, se pueden determinar usando las formulas resultantes de las teorías de Reimbert y/o Janssen. La aplicación de estas formulas precisan el conocimiento de las características físicas y mecánicas de la materia a ensilar, que desarrollaremos a continuación.

2.1 Características de los Materiales Almacenados.

Entre los efectos principales de carga para el dimensionamiento de silos predominan las presiones

ejercidas sobre las paredes laterales y sobre el fondo del silo. Esas presiones reciben el nombre genérico de empuje, y se asemejan al empuje de agua ejercidas sobre un muro de sostenimiento.

Los materiales granulosos destinados al almacenamiento en silos, como el café, trigo, cebada, harina u otros, tienen características importantes para su dimensionamiento, aquí presentamos experiencias realizadas en el Brasil, referencia (3).

2.1.1 Fricción Interna

Trata de considerar el dimensionamiento de silos por el efecto de fricción física de grano sobre grano y de un ángulo de fricción resultante de la interacción de los granos, causando mayor resistencia a su deslizamiento.

En la práctica no se mide separadamente el efecto de fricción física y el de fricción ficticia, se mide el efecto del conjunto de los dos tipos de fricción y se da el nombre de fricción interna.

Por analogía la fricción física representa la fricción interna y se denomina ángulo de fricción interna de material, ó ángulo ϕ ,

tal que:

$$u = \tan \phi$$

La medida de fricción interna y de fricción sobre las paredes es realizada con dispositivo de cizallamiento de Hvorslev, con una aplicación de una carga normal variando de 100 gr/cm^2 a 900 gr/cm^2 (fig.3).

A sido constatado que el valor máximo de fricción interna, alcanzó rápidamente deformaciones de algunos milímetros (4 a 60 sobre el perímetro del modelo.

El volumen del material aumenta la resistencia al cizallamiento que varía de acuerdo al grado de dificultad de establecer un régimen permanente de cizallamiento.

Se obtiene, pues, para una misma presión, dos valores de fricción interna; mínima y máxima (este último siendo alcanzado con pequeñas deformaciones).

2.1.2 Cohesión

En cuanto a la cohesión, también, se distinguen dos tipos: una, la cohesión propiamente dicha y otra debida a la tensión capilar de agua envuelta en los

granos que recibe el nombre de cohesión aparente.

En la práctica no se mide separadamente el efecto de estos tipos de cohesión.

No todos los materiales granulosos presentan cohesión aparente; tal es el caso de los materiales cuyos vacíos de separación entre sus granos son demasiados grandes. Cuando esto acontece, el material recibe el nombre de no cohesivo, y si el material presenta cohesión propiamente dicha o aparente recibe el nombre de material cohesivo.

Los cereales y las arenas son materiales no cohesivos.

2.1.3 Talud Natural

Se llama ángulo de talud natural, aquel que genera un cono, formado por una porción de material granuloso dispuesto ligeramente sobre un plano horizontal y sometido a la acción de la gravedad.

En caso de materiales no cohesivos el ángulo de talud natural coincide, prácticamente, con el ángulo de fricción interna (ϕ).

Los ángulos de talud son medidos utilizando una carga en forma de paralelepípedo con caras de vidrio que permiten la observación

directa del fenómeno y la medida de los ángulos.

Los ángulos medidos y usados son representados en la tabla # 1.

2.1.4 Cizallamiento

Cuando se aplica un esfuerzo creciente τ , tendiendo a cizallar una determinada porción de material granuloso (fig. # 3), habrá ruptura cuando τ alcanza un valor igual a la suma de resistencias debidas a la fricción y cohesión, esto es cuando:

$$T = C + \mu N$$

Donde:

C = Resistencia a la cohesión

μN = Resistencia a la fricción

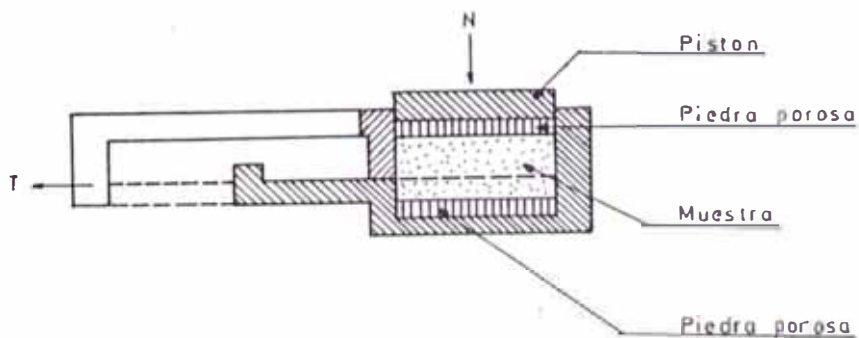


FIG. 3.- DISPOSITIVO DE CIZALLAMIENTO DE HVORSLEV

La tabla siguiente presentada por Reimbert da una variación de valores obtenidos para la fricción interna del maíz (Tabla # 2).

TABLA # 2: FRICCIÓN INTERNA DEL MAÍZ

Tensión Normal (Kg/cm ²)	tg ϕ máx.	tg ϕ mín.	Angulo de fricción
0,1105	0,524	a 0,467	27° 30' a 25° 00'
	0,477	0,370	25° 30' 20° 10'
0,2330	0,617	a 0,493	31° 40' a 26° 15'
	0,530	0,400	27° 55' 21° 50'
0,6480	0,645	a 0,528	32° 50' a 27° 50'
	0,608	0,475	31° 20' 25° 25'
0,8610	0,651	a 0,528	33° 05' a 27° 50'
	0,608	0,487	31° 20' 26° 00'

TABLA # : PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES ENSILADOS.

Materiales Ensilados	(Kg/m ³)	ϕ (o)	ϕ' (o)	E _a
Azucar	750		30	0,33
Antracita	800 a 850	26 a	28 25	0,39 0,36
Arena	1500 a 1800	30 a	35 27	0,33 0,27
Arcilla	1800 a 2000	15 a	28	0,59 0,36
Arroz	580 a 520	24 a	26 22	0,42 0,41
Avena	490 a 550		28 20	0,41 0,38
Blenda	1700 a 2400	25 a	27	0,41 0,38
Cafè	700	25 a	28	0,41 0,36
Camelina	620 a 700		29	0,35
Carbón grueso	800 a 880	38 a	45 22	0,24 0,17
Carbón Delgado	820 a 880	27 a	32 19	0,38 0,31
Centeno	700		37 44	0,25
Cebada	520 a 700	25 a	28 18	0,41 0,36
Cemento	1400 a 1500	30 a	40 20	0,33 0,22
Ceniza	600 a 750	25 a	40 25	0,41 0,22
Coque	400 a 450	35 a	40 35	0,27 0,22
Arveja	800 a 880	24 a	26 15	0,42 0,41
Escoria de Fierro	900 a 1100	25 a	45	0,41 0,17
Harina	600 a 1100	25 a	40 30	0,41 0,22
Hava	750		30	0,33
Frijol	750		32 24	0,31
Fosfatos	800 a 1400	35 a	45	0,27 0,17
Hulla	900		45 30	0,17
Lignito	1000		35 30	0,27
Linasa	600 a 680	23 a	26 17	0,44 0,41
Malta	530 a 600	21 a	23 18	0,47 0,44
Maíz	780 a 820	26 a	29 17	0,41 a 0,35
Mineral	1900 a 2000	40 a	45 30	0,22 a 0,17
Nabo	600 a 700		29	0,35
Nuez	800 a 900		35	0,27
Piedra partida	1700		45 30	0,17
Arena arcillosa	1700 a 1900	30 a	40	0,33 a 0,22
Soya	750		30	0,33
Sal	1250		40 30	0,22
Trigo	740 a 850	24 a	26 20	0,42 a 0,41

Para otros granos estudiados, los valores extremos de los ángulos de fricción son representados en los gráficos siguientes, obtenidos por la presión en las abscisas y en las ordenadas el valor correspondiente al

ángulo de fricción (fig. # 4 maíz, fig. # 5 trigo).

Los resultados obtenidos son parecidos, para el maíz el ángulo de fricción interna aumenta rápido y regularmente con carga tendiendo un valor constante, y para los granos oleaginosos los fenómenos son diferentes, obteniéndose una disminución del ángulo de fricción alcanzando el mínimo seguido de un aumento.

Esta variación de fricción interna según la naturaleza de los granos exige algunos comentarios. Cuando se consideran menos pulverulentos, cuyas partículas son poco comprensibles se constata que los parámetros que intervienen son: la fricción de materia constituyente, los granos sobre los mismos, la separación de los granos que crece con la compacidad del mismo. En la práctica, esta separación es poco modificada por presiones estáticas, por otro lado es muy sensible a variaciones.

En el caso de granos de bajo peso específico, una vibración es poco práctico, más una compresibilidad de granos interviene significativamente.

Para el maíz por ejemplo es necesario considerar no solamente la compresibilidad de granos, mas , también, la flexibilidad de la capa que envuelve, sin adherir enteramente a él. Se concluye entonces, que cuando la presión aumenta, los impactos entre los granos aumenta, inicialmente se desprecian, en consecuencia de la flexibilidad de la capa externa.

Para los granos oleinosos un parámetro suplementario interviene modificando la fricción recíproca de superficie en contacto.

Como efecto, mismo para bajas presiones se ha usado un líquido oleoso que modifica la fricción de ensayo de cizallamiento, constituyendo, pues, una dependencia entre la disminución de fricción entre los contactos más o menos lubricados y un aumento de fricción debido a impactos, en consecuencia la compresibilidad global de granos es como muestra (fig. # 4 y 5).

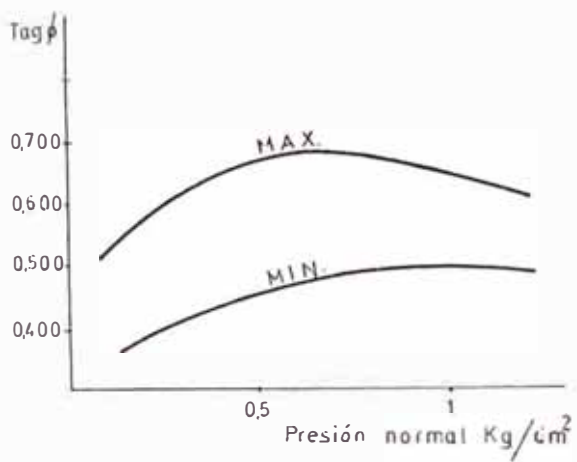


FIG.4.- MAIZ

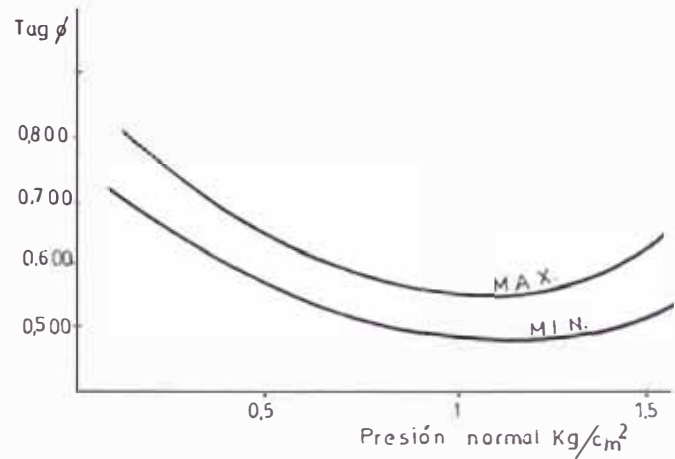


FIG.5.- TRIGO

Siendo C la cohesión, μ el coeficiente de fricción interna, N la fuerza normal aplicada al material y T la fuerza constante, se puede establecer la relación:

$$T = \tau \cdot S$$

Siendo S el área de sección cizallada.

Haciendo que:

$$C = K \cdot S \quad \text{y} \quad N = \sigma \cdot S$$

Resulta:

$$\tau = K + \mu \cdot \sigma$$

$$\tau = K + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Siendo: τ y σ las tensiones de cizallamiento y compresión y K el coeficiente de cizallamiento.

Para los cereales, la harina seca u otros materiales no cohesivos se tiene practicamente que K es cero y τ es representa-

da en función de σ por una recta que pasa por el origen de coordenadas y forma con la abscisa de σ un ángulo igual a fricción interna. (fig. # 6).

Para obtener el diagrama de la figura # 6 correspondiente a diversos materiales no cohesivos, se puede adoptar un dispositivo de ensayo representado esquemáticamente en la fig. # 3. Ensayándose el material para diversos valores de N , el cual corresponde determinados valores de T , se puede determinar varios puntos σ y τ .

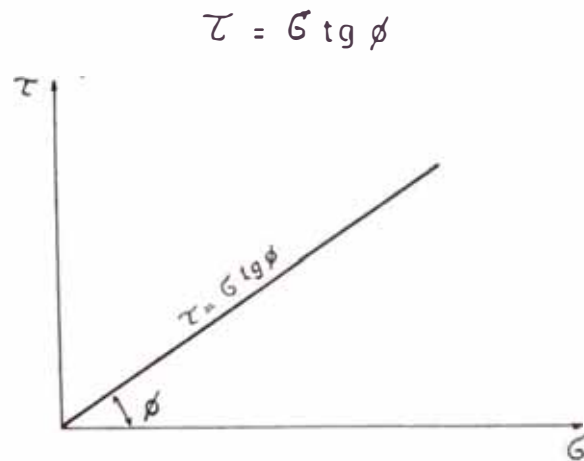


FIG. 6.- DIAGRAMA DE $\tau = f(\sigma)$

El gráfico obtenido permite determinar directamente el ángulo de fricción interna (ϕ) y el coeficiente de fricción interna (μ).

2.1.5 Empuje Activo y Pasivo

Se considera un prisma ABCD de dimensiones muy pequeñas de material granuloso, (fig. # 7.).

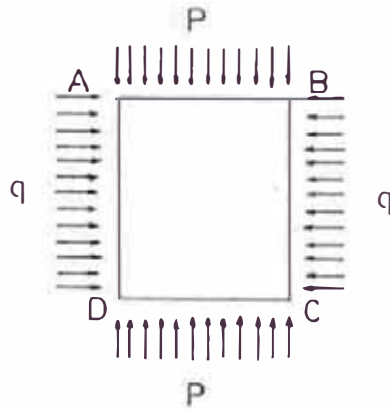


FIG. 7

Se admite para conservar el material sobre una forma de prisma ABCD, de dimensiones pequeñas se puede despreciar el efecto de peso propio, cargas aplicadas en las caras AB y DC son presiones P y las aplicadas en las caras AD y BC son las presiones q de tal forma que no se verifica la ruptura por cizallamiento, habrá, al aplicar p un valor mínimo q designado por q_a , a ser introducido en las caras AD y BC, a fin que el material no se rompa por cizallamiento, como se indica en la figura # 8-a.

La relación: $E_a = \frac{q_a}{p}$

Es una constante para cada material granuloso y recibe el nombre de coeficiente de empuje activo.

Si por aumentar el valor de q , estando el q_a , será alcanzado un valor q_p , para lo cual la ruptura será por efecto de presión lateral ver figura 8-b.

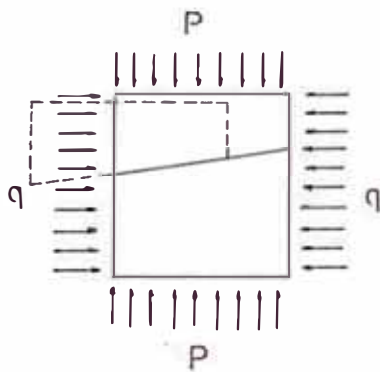


FIG. 8-a

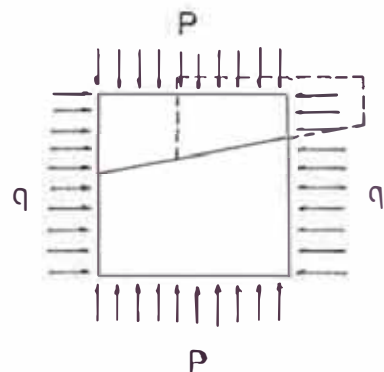


FIG. 8-b

La relación:

$$E_p = \frac{q_p}{P}$$

Es también, una constante para cada material granuloso y recibe el nombre de coeficiente de empuje pasivo.

La razón de estas denominaciones, están que, para valores de q menores de q_a , el material se rompe por efectos de fuerza activa, representada por la presión p . Y para valores de q mayores de q_p el material rompe por efecto de fuerza pasiva, representada por la

presión q_p .

Fijado el valor de p , se puede atribuir a q un valor intermedio entre q_a y q_p para lo cual el material no rompa por cizallamiento, se disminuye q , cuando se alcanza el valor:

$$q \leq q_a$$

El material rompe por empuje activo (fig. 8-a); se dice que ese tipo de ruptura corresponde al límite mínimo de q . Aumentando q , el material rompe el empuje pasivo (fig. 8-b), cuando se alcanza el valor:

$$q \geq q_p$$

La ruptura corresponde a un límite máximo de q .

De manera general se denomina la relación:

$$\epsilon = \frac{q}{p}$$

De coeficiente de empuje, y en casos límites de mínimo y de máximo respectivamente, será el que corresponde al $\epsilon = \epsilon_a$ y $\epsilon = \epsilon_p$.

2.1.6 Coeficiente de Empuje

Para determinar la relación existente entre el ángulo de fricción interna y los

coeficientes de empuje activo y pasivo de determinado material granuloso, no cohesivo, se considera un prisma de ese material en equilibrio sometido a presiones p y q (fig. 9).

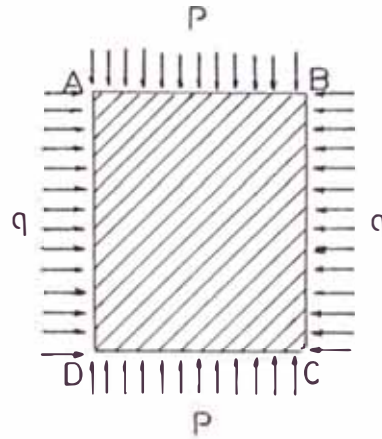


FIG. 9

Se considera una sección cualquiera (MN) de ese prisma, definida por el ángulo α que MN forma con BC (fig. # 10); una porción considerada de esa figura estará en equilibrio, por hipótesis, sometido a esfuerzos que ahí se indican. Suponiendo unitaria el espesor del elemento, sea S el área de superficie de MN, entonces, $S \operatorname{sen} \alpha$ es el área de superficie MP y, $S \operatorname{cos} \alpha$, el área de superficie NP, en estas condiciones la ecuación que expresa el equilibrio del elemento MNP se expresa:

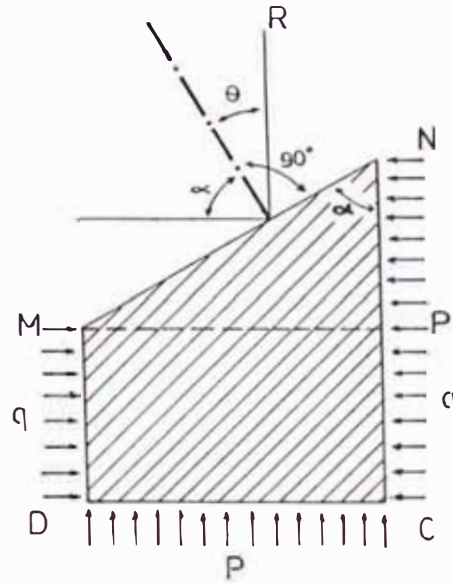


FIG. 10

$$p S \operatorname{sen} \alpha = R \operatorname{sen} (\alpha + \theta)$$

$$q S \operatorname{Cos} \alpha = R \operatorname{cos} (\alpha + \theta)$$

donde:

$$\operatorname{tg} (\alpha + \theta) = \frac{-p}{q} \tan \alpha = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \theta} = \frac{1}{E} \operatorname{tg} \alpha$$

esto es:

$$E \operatorname{tg} \alpha + E \operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg}^2 \alpha \operatorname{tg} \theta$$

$$\operatorname{tg} \theta (E + \operatorname{tg}^2 \alpha) = \operatorname{tg} \alpha (1 - E)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{1 - E}{E \operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{tg} \alpha} \dots (1)$$

$$\delta \operatorname{cotg} \theta = \frac{E \operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{tg} \alpha}{1 - E} \dots (2)$$

Para determinar el ángulo α que define la sección MN para lo cual θ es el máximo o el mínimo, derivando la expresión 2 en relación

a α , e igualando a cero (observece que en el intervalo de 0 a $\pi/2$ \cotg está en función monótona decreciente), por tanto:

$$(1 - \epsilon) \frac{d}{d\alpha} (\cotg \theta) = \frac{\epsilon}{\text{sen}^2 \alpha} + \frac{1}{\text{cos}^2 \alpha} = 0$$

donde:

$$\epsilon = \text{tg}^2 \alpha$$

y:

$$\text{tg} \alpha = \sqrt{\epsilon}$$

El máximo y mínimo valor de θ es obtenido sustituyendo, la presión de $\text{tg} \theta$ (1), por un valor $\text{tg} \alpha = \sqrt{\epsilon}$, esto es:

$$\text{tg} \theta = \frac{1 - \epsilon}{\frac{\epsilon}{\sqrt{\epsilon}} + \sqrt{\epsilon}} = \frac{1 - \epsilon}{2 \cdot \sqrt{\epsilon}}$$

En función de $\text{tg} \alpha$ se obtiene:

$$\text{Tg} \theta = \frac{1 - \text{tg}^2 \alpha}{2 \text{tg} \alpha}$$

Esa expresión se escribe:

$$\text{tg} \theta = \frac{\text{cos}^2 \alpha - \text{sen}^2 \alpha}{2 \text{sen} \alpha \text{cos} \alpha} = \frac{\text{cos} 2\alpha}{\text{sen} 2\alpha} = \cotg 2\alpha$$

Visto que la ruptura se da para una de las condiciones siguientes:

$$1) \theta = +\phi$$

$$2) \theta = -\phi$$

Se tendrá la ruptura:

$$\operatorname{tg}(\pm \phi) = \operatorname{cotg} 2\alpha$$

esto es:

$$2\alpha = \frac{\pi}{2} - \phi$$

$$\alpha = 45^\circ - \phi/2$$

$$\text{ó} \quad 2\alpha = \frac{\pi}{2} + \phi$$

alcanzando los valores de:

$$\alpha = 45^\circ \pm \phi/2$$

habrá dos casos de ruptura (por empuje activo ó por empuje pasivo), son lo que corresponden a $q = q_a$ y $q = q_p$ respectivamente.

Como por definición, $\varepsilon_a < \varepsilon_p$ resulta que:

$$\varepsilon_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$\varepsilon_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

de:

$$\varepsilon_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = \operatorname{cotg}^2 (45^\circ + \phi/2) = \frac{1}{\varepsilon_p}$$

donde:

$$\epsilon_a \cdot \epsilon_p = 1$$

Resumiendo se puede decir que la ruptura de un material granuloso no cohesivo sometido a presiones p , no se verificará cuando el valor de q fuera:

$$\epsilon_a \cdot p < q < \epsilon_p \cdot p = \frac{1}{\epsilon_a} \cdot p$$

donde:

$$\epsilon_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

2.1.7 Densidad Aparente

El método utilizado es aquel usado para material pulvurentos con una altura constante. Los resultados son presentados en la Tabla # 1.

2.1.8 Variación de Flujo de Esgurrimento en Función del Area de Abertura en la Salida del Grano.

Estudios hechos en la facultad de Ingeniería de Alimentos Agrícolas de UNICAMP (Brasil), con respecto a influencia de área de abertura, y el tamaño de los granos, del flujo de escurrimento con soya, permiten sacar las siguientes conclusiones:

- 1) El flujo de escurrimiento depende de la altura de la materia prima existente en el silo.
- 2) Cuando mayor es el tamaño de los granos menor es el flujo de escurrimiento para una determinada abertura, el flujo de escurrimiento es inversamente proporcional al tamaño de los granos.
- 3) La variación del flujo de escurrimiento está en función de la abertura, dependiente del tamaño y aproximadamente lineal.
- 4) La variación de flujo de escurrimiento está en función del tamaño de los granos, dependiendo del área de abertura y aproximadamente descrita con una función de segundo grado.

2.2 Operaciones de Almacenamiento y Técnicas de Manipulación de Granos en General

Para que se pueda proyectar un silo es necesario conocer el material que se va a almacenar, y por ende las operaciones de almacenamiento y la técnica de manipulación del grano.

Un funclograma de almacenamiento a granel que presentamos en la figura # 11, nos indica una secuencia de operaciones con los granos, la cual

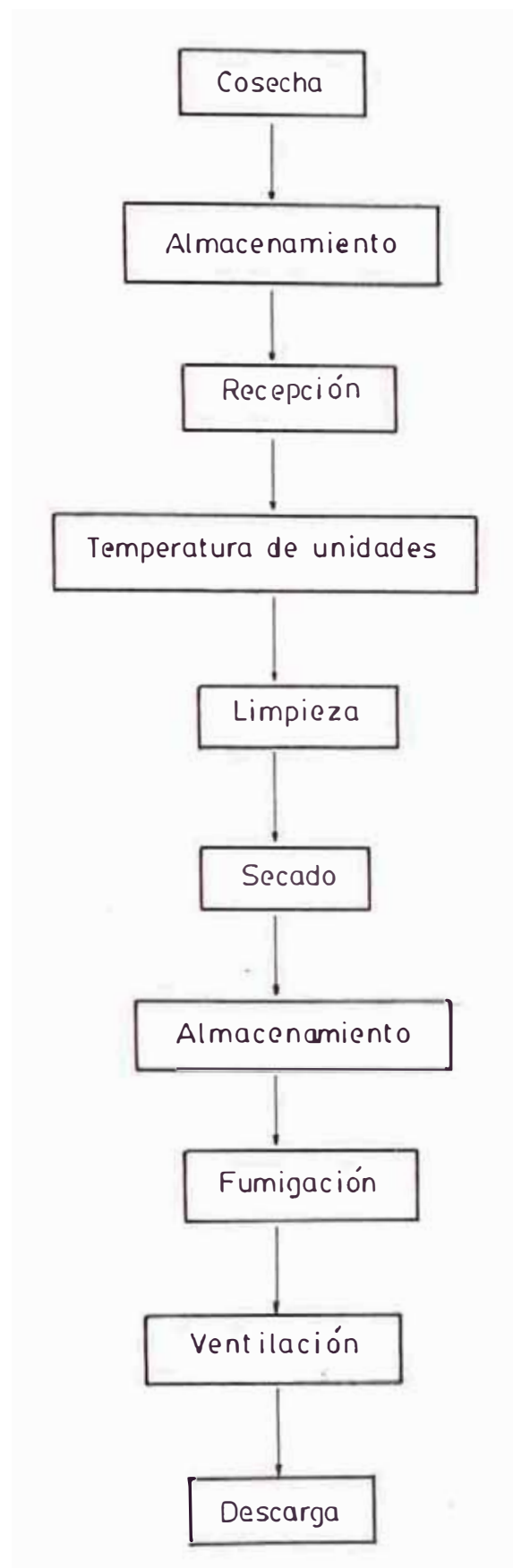


Fig. 11 Funciograma de Almacenamiento a Granel

Interfieren con un esquema de utilización de silo, que pueden a veces influir en la orientación de operación del silo. Un conocimiento de condiciones de operación de los silos puede ser importante en el proyecto funcional y en el proyecto estructural.

Seguidamente daremos la secuencia lógica del funclograma en mención:

Inmediatamente después de la cosecha, los granos son conducidos a un almacén o a un lugar para ser recepcionados (pesado, determinación del contenido de humedad, porcentaje de impurezas, otros, etc.), luego se sigue con la limpieza del grano, cargamento del silo, conservación (ventilación, funigación, etc.), y finalmente la descarga del silo en época oportuna para distribuir al consumidor.

Damos una información detallada de éste funclograma en el anexo # 2.

2.3 Teoría de Distribución de Presiones de un Silo Cilíndrico.

Haremos un breve resumen de la teoría de cálculo adoptada para el diseño de los elementos componentes de la estructura en estudio, considerando por separado los estados estáticos y el

dinámico según la referencia (6).

Notación Adoptada

D = Diámetro de la celda en mts.

H = Altura de la celda en mts.

h = Altura de reposo de material considerada usando Reimbert.

h_{\dagger} = Altura de la tolva.

α_{\dagger} = Angulo de inclinación de la tolva, con respecto a la horizontal.

y = Altura al punto considerado según Reimbert ó Janssen (ver figura # 12).

F_y = Fuerza de fricción actuante (Kg/m).

q_y = Presión vertical en (Kg/m²)

p_y = Presión horizontal en (kg/m²)

K = Coeficiente de empuje activo = $\frac{p_y}{q_y} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$.

γ = Peso específico del material almacenado

C = Abscisa característica según Reimbert.

R = Radio hidráulico (m)

A = Area de la sección considerada

μ' = $\tan \phi'$ = Coeficiente de fricción entre el material almacenado y paredes de la celda.

ϕ' = Angulo de fricción entre el material almacenado y las paredes de la celda.

ϕ'' = Angulo de fricción interna.

2.3.1 Teoría de Janssen

La curva de presiones es una función exponencial.

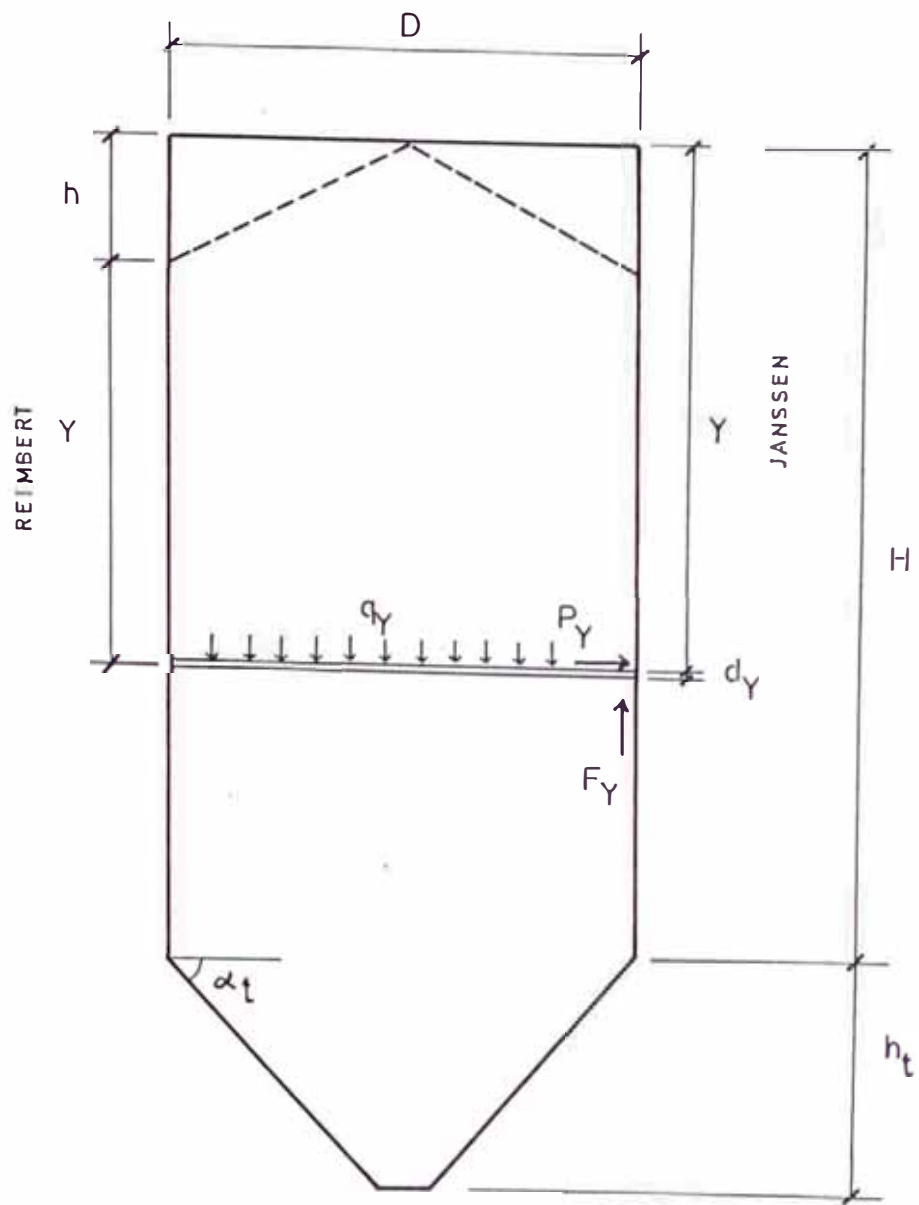


Fig. 12 Dimensiones del silo para usar en la Teoría de Reimbert ó Janssen

- la presión estática vertical a una profundidad Y es:

$$q_y = \frac{\gamma R}{u' K} \left(1 - e^{-\frac{u' \cdot K \cdot Y}{R}} \right)$$

- la presión estática horizontal (empuje) a una profundidad Y es:

$$P_Y = \frac{\gamma R}{u'} \left(1 - e^{-\frac{u' K Y}{R}} \right)$$

donde:

$$K = \frac{P_Y}{q_Y} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

$$u' = \operatorname{tg} \phi'$$

a) Para silos circulares

- el radio hidráulico es: $R = \frac{D}{4}$

2.3.2 Teoría de Reimbert

La curva de presiones es una función hiperbólica.

- la presión estática a una profundidad Y es:

$$q_Y = \gamma \left[Y \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-1} + \frac{h}{3} \right]$$

- la presión estática horizontal (empuje) a una profundidad Y es:

$$P_Y = P_{\text{máx}} \left[1 - \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-2} \right]$$

a) Para silos circulares

- El máximo empuje lateral es:

$$P_{\text{máx}} = \frac{\gamma' D}{4 \text{Tg } \phi'}$$

- La abscisa característica es:

$$C = \frac{D}{4 \text{Tan } \phi' \text{Tan}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \phi/2 \right)} = \frac{h}{3}$$

donde:

$$h = \frac{D}{2} \text{Tan } \phi'$$

2.3.3 Cargas de Fricción

Las paredes del silo soportan cargas verticales debido a la fricción existente entre el material almacenado y las paredes (6).

La carga estática total de fricción F_Y actuando en las paredes del silo por encima de la profundidad Y es aproximadamente igual al peso total del material almacenado por encima de esa profundidad menos:

*para el método de Reimbert: $A q_y$

*para el método de Janssen: $0.80 A q_y$

La fuerza vertical estática (debido a la fricción) por unidad de longitud de pared a una profundidad Y es:

*para el método de Reimbert:

$$F_y = \frac{(\rho Y - q_y) A}{L} = (\rho Y - q_y) R$$

*para el método de Janssen:

$$F_y = \frac{(\rho Y - 0.80 q_y) A}{L} = (\rho Y - 0.80 q_y) R$$

Tolvas de los Silos

Las celdas de los silos terminan en su parte inferior en tolvas, cuya forma es generalmente troncocónica, en caso de celdas cilíndricas, o piramidal, en el caso de celdas cuadradas o rectangulares, para permitir el vaciado total de la materia ensilada por la abertura de vaciado situada en el punto más bajo.

2.3.4 Esfuerzos Ejercidos en la Tolva

Para el cálculo de las paredes de las tolvas se supone que las materias pulverulentas ensiladas les transmiten la misma presión vertical que ejercen al nivel del nacimiento de las paredes verticales, es decir, al nivel de la unión de las paredes de las celdas con las paredes de las tolvas. Se consideran las cargas siguientes:

- 1° La presión vertical ejercida por la materia ensilada en el borde inferior de las paredes verticales.
- 2° El peso de la materia ensilada que llena la tolva.
- 3° El peso propio de las paredes de las tolvas.
- 4° El peso de los aparatos fijados a las tolvas.

Las paredes están sometidas a tensiones dirigidas según las líneas de nivel y las líneas de máxima pendiente de las caras de las tolvas.

Para el cálculo de los esfuerzos que se ejercen sobre estas paredes se puede aplicar el método siguiente, que da resultados ligeramente por exceso:

- 1° Presiones debidas a la materia ensilada.- Sea una tolva ABCD cuya sección vertical se inscribe en el triángulo ABE, de altura h' , (fig. 13-1) limitado por el plano horizontal al nivel inferior AB de las paredes

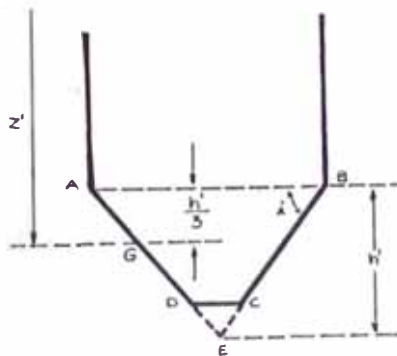


FIG. 13-1

verticales de la celda del silo, y por las dos

caras inclinadas de las paredes de la tolva.

Sea G el centro de gravedad del triángulo así trazado, y z' , la distancia del punto G al origen de coordenadas:

$$z' = z + \frac{h'}{3}$$

Se calcula las presiones horizontales P_z, q_z debidas a la materia ensilada, como si la pared fuera vertical hasta G.

Llamando de una manera general, l a la inclinación de una cara de la tolva, (fig. 13-2), tienen las siguientes presiones por unidad de superficie:

$$p'_{z,l} = p_z, \text{ sen } l$$

$$q'_{z,l} = q_z, \text{ cos } l$$

Por consiguiente, basta dar a l los diversos valores de las inclinaciones $\alpha, \beta, \gamma \dots$ de las paredes para tener las presiones unitarias sobre cada pared.

Se componen $p'_{z,l}$ y $q'_{z,l}$ (fig. 13-3) y se obtiene la resultante $R_{z,l}$, que se descompone a continuación según las direcciones de la cara de la tolva y de su normal, resultando

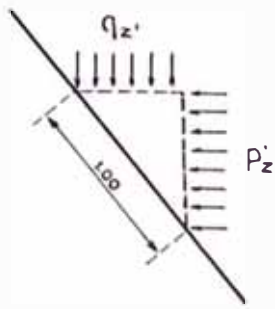


FIG. 13-2

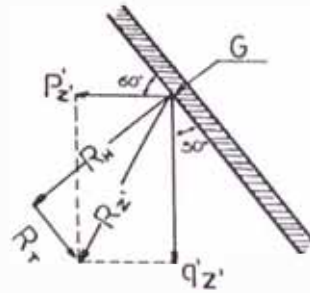


FIG. 13-3

las componentes respectivas R_T y R_N (fig. 13-4).

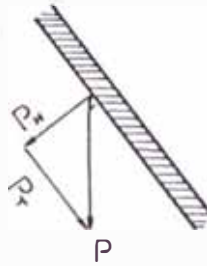


FIG. 13-4

2° Peso de la Materia que Llena la Tolva y Peso de la Tolva y de los Aparatos.- Sea P_1 el peso de la materia que llena la tolva y P_2 el peso propio de sus paredes y de los aparatos fijados a ella.

Sea S' la superficie de las paredes; se supone, para simplificar, que la carga vertical que resulta por unidad de pared es:

$$P = \frac{P_1 + P_2}{S'}$$

y se descompone esta carga vertical unitaria en p_t , según dirección de la cara de la tolva, y P_N , según la normal a esta dirección.

2.3.5 Coeficiente de Sobrepresión

Es un factor numérico que incrementa en magnitud a las presiones estáticas horizontales y verticales considerando el efecto dinámico que resulta el flujo del material por gravedad al abrirse la tolva, del efecto de arco, del colapso del material arqueado y del fenómeno de aireación, referencia (6).

La tabla # 3 da valores para el factor de corrección dinámico c_d según el método usado y según se trata del cuerpo del silo o de la tolva de vaciado. Usando esta tabla que esta dada para silos de acero como indica, por no existir una para usar con silos de madera; dan resultados conservadores.

Los esfuerzos de diseño se expresan de la siguiente manera:

la presión vertical de diseño es;

$$(q_Y)_{dis} = c_d \cdot q_Y$$

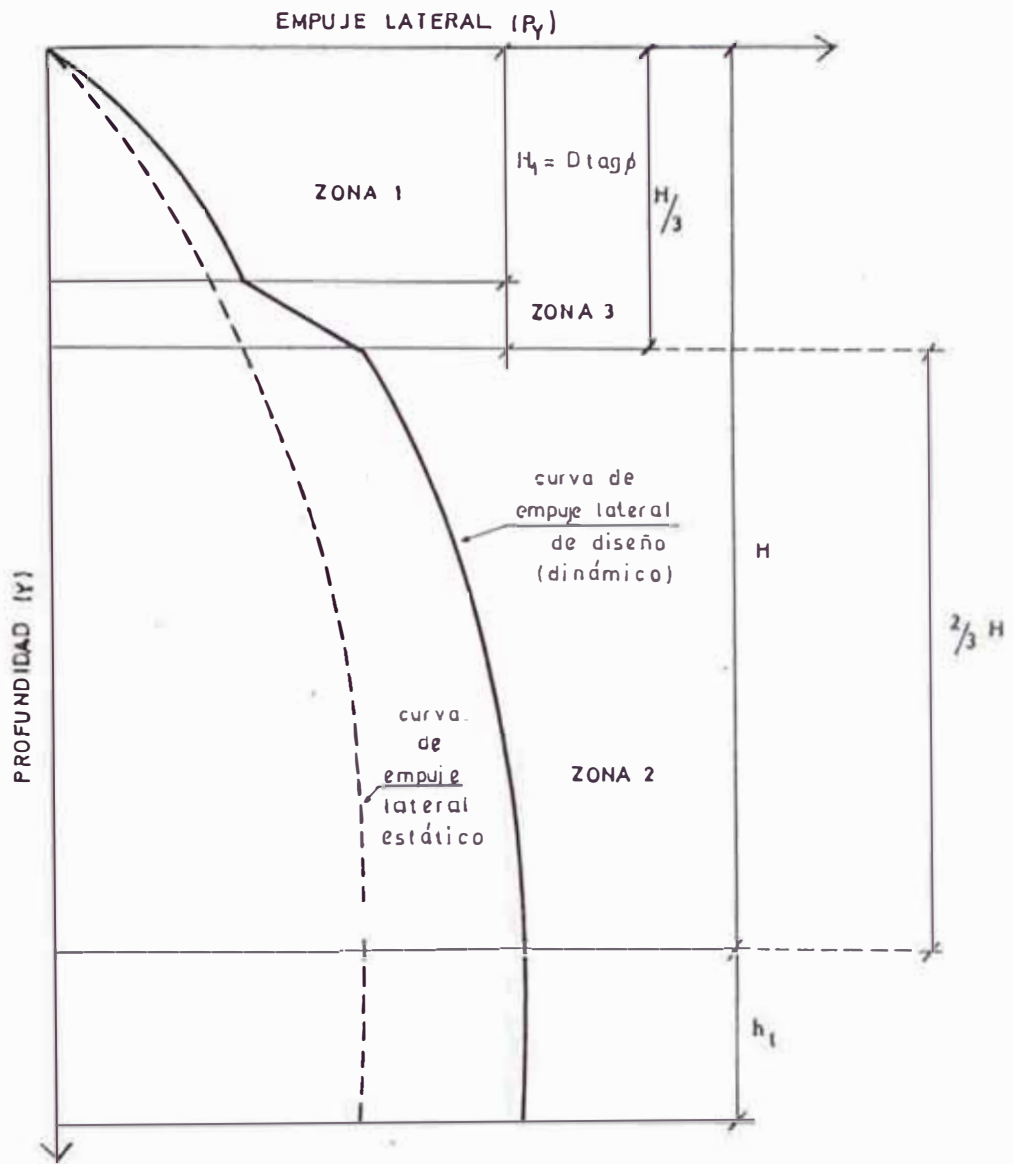


Fig. 14 Curva de Empuje lateral de diseño

el empuje lateral de diseño para silos con des-
carga centrada es:

$$(P_Y)_{dis} = C_D \cdot P_Y$$

TABLA # 3 VALORES DEL FACTOR DE CORRECCION

C_D PARA SILOS DE ACERO

DESCRIPCION DEL AREA DE APLICACION	REIMBERT	JANSSEN
I. Para usar en el diseño de las paredes del silo, de los atlesadores y de las vigas.		
1. Silos individuales circulares o poligonales.		
Zona por encima de H_1 (ver- fig. # 14)	1.10	1.50
Zona por debajo de $(2/3) H$		
H/D = 1.50	1.65	1.95
H/D \geq 4.50	1.95	1.95
II. Para usar en el diseño de la tolva de vaclado así como de sus atlesadores.		
a. Para material pulverulento- (harina, cemento)	1.75	1.50
b. Para material granular con diámetro menores de 5 mm (cereales)	1.50	1.25
c. Material granular de alta - densidad (minerales).	2.50	2.25

* Los valores de H/D comprendidos entre 4.50 y 1.50 serán determinados por interpolación en el caso de usar el Método de Reimbert.

Los coeficientes de sobrepresión utilizados en el diseño de los silos de LAMEM (ver Anexo 4), son los establecidos por el Dr. Ravenet, que a continuación detallamos a manera de información.

Juan Ravenet, doctor, Ing. Industrial e Investigador español de silos, indica el empleo de coeficientes para el aumento de presiones debido a descargas.

Revenet presenta en 1980 un proyecto de "norma para el cálculo de silos" en la primera reunión técnica sobre almacenaje, en CEBRAZEM (Compañía Brasileira de Almacenamiento).

En este proyecto son especificados coeficientes de sobrepresión de descarga para mejorar las presiones estáticas de Janssen y determinar la sobrepresión de descarga en los silos.

Como base de este proyecto, las presiones de las paredes del silo deben ser calculadas de la siguiente manera:

- a. Escoger la relación altura, diámetro del silo.
- b. Teniendo esta relación aplicamos los tres casos a saber:

b.1 Relación $H/D \geq 5$

$$P_h = P_{hj} \times 1,95$$

$$P_v = P_{hj} \times 1,1$$

$$F_a = \gamma' HD/4 \quad \text{siendo:}$$

P_h = Presión horizontal en Kg/m^2

P_v = Presión vertical en Kg/m^2

F_a = Fuerza de fricción en kg/m

b.2 Relación $1 \leq H/D < 5$

$$P_h = P_{hj} [1,95 - 0,12 (5 - H/D)]$$

$$P_v = P_{hj} \cdot 1,1/k$$

$$F_a = \gamma' HD/4$$

b.3 Relación $H/D \leq 1$

$$P_h = P_{hj} \cdot 1,35$$

$$P_v = \gamma' H$$

$$F_a = \gamma' DH/4$$

c. Estos coeficientes son indicados para silos con descarga central. para silos con descarga excéntrica, aparecen, depresiones próximas a la abertura de salida y sobrepresiones en las paredes

de esta. En este caso se recomienda
multiplicar la P_h por 1,4.

CAPITULO III

REVISION ESTADISTICA Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SILO

REVISION ESTADISTICA Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SILO

3.1 Revisión Estadística

Como nuestro silo va ha estar ubicado en el Dpto. de Amazonas, haremos una evaluación del Boletín Estadístico de la Producción Agropecuaria 1986 de la Región Agraria XII - Amazonas Editada por el Ministerio de Agricultura.

A continuación presentamos cuadros estadísticos de superficie sembrada, producción, cosechada y precio en chacra de los principales cultivos. La información es mensual correspondiente al año 1986, y algunos cuadros más que nos sirven como datos para nuestro cálculo.

3.2 Comentario Sobre la Producción Agrícola

Información recopilada del Boletín en mención.

A. Ambito

Región : Nor Oriente

Departamento : Amazonas

Provincias : Condorcanqui, Baguas, Utcubamba
Bongará, Luya, Chachapoyas, Rodríguez
de Mendoza.

B. Distribución de Areas (ver cuadro)

1. Bajo Riego.- Los cultivos sembrados bajo esta modalidad, se encuentra ubicados en las provincias de Baguas y Utcubamba mayormente, con cultivos de gran importancia como arroz, maíz amarillo duro y soya escazamente papa y maíz amarillo en Chachapoyas y Luya.

2. Secano.- Están ubicados en la provincia de Chachapoyas, Luya, Bongará y Rodríguez de Mendoza, donde se instalan maíz amarilla amiláceo, menestras, papa, trigo, hortalizas, caña de azúcar en poca escala.

3. Pasturas.- Están ubicados en la provincia de Condorcanqui, Rodríguez de Mendoza, bongará y chachapoyas, con ganado vacuno de carne y en menor escala lechero, también se explota la crianza de ganado porcino.

4. Forestal.- Ocupa la mayor extensión y están ubicados en Rodríguez de Mendoza, bongará, Condorcanqui, Luya y Chachapoyas.

C. Características de la Agricultura y Precios:

* Una de las principales características es la estacionalidad de los cultivos en la producción

agrícola, los sembríos y cosechas sufren variaciones en calidad y volúmen debido a factores como: clima, plagas, enfermedades, disponibilidad de agua, semilla, y crédito, etc.

Las variaciones de sembrío varía de acuerdo al precio que se le garantiza al agricultor.

* En épocas de cosechas abundantes, los precios tienden a bajar desfavorablemente para el productor, y cuando, las cosechas son bajas hay un incremento en los precios, beneficiándose mayormente el intermediario.

* En los cultivos de Programación Regional el mayor volúmen de producción obtenida se encuentra en períodos pequeños en el transcurso de la campaña agrícola, supeditados a condiciones climáticas imperantes en la zona. Una mayor oferta determina una baja de precios, ya que va ha ir en desmedro del agricultor al vender sus productos ínfimamente por debajo de los precios establecidos.

D. Costos de Producción

Los costos de los cultivos tienden a incrementarse principalmente por el aumento de los factores y/o insumos que influyen en la producción: mano de obra,

maquinaria, equipos e implementos y en menor escala los insumos de uso agrícola, como fertilizantes y pesticidas que han sido beneficiadas con desgravación de impuestos; la úrea subsidiada, que por falta de presencia de ENCI, los comerciantes encarecen los insumos, los mismo que no cubren el requerimiento, es decir el monto de crédito, está muy por debajo de los costos de producción reales. Esta situación se agrava si tenemos en consideración que la actividad agraria es muy incierta, el éxito o fracaso de una campaña agrícola mucho depende de las condiciones climatológicas.

E. Rendimientos

Los rendimientos promedios alcanzados en la campaña son:

Arroz	4847	Kg/Ha
Maíz amiláceo	1284	"
Maíz amarillo duro	1873	"
Frijol	432	"
Arveja	1200	"
Papa	12461	"
Trigo	928	"

Los rendimientos obtenidos en la presente campaña, se consideran como regular, influyendo de manera principal el empleo de semillas de baja calidad y al uso limitado de fertilizantes y pesticidas, a la restringida asistencia técnica y crédito inoportuno.

F. Crédito Agrario

Durante la campaña 85-86 a nivel de la Región Agraria XII - Amazonas, fue otorgada oportunamente habiéndose conducido algunos cultivos de Programación Nacional, con crédito de sostenimiento tales como: arroz, maíz amarillo duro, café, cacao, limón sutil y papa, los mismos que se han incrementado en relación de la campaña anterior en el orden del 30%, dicho incremento radica en que los agricultores utilizarón un mayor número de créditos con el objeto de incrementar su productividad, debido a los mejores precios de garantía otorgados por el Ministerio de Agricultura.

DIVISION POLITICA DEL DPTO. DE AMAZONAS

<u>PROVINCIAS (7)</u>	<u>DISTRITOS (82)</u>	<u>COMUNIDADES CAMPESINAS (57)</u>	<u>COMUNIDADES NATIVAS (85)</u>
1. Chachapoyas	12	20	
2. Luya	20	15	
3. Bongará	14	10	
4. Bagua	7	2	29
5. Condorcanqui	3		56
6. Utcubamba	7		
7. Rodríguez de Mendoza	12		

Fuente - INE - Dirección General de Demografía.

PROYECCIONES DE LA POBLACION POR AÑOS DEL DPTO. DE AMAZONAS POR PROVINCIAS

No. de Orden	Provincias	Población al 30 de Junio de						
		1985	1986	1987	1988	1989	1990	
	Total Departamental	296,736	304,200	311,798	319,500	327,294	335,300	
1	Chachapoyas	39,134	39,282	39,453	39,617	39,779	39,918	
2	Bongará	16,135	16,464	16,802	17,161	17,488	17,489	
3	Luya	43,056	43,187	43,294	43,403	43,499	43,574	
4	Bagua	54,704	55,701	56,671	57,613	58,525	59,449	
5	Utcubamba	89,758	93,230	96,772	100,394	104,065	107,803	
6	Condorcanqui	34,426	36,637	38,939	41,304	43,781	46,392	
7	Rodríguez de Mendoza	19,523	19,699	19,867	20,028	20,165	20,323	

Fuente INE - Dirección General Demografía.

EVALUACION DE LA PRODUCCION AGROPECUARIA A PRECIOS

CONSTANTES DE 1979 - PERIODO: ENERO - DICIEMBRE 86/85

P R O D U C T O	P R O D U C C I O N M I L E S T . M .	V A L O R V B P M I L E S	V A R I A C I O N P O R C E N T U A L	I N D I C E S D E C A N T I D A D		
	86	85	86	85		
MAIZ AMILACEO (Consumo Humano)	32.70	30.00	1,135.2	1,041.4	9.0	0.5
MAIZ AMILACEO DURO (Consumo Industrial)	17.20	6.50	549.7	207.7	169.6	1.8

SUPERFICIE COSECHADA, PRODUCCION Y PRECIO EN CHACRA DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS
INFORMACION MENSUAL AÑO: 1,986
REGION AGRARIA XII - AMAZONAS

CUADRO # 1	CULTIVOS	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
	ARROZ CASCARA		S.C. (Has)	18,680	1,109	1,842	78	34	1,142	2,401	4,652	3,435	2,725	1,165	57	40
		Prod. (TM)	90,540	4,967	8,825	337	102	5,479	12,544	23,160	15,431	12,784	6,484	242	185	
		Precio l/.Kg	3.58	3.03	3.24	3.21	3.21	3.21	3.21	3.21	3.21	3.90	4.00	4.00	4.00	4.00
	MAIZ AMARI - LLO DURO		S.C. (Has)	9,198	320	111	258	418	565	1,042	3,483	821	327	24	31	1,798
		Prod. (TM)	17,232	441	180	418	605	966	2,623	6,856	1,587	538	38	38	2,932	
		Precio l/.Kg	2.77	2.20	1.85	2.25	2.23	2.74	2.76	2.76	2.86	3.23	3.20	3.30	3.30	3.36
	MAIZ AMILACEO		S.C. (Has)	25,510	400	2,600	500	300	1,500	8,760	3,850	4,800	1,000	200	-	1,600
		Prod. (TM)	32,748	380	3,120	640	470	3,875	11,388	5,005	6,240	1,350	260	260	-	2,080
		Precio l/.Kg	3.45	3.00	3.00	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	4.00
	FRIJOL GRANO SECO		S.C. (Has)	11,504	280	1,080	1,250	332	604	4,340	1,920	664	110	50	10	864
		Prod. (TM)	4,964	126	432	500	131	242	1,953	864	280	46	21	21	5	364
		Precio l/.Kg	6.00	3.50	3.50	4.25	4.25	6.00	6.52	7.00	7.00	8.00	8.00	8.00	10.00	8.00
	PAPA		S.C. (Has)	1,415	90	140	50	46	40	63	28	35	265	200	108	180
		Prod. (TM)	17,632	900	1,620	650	898	1,750	788	350	350	438	2,938	2,500	1,350	2,250
		Precio l/.Kg	2.47	2.17	2.25	2.25	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	3.00	3.00	2.80	2.00	2.40
	TRIGO		S.C. (Has)	1,022	-	-	-	9	225	270	306	90	74	48	-	-
		Prod. (TM)	948	-	-	-	7	191	257	291	86	86	70	46	-	-
		Precio l/.Kg	4.16	-	-	-	3.80	3.80	4.00	4.00	4.00	4.50	4.50	4.50	-	-
	SOYA		S.C. (Has)	139	-	-	3	-	-	-	-	-	-	6	10	120
		Prod. (TM)	289	-	-	7	-	-	-	-	-	-	-	12	20	250
		Precio l/.Kg	4.90	-	-	2.00	-	-	-	-	-	-	-	4.00	6.40	6.40
	CHOCHO O TARHU I		S.C. (Has)	90	-	-	15	30	40	5	-	-	-	-	-	-
		Prod. (TM)	54	-	-	9	18	24	3	3	-	-	-	-	-	-
		Precio l/.Kg	4.00	-	-	3.80	4.00	4.00	4.20	4.20	4.20	-	-	-	-	-

REGION AGRARIA XII - AMAZONAS

CUADRO #

CULTIVOS	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
YUCA		S.C.(Has)	3,775	207	607	232	254	273	318	568	199	266	347	264	240
		Prod.(TM)	30,364	1,707	5,471	1,908	1,919	2,199	2,587	3,767	1,694	2,242	2,662	2,216	1,992
		Precio l/.Kg	1.67	1.23	1.25	1.25	1.30	1.34	1.36	1.77	1.83	2.33	2.03	2.20	2.10
PLATANO		S.C.(Has)	4,267	117	84	204	297	261	304	185	588	547	612	330	757
		Prod.(TM)	28,378	832	548	1,508	1,807	2,084	1,962	1,350	3,840	3,349	3,732	2,168	5,198
		Precio l/.Kg	1.52	0.95	1.15	1.15	1.30	1.30	1.00	1.00	1.05	2.30	2.75	2.40	1.93
PAPAYA		S.C.(Has)	24	1	-	-	-	-	3	2	-	1	6	5	6
		Prod.(TM)	199	9	-	-	-	-	24	16	-	6	54	36	54
		Precio l/.Kg	1.51	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	2.50	1.55	1.50	2.00
MANI FRUTA		S.C.(Has)	122	10	40	-	-	25	-	-	10	10	-	15	12
		Prod.(TM)	429	35	140	-	-	88	-	-	35	36	-	53	42
		Precio l/.Kg	18.71	15.00	15.00	-	-	16.00	-	-	20.00	20.00	-	-	22.50
NARANJA		S.C.(Has)	342	3	9	36	39	28	30	20	6	43	15	10	103
		Prod.(TM)	3,350	21	54	332	475	252	285	180	54	487	140	80	990
		Precio l/.Kg	1.16	0.80	0.80	0.30	0.37	0.50	0.50	0.60	0.60	4.00	1.50	2.00	2.00
LIMON SUTIL		S.C.(Has)	430	38	31	38	21	32	30	17	33	20	53	8	109
		Prod.(TM)	2,918	187	222	277	138	231	219	122	301	140	371	56	654
		Precio l/.Kg	1.79	1.33	1.33	0.68	0.70	0.70	0.83	0.80	0.83	3.50	3.25	4.00	3.50
CAFE		S.C.(Has)	21,909	-	-	62	1,653	2,615	914	4,157	5,050	3,408	2,030	20	-
		Prod.(TM)	11,938	-	-	38	993	1,568	1,882	2,562	2,273	1,534	1,076	110	-
		Precio l/.Kg	33.61	-	-	36.50	30.67	31.67	29.67	32.00	30.67	36.67	36.67	38.00	-
CACAO		S.C.(Has)	4,506	50	95	90	113	136	165	170	132	154	149	110	142
		Prod.(TM)	731	26	38	40	50	71	84	79	58	67	65	87	66
		Precio l/.Kg	29.00	25.00	27.35	28.57	30.33	23.50	25.00	25.25	31.25	31.25	34.25	34.25	32.00

REGION AGRARIA XII - AMAZONAS

CUADRO #	CULTIVOS	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
	MAIZ CHOCLO		S.C.(Has)	107	15	10	19	19	15	5	8	-	-	-	20	-
		Prod.(TM)	252	20	38	25	48	38	13	13	20	-	-	-	20	-
		Precio l/Kg	4.69	2.50	5.00	5.00	5.00	5.00	5.50	5.50	5.50	5.50	-	-	-	6.00
	FRIJOL GRANO VERDER		S.C.(Has)	2,601	330	325	360	561	304	334	387	-	-	-	-	-
		Prod.(TM)	3,189	405	398	441	688	373	409	409	475	-	-	-	-	-
		Precio l/.Kg	4.18	3.50	3.50	3.75	4.00	4.00	4.00	4.00	5.00	5.50	-	-	-	-
	ARVEJA GRANO VERDE		S.C.(Has)	68	12	8	10	4	-	-	-	6	4	15	5	4
		Prod.(TM)	122	22	14	18	7	-	-	-	-	11	7	27	9	7
		Precio l/.Kg	7.11	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	-	-	-	8.00	8.00	8.00	8.00	10.00
	ARRACACHA		S.C.(Has)	1,341	135	101	162	147	195	130	40	94	150	27	116	44
		Prod.(TM)	5,966	600	460	802	696	732	586	586	175	424	675	114	522	180
		Precio l/.Kg	0.93	0.80	0.77	0.78	0.82	0.82	0.82	0.82	0.88	0.87	1.13	1.04	1.20	1.25
	OLLUCO		S.C.(Has)	91	9	5	5	11	10	8	5	7	6	9	12	5
		Prod.(TM)	559	36	20	16	44	40	40	32	20	28	24	36	48	15
		Precio l/.Kg	2.74	2.50	2.50	2.50	2.60	2.60	2.60	2.60	2.80	2.80	3.00	3.00	3.00	3.00
	PITUCA		S.C.(Has)	616	59	89	44	61	55	57	29	32	87	32	54	17
		Prod.(TM)	2,495	255	393	222	248	233	233	235	123	128	248	128	214	68
		Precio l/.Kg	0.93	1.23	0.71	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.83	0.80	1.10	1.03	1.10	1.20
	TABACO		S.C.(Has)	24	-	-	-	10	-	-	5	-	-	2	2	2
		Prod.(TM)	42	-	-	-	18	-	-	-	9	-	-	4	4	7
		Precio l/.Kg	12.21	-	-	-	11.00	-	-	-	12.03	-	-	2.00	13.00	13.00

SUPERFICIE COSECHA, PRODUCCION Y PRECIO EN CHACRA DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS
INFORMACION MENSUAL AÑO: 1,986
DISTRITO AGROPECUARIO: CHACHAPOYAS (1)

CUADRO #	CULTIVO	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	
	MAIZ AMARILLO DURO		S.C.(Has)	2,583	300	100	162	290	400	300	260	85	40	-	-	28	618
			Prod.(TM)	3,882	411	160	235	413	640	450	416	128	60	-	-	42	927
			Precio l/.Kg	2.81	2.00	2.00	2.75	2.75	2.75	3.04	3.00	3.00	3.00	3.00	-	3.30	3.30
	MAIZ AMILACEO		S.C.(Has)	25,210	400	2,600	500	300	1,500	8,760	3,850	4,800	1,000	200	-	-	1,600
			Prod.(TM)	32,748	380	3,120	640	410	1,875	11,388	5,005	6,240	1,350	260	-	-	400
			Precio l/.Kg	3.45	3.00	3.00	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	-	4.00
	FRIJOL GRANO SECO		S.C.(Has)	11,451	280	1,080	1,250	332	604	4,340	1,920	634	110	50	-	-	851
			Prod.(TM)	4,938	126	432	500	131	242	1,953	864	266	46	21	-	-	347
			Precio l/.Kg	6.00	3.50	3.50	4.25	4.25	6.00	6.52	7.00	7.00	7.00	8.00	8.00	-	8.00
	PAPA		S.C.(Has)	1,415	90	140	50	146	146	63	28	35	235	200	108	180	180
			Prod.(TM)	17,632	900	1,820	650	1,898	750	788	350	438	2,938	2,500	1,350	1,250	2,250
			Precio l/.Kg	4.47	2.17	2.25	2.25	2.60	2.60	2.60	2.60	3.00	3.00	2.80	2.00	2.00	2.40
	TRIGO		S.C.(Has)	1,022	-	-	-	9	225	270	306	90	74	48	-	-	-
			Prod.(TM)	948	-	-	-	7	191	257	291	86	70	46	-	-	-
			Precio l/.Kg	4.16	-	-	-	3.80	3.80	4.00	4.00	4.50	4.50	4.50	-	-	-
	CHOCHO		S.C.(Has)	90	-	-	-	15	30	40	5	-	-	-	-	-	-
			Prod.(TM)	54	-	-	-	9	18	24	3	-	-	-	-	-	-
			Precio l/.Kg	4.00	-	-	-	3.80	4.00	4.00	4.20	-	-	-	-	-	-
	YUCA		S.C.(Has)	2,140	110	520	150	160	185	140	395	110	140	90	80	60	60
			Prod.(TM)	17,830	880	4,528	1,235	1,150	1,388	1,190	3,358	935	1,190	774	680	522	522
			Precio l/.Kg	1.91	1.50	1.60	1.60	1.60	1.70	1.80	1.80	2.00	2.00	2.50	2.13	2.20	2.30
	ARROZ		S.C.(Has)	90	-	-	-	-	30	40	-	-	-	-	-	-	-
			Prod.(TM)	210	-	-	-	-	90	120	-	-	-	-	-	-	-
			Precio l/.Kg	3.21	-	-	-	-	3.21	3.21	-	-	-	-	-	-	-

DISTRITO AGROPECUARIO CHACHAPOYAS : (1)

CUADRO #

CULTIVOS	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
PLATANO		S.C.(Has)	2,169	60	40	180	76	113	70	80	360	300	400	290	272
		Prod.(TM)	14,145	360	300	756	570	900	490	560	2,340	2,010	2,400	1,827	1,632
		Precio l/.Kg	1.24	1.00	1.00	0.90	0.30	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.50	2.00	2.20
NARANJA		S.C.(Has)	132	3	9	25	11	28	30	20	6	-	-	-	-
		Prod.(TM)	1,093	21	54	170	77	252	285	180	54	-	-	-	-
		Precio l/.Kg	0.60	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	-	-	-	-
LIMON SUTIL		S.C.(Has)	14	2	3	-	-	-	3	3	2	-	-	-	-
		Prod.(TM)	101	14	21	-	-	-	24	21	21	-	-	-	-
		Precio l/kg	1.60	1.60	1.60	-	-	-	0.70	0.70	0.70	-	-	-	-
CAFE		S.C.(Has)	4,254	-	-	40	310	600	854	700	850	500	400	-	-
		Prod.(TM)	1,871	-	-	16	120	248	384	315	383	225	180	-	-
		Precio l/Kg	32.50	-	-	30.00	30.00	33.00	33.00	34.00	32.00	34.00	34.00	-	-
CACAO		S.C.(Has)	76	2	3	-	-	10	15	10	8	8	12	-	8
		Prod.(TM)	39	1	2	-	-	4	8	5	4	4	6	-	5
		Precio l/Kg	32.67	24.00	27.00	-	-	34.00	34.00	35.00	35.00	35.00	35.00	-	35.00
PAPAYA		S.C.(Has)	10	1	-	-	-	-	3	2	-	-	2	2	-
		Prod.(TM)	83	9	-	-	-	-	24	16	-	-	18	16	-
		Precio l/.Kg	1.28	1.00	-	-	-	-	1.20	1.20	-	-	1.50	1.50	-
MANI CHOCLO		S.C.(Has)	107	15	15	10	19	15	5	8	-	-	-	20	-
		Prod.(TM)	252	20	38	25	48	38	13	20	-	-	-	50	-
		Precio l/.Kg	4.69	2.50	2.50	5.00	5.00	5.00	5.50	5.50	5.50	-	-	6.00	-
MAIZ FRUTA		S.C.(Has)	122	10	40	-	-	25	-	-	10	10	-	15	12
		Prod.(TM)	429	35	140	-	-	88	-	-	35	36	-	53	42
		Precio l/.Kg	18.71	15.00	15.00	-	-	16.00	-	-	20.00	20.00	-	22.50	22.50

DISTRITO AGROPECUARIO: CHACHAPOYAS (1)

CUADRO #

CULTIVOS	MES	VARIABLES	TOTAL	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
ARRACA CHA		S.C.(Has)	378	30	40	85	55	30	50	10	20	10	12	16	20
		Prod.(TM)	1,816	150	200	430	300	120	223	40	90	45	54	72	90
		Precio l/Kg	1.00	0.90	0.90	0.85	0.85	0.85	0.85	0.90	0.90	1.40	1.13	1.20	1.30
PITUCA		S.C.(Has)	81	2	30	5	10	5	5	5	5	4	5	2	3
		Prod.(TM)	355	8	120	43	40	25	20	23	20	16	20	8	12
		Precio l/Kg	0.86	0.70	0.65	0.70	0.70	0.70	0.70	0.80	0.80	1.20	1.10	1.10	1.20
OLLUCO		S.C.(Has)	91	9	5	4	11	10	8	5	7	6	9	12	15
		Prod.(TM)	359	36	20	16	44	40	32	20	28	24	36	48	15
		Precio l/Kg	2.74	2.50	2.50	2.50	2.60	2.60	2.60	2.80	2.80	3.00	3.00	3.00	3.00
ARVEJA VERDE		S.C.(Has)	58	12	8	10	4	-	-	-	6	4	15	5	4
		Prod.(TM)	122	22	14	18	7	-	-	-	11	7	27	9	7
		Precio l/Kg	7.11	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	-	-	8.00	8.00	8.00	10.00	10.00

(1)

Comprende las Provincias: Chachapoyas, Luya, Bangará y Rodríguez de Mendoza.

FUENTE: Oficina de Estadística, Región Agraria XII- Amazonas.

SERIE HISTORICA DE SUPERFICIE COSECHADA DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS (Hás)

REGION AGRARIA XII - AMAZONAS. Has. AÑOS: 1,981 - 86

CUADRO #

C U L T I V O S	1, 981	1, 982	1, 983	1, 984	1, 985	1, 986
ARROZ	13,411	14,264	15,220	18,933	17,133	18,680
MAIZ AMARILLO DURO	7,259	6,594	10,226	7,364	3,626	9,198
MAIZ AMILACEO	12,198	18,511	14,400	18,854	25,000	25,510
FRIJOL	4,860	4,549	4,135	16,514	15,000	11,504
PAPA	1,094	1,624	930	1,014	1,337	1,415
TRIGO	372	386	370	627	1,000	1,022
SOYA	2,653	1,756	831	29	54	139
YUCA	5,860	3,478	2,124	2,128	2,321	3,775
PLATANO	3,221	3,274	3,281	3,286	3,347	4,267
NARANJO	336	336				
LIMON SUTIL	-	-	307	497	501	430
CAFE	19,493	19,493	19,493	19,975	21,004	21,909
TABACO	250	209	15	104	82	24
CACAO	-	-	866	1,010	1,129	1,506

FUENTE: OFICINA DE ESTADISTICA REGION AGRARIA XII - AMAZONAS.

SERIE HISTORICA DE PRODUCCION DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS
REGION AGRARIA XII - AMAZONAS
(TM) AÑOS: 81 - 86

CUADRO #	C U L T I V O S	1,981	1982	1983	1984	1,985	1986
	ARROZ	67,617	73,701	68,363	93,599	82,999	90,540
	MAIZ AMARILLO DURO	18,707	14,970	18,599	13,721	6,541	17,232
	MAIZ AMILACEO	13,877	26,536	20,783	25,331	30,000	32,748
	FRIJOL	3,174	2,645	2,621	6,817	8,999	5,964
	PAPA	13,008	21,015	12,008	10,236	16,779	17,632
	TRIGO	372	386	540	530	850	948
	SOYA	4,958	3,290	977	51	97	289
	YUCA	53,765	33,432	18,674	17,433	19,024	30,364
	PLATANO	25,716	32,235	24,242	25,470	27,599	28,378
	NARANJA	5,336	3,679	3,833	5,135	3,584	3,350
	LIMON SUTIL	-	-	2,063	3,542	3,471	2,918
	CAFE	11,745	8,942	12,356	12,181	13,359	11,938
	CACAO	-	-	796	658	623	731
	TABACO	425	376	27	186	148	42

FUENTE: OFICINA DE ESTADISTICA REGION AGRARIA XII - AMAZONAS

SERIE HISTORICA DE RENDIMIENTO Y PRECIOS DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS
REGION AGRARIA XII - AMAZONAS
AÑOS: 80 - 86

CUADRO #	1,980		1981		1982		1983		1984		1,985		1,986		BEND. PROME- 80-86 Kg/Ha	PRECIO promedio 80-86 l/.Kgs 0.98
	REND. Kg/Ha	PRECIO l/Kg	REN. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg	REND. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg	REND. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg	REND. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg	REND. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg	REND. Kg/Ha	PRECIO l/.Kg		
ARROZ	5,062	0.08	5,042	0.14	5,167	0.21	4,492	0.29	4,944	0.70	4,836	1.85	4,847	3.58	4,913	0.98
MAIZ AMA-																
RILLO DU.	1,897	0.05	2,577	0.07	2,270	0.17	1,818	0.21	1,863	0.41	1,818	1.22	1,873	2.77	2,017	0.70
MAIZ AMI-																
LACEO	1,040	0.05	1,138	0.09	1,434	0.18	1,443	0.33	1,344	0.66	1,200	1.25	1,284	3.45	1,269	0.86
FRIJOL	547	0.09	653	0.09	581	0.26	634	0.54	413	2.23	600	2.23	432	6.00	557	1.67
PAPA	10,862	0.06	11,890	0.06	12,940	0.08	12,912	0.46	10,095	0.45	12,550	0.81	12,461	2.47	11,959	0.67
TRIGO	1,177	0.07	1,000	0.14	1,000	0.13	1,459	0.41	845	0.52	850	1.77	928	4.16	1,037	1.03
SOYA	1,830	0.09	1,869	0.14	1,874	0.23	1,176	0.25	1,759	0.53	1,796	1.27	2,079	4.90	1,769	1.06
YUCA	8,157	0.03	9,175	0.03	9,612	0.06	8,792	0.17	8,192	0.37	8,235	0.77	8,100	1.67	8,609	0.44
PLATANO	8,983	0.01	7,984	0.03	9,846	0.06	7,389	0.11	7,751	0.16	8,239	0.59	6,650	1.52	8,120	0.35
NARANJA	9,746	0.01	15,880	0.02	10,949	0.04	11,400	0.11	15,283	0.14	10,667	0.44	9,795	1.16	11,961	0.27
LIMON SU																
TIL																
CAFE	716	0.37	603	0.31	459	0.46	634	1.19	610	4.94	636	10.56	545	33.61	600	7.35
CACAO	-	-	-	-	-	-	888	1.57	1,535	4.59	553	15.82	485	29.00	865	12.75
TABACO	-	-	1,700	0.42	1,799	0.59	1,800	0.60	1,771	1.19	1,805	4.93	1,750	12.21	1,771	3.32

COMPRA DE MAIZ AMARILLO DURO POR ENCI - BAGUA
INFORMACION MENSUAL AÑO: 1986

CUADRO #

MESES	KILOS BRUTOS	KILOS TARA	KILOS NETO	DESCUENTOS		KILOS PAGADOS	IMPORTE DE COMPRA	AUTOGRAVAMEN		IMPORTE PAGADO AL PRODUCTOR
				H	IMP			ZONA	5 %	
ENERO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FEBRERO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MARZO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ABRIL	26,057	55	26,002	456	-	25,546	84,301.80	421.51	1/.	83,880.29
MAYO	141,95	1,93	104,102	4,486	-	135,616	447,532.80	2,237.66		445,295.14
JUNIO	527,417	3,976	523,441	11,710	-	511,731	1'688,712.30	8,443.59		1'680.268.71
JULIO	996,297	3,260	992,967	9,413	-	983,554	3'245,728.20	16,228.64		3'229,449.56
AGOSTO	1'688,369	3,258	1'665,111	6,763	-	1'658,348	5'472,548.40	27,364.81		5'445,183.59
SEPTIEMBRE	1'597,633	2,993	1'594,640	876	-	1'593,764	5'259,421.20	26,811.10		5'232,610.10
OCTUBRE	872,673	1,670	871,003	1,470	-	869,533	2'869,458.90	14,347.34		2'855,111.56
NOVIEMBRE	367,866	704	367,162	-	-	367,162	1'211,634.60	6,058.16		1'205,576.44
DICIEMBRE	109,132	204	108,928	105	-	108,823	437,180.70	2,185.90		434,994.80
TOTAL	6'306,569	17,213	6'289,356	35,279	-	6'254,077	20'716,518.90	104,098.71		1/20'612,420.19

3.3. Predimensionamiento

Vamos aprovechar la experiencia de los Silos de Madera estudiados y construídos en LAMEN (Laboratorio de Madera y Estructuras de Maderas de Brasil), para el almacenamiento de maíz con las siguientes características:

$$\rho = 750 \text{ Kgr/m}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi = 27^\circ$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 2 \text{ m}$$

Para lo cual damos algunos detalles de las secciones tipo en los gráficos siguientes, figuras (15).

Observando los detalles constructivos y revisando el cálculo realizado por dicha Institución Brasileña (ver ANEXO 4), no ha sido tomado en consideración efectos de cargas de viento, ni tampoco cargas de sismo; que en este trabajo es nuestro objetivo fundamental.

Motivo por el cual haremos cambios, partiendo para nuestro predimensionamiento de las consideraciones tomadas en el proyecto mencionado y

de la comercialización de nuestra madera nacional.

Los resultados obtenidos lo mostramos en las figuras (16) que nos va servir para realizar nuestro cálculo.

Un ejemplo de la diferencia en cuanto a comercialización se refiere el párrafo anterior es que en nuestro medio la madera se comercializa, para el caso de columnas y vigas hasta de 16', generalmente y en la elevación de los Silos construídos por LAMEN tienen cerca de 20'; lo que significa tomar criterios propios para el predimensionamiento.

FIGURAS: (15)

SILO CONSTRUIDO EN LAMEM

(Laboratorio de Madera y Estructuras de Madera - Brasil)

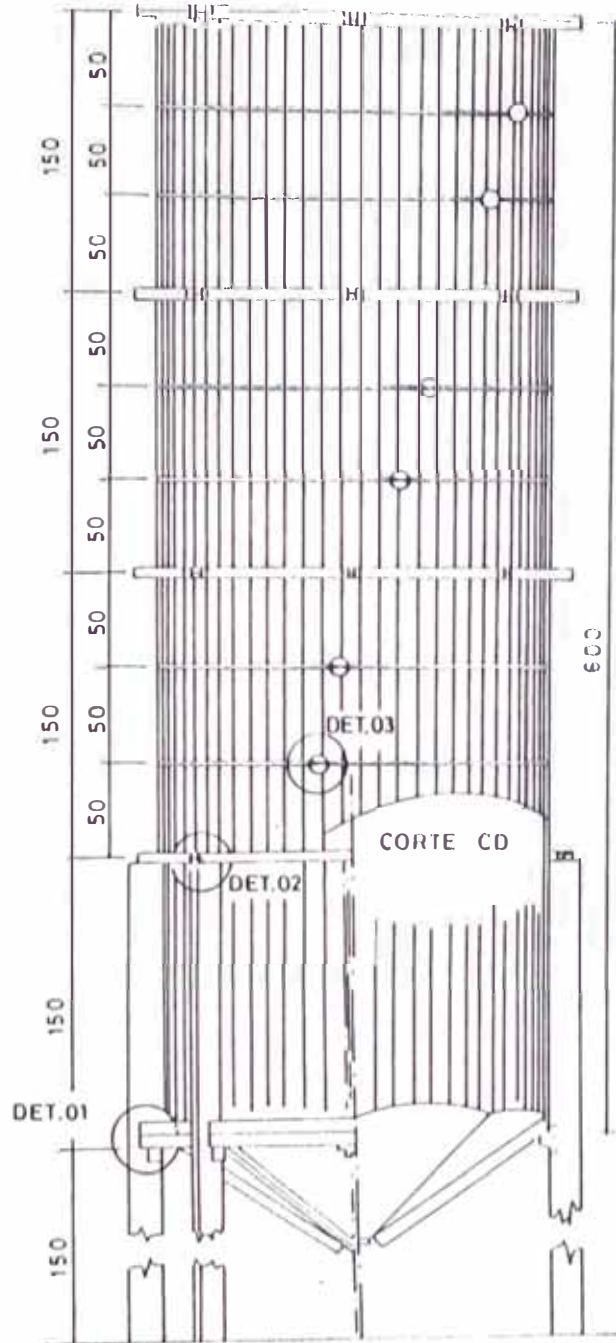


Fig. (15-1) VISTA FRONTAL

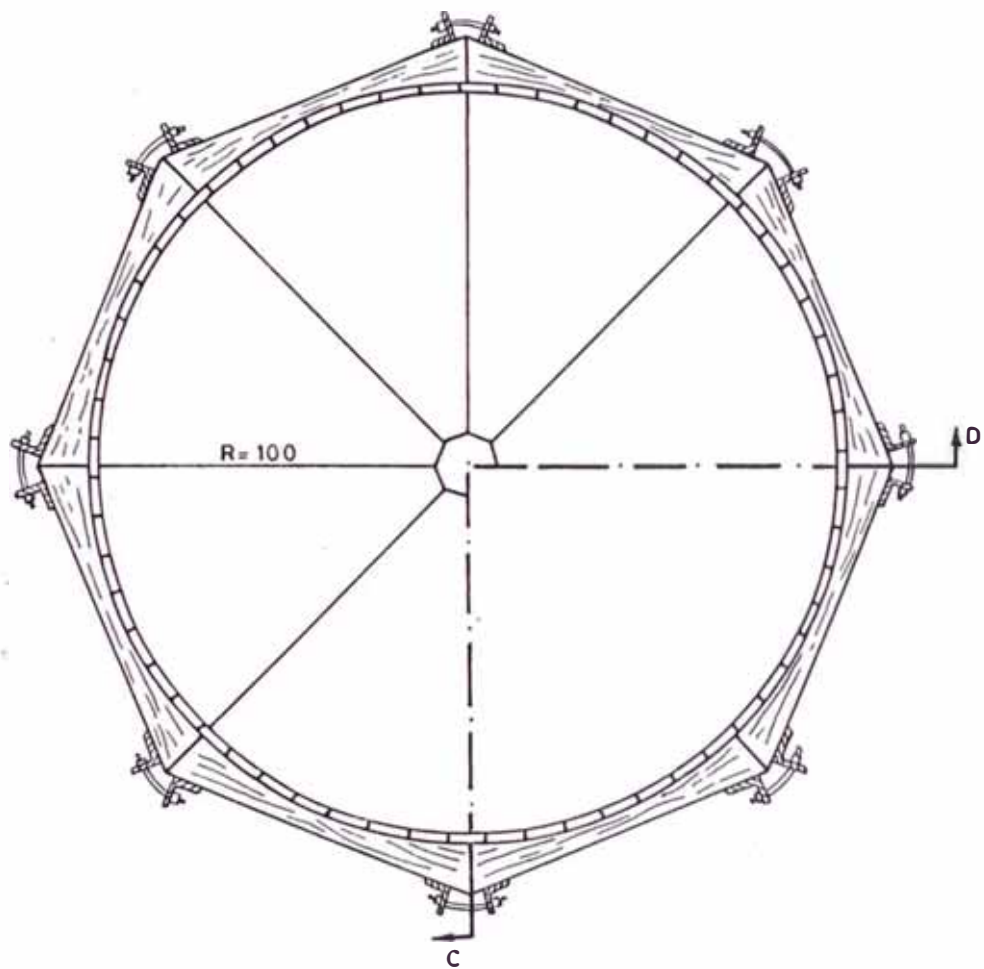


Fig. (15-2) VISTA SUPERIOR DEL SILO

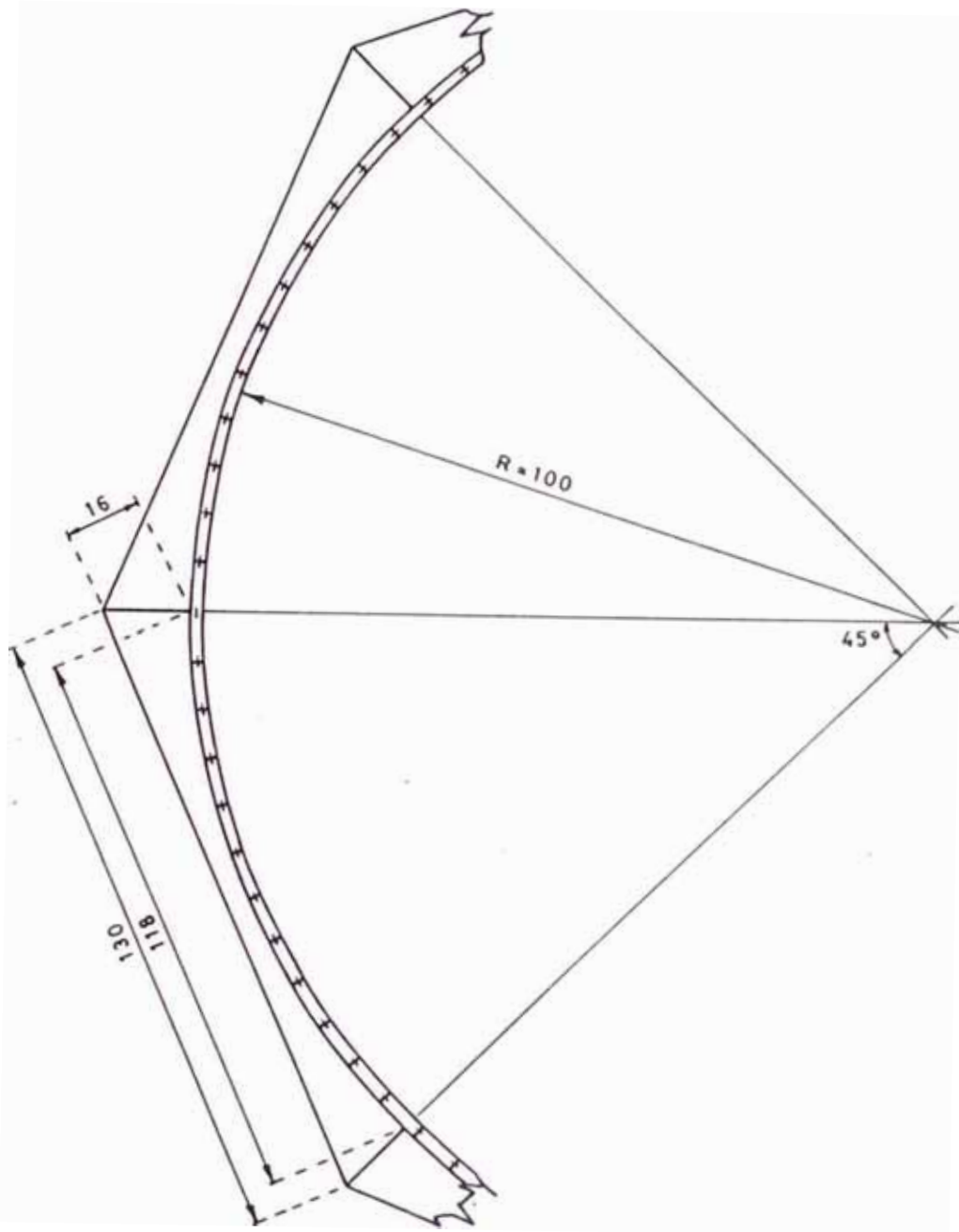


Fig. (15-3) DETALLE DEL ANILLO DE MADERA

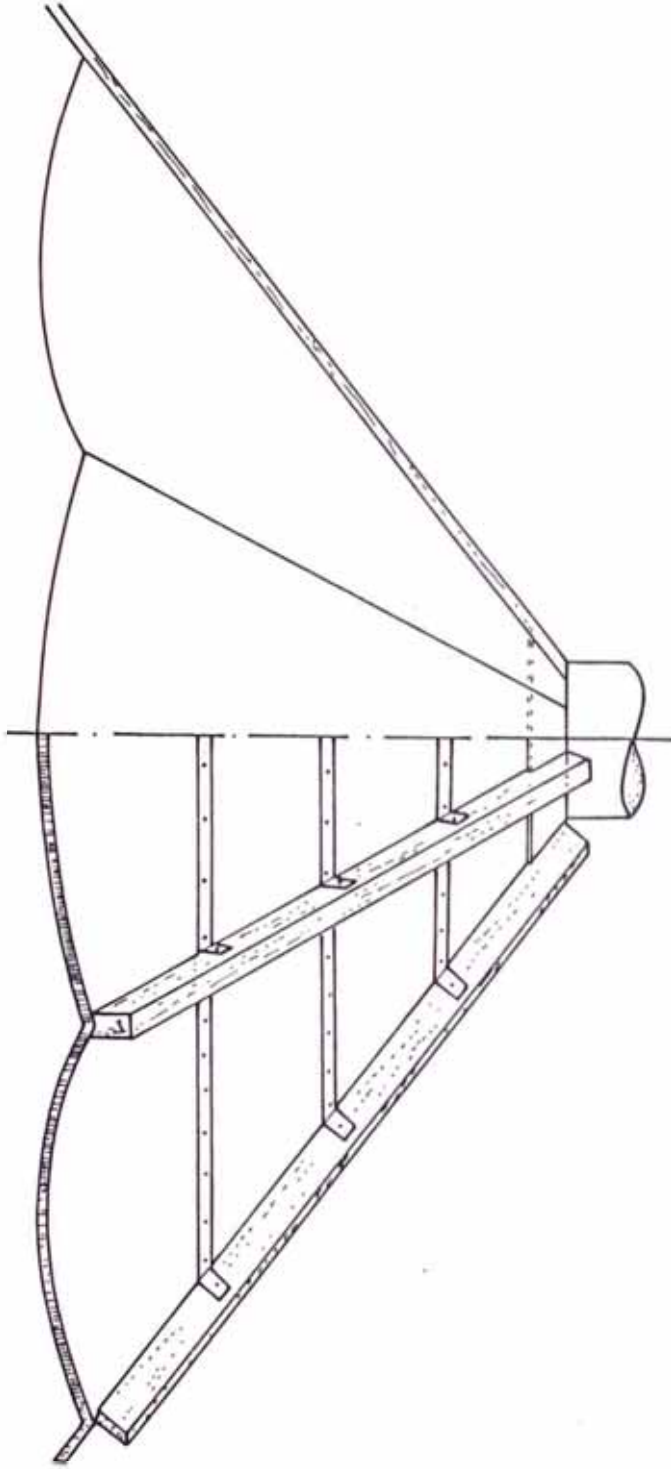


Fig. (15-4) DETALLE DE LA TOLVA

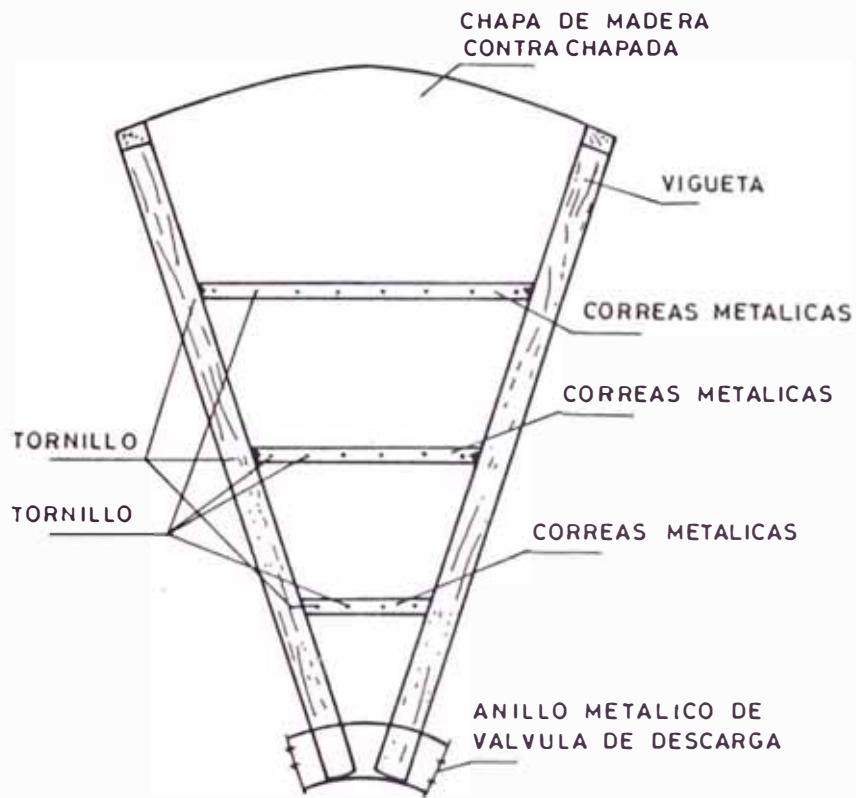


Fig. (15-5) DETALLE DE LA CORREA METALICA SOBRE LA CHAPA DE MADERA CONTRACHAPADA

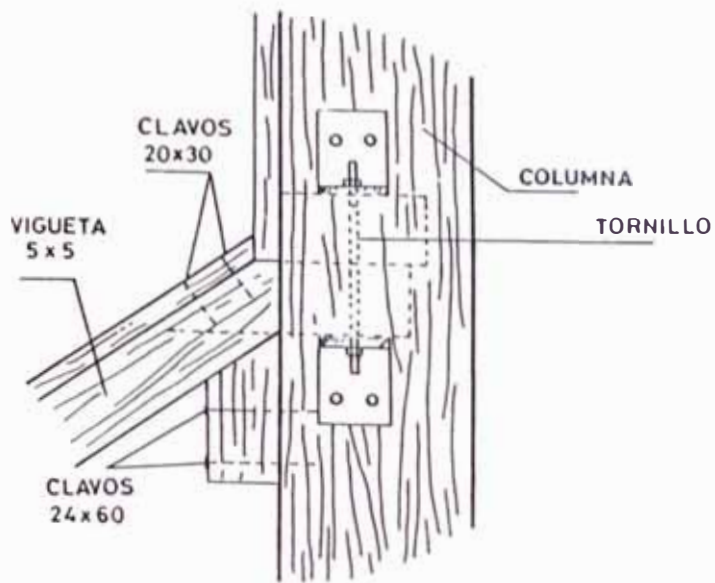


Fig.(15-6) DETALLE DE CONEXION
TOLVA COLUMNA

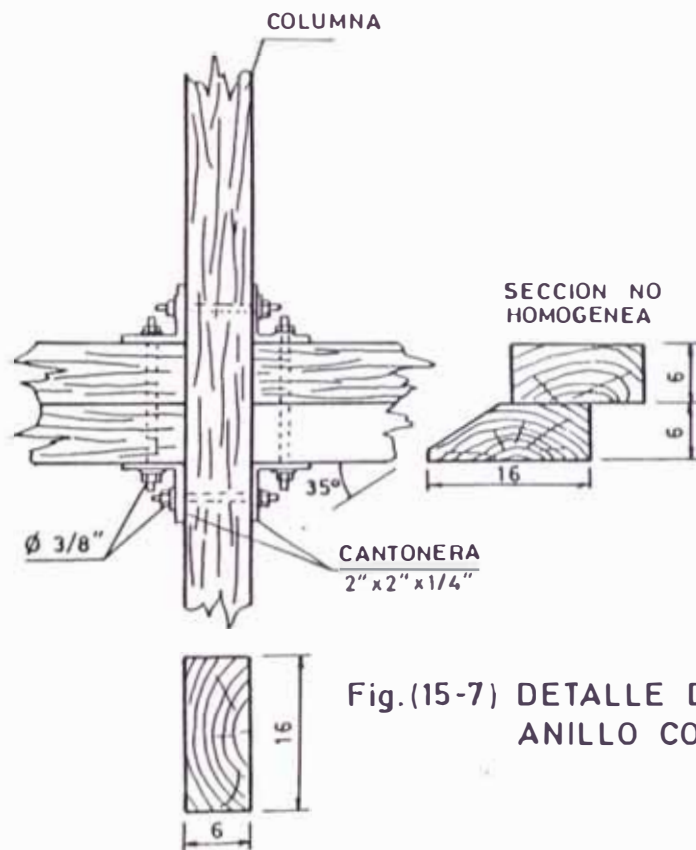


Fig.(15-7) DETALLE DE CONEXION
ANILLO COLUMNA

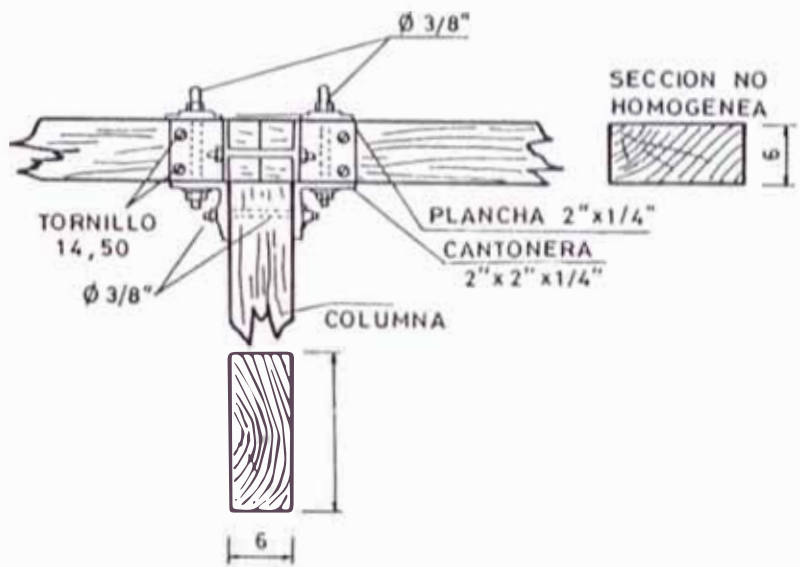


Fig. (15-8) DETALLE DE CONEXION
COLUMNA - 2º ANILLO DE
MADERA

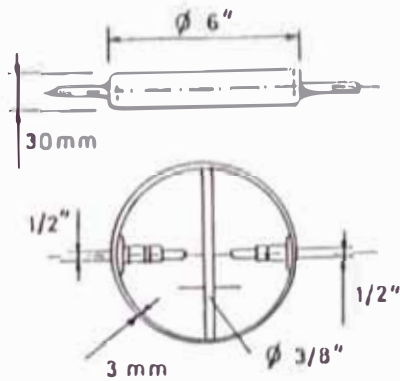


Fig. (15-9) DETALLE DE ANILLO
METALICO

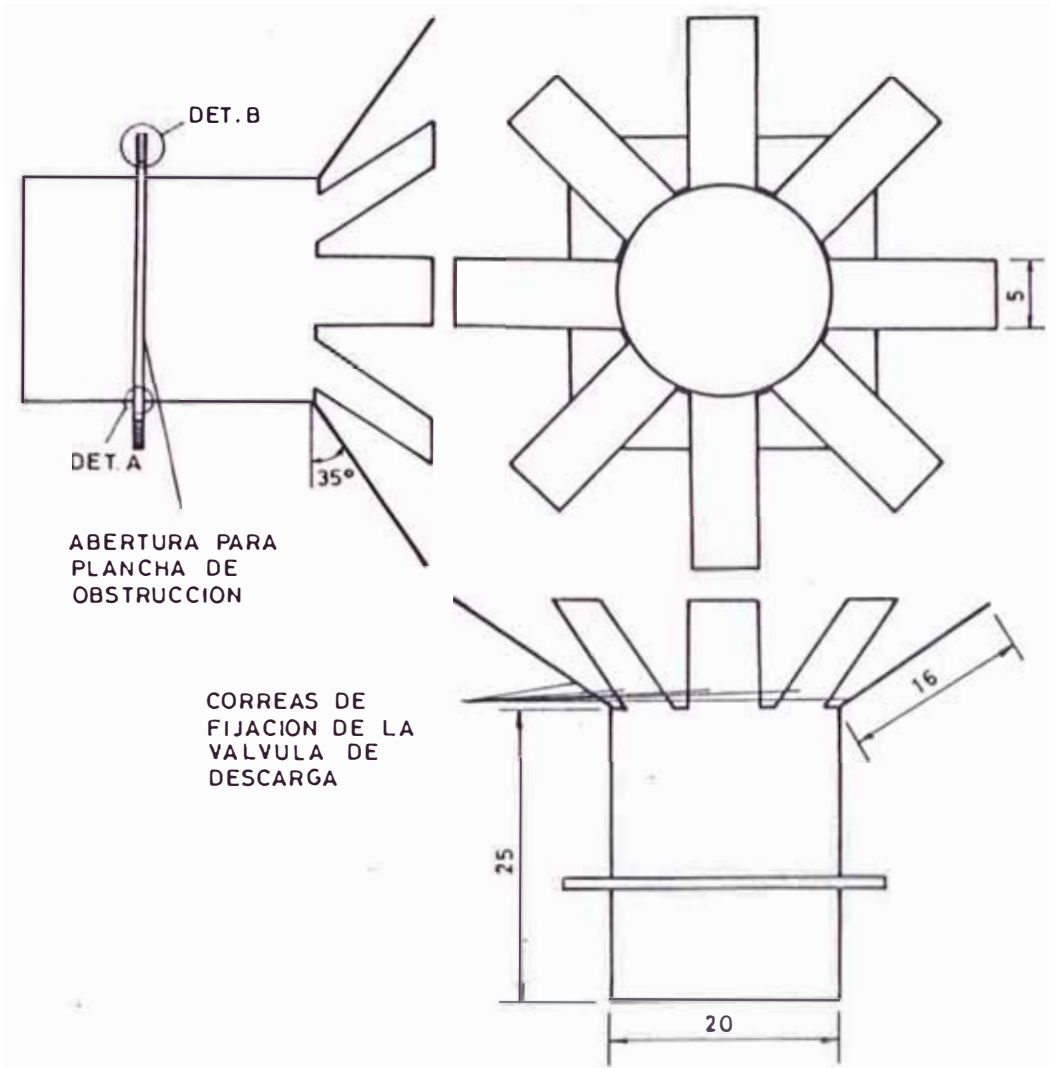


Fig.(15-10) VALVULA DE DESCARGA

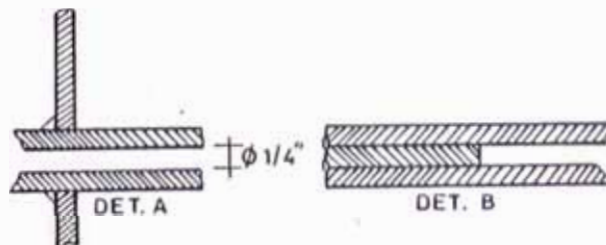


Fig.(15-11) DETALLE DE CONEXION ENTRE PLANCHAS

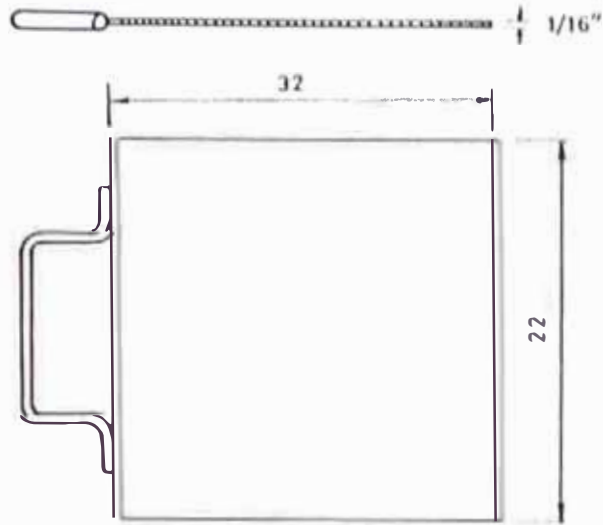


Fig. (15-12) PLANCHA DE CONSTRUCCION DE LA VALVULA DE DESCARGA

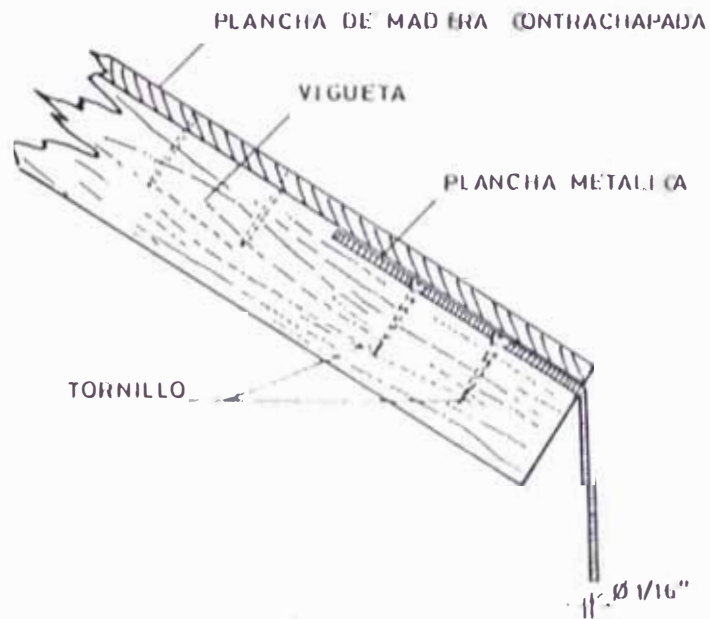


Fig. (15-13) DETALLE DE CONEXION DE LA VALVULA DE DESCARGA EN LA TOLVA

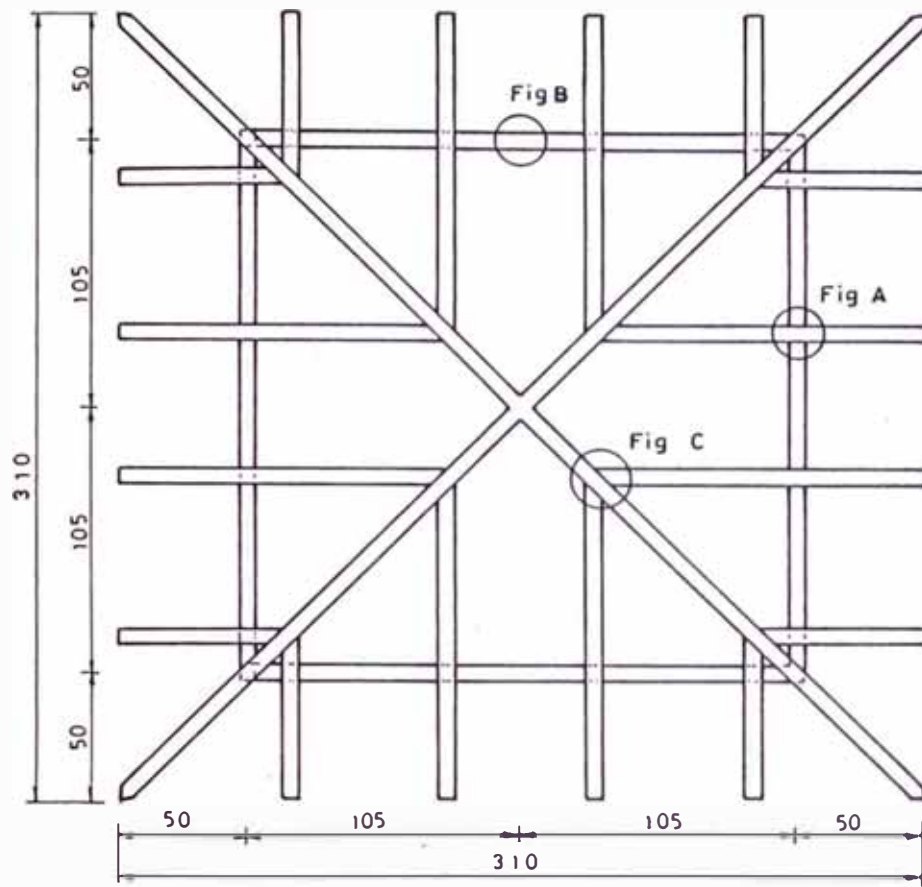


Fig. (15-14) ESTRUCTURA DE TECHO

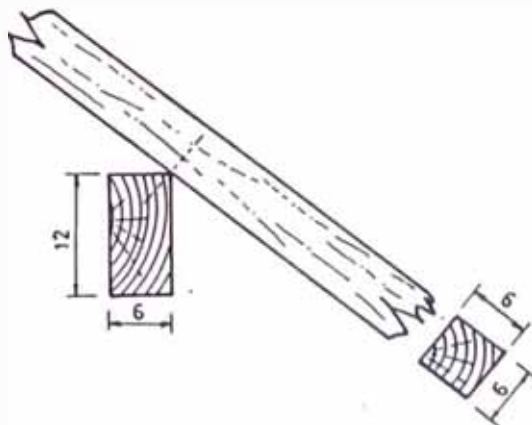


Fig. A

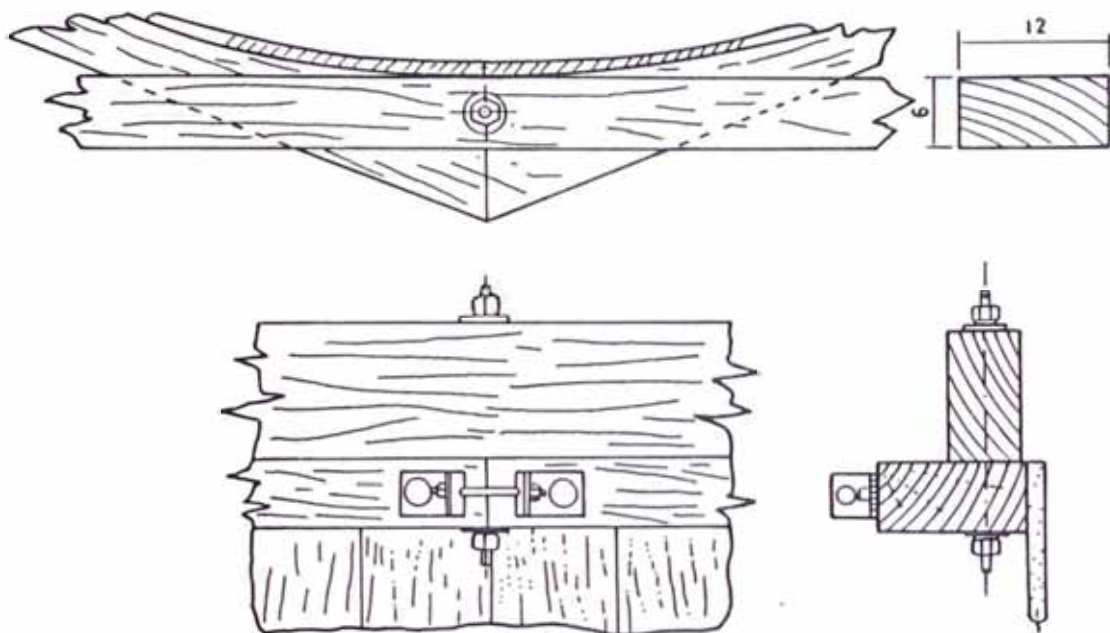


Fig. B

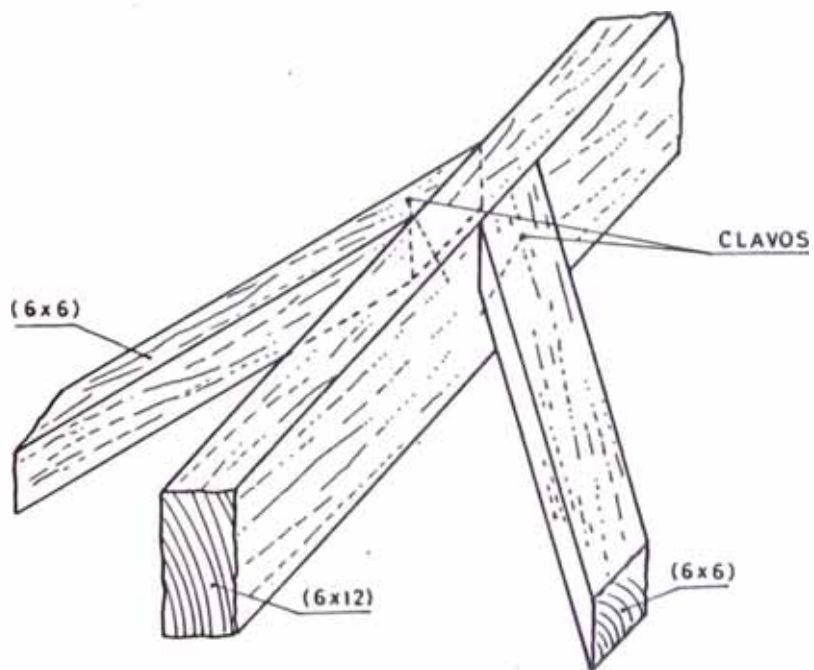


Fig. C

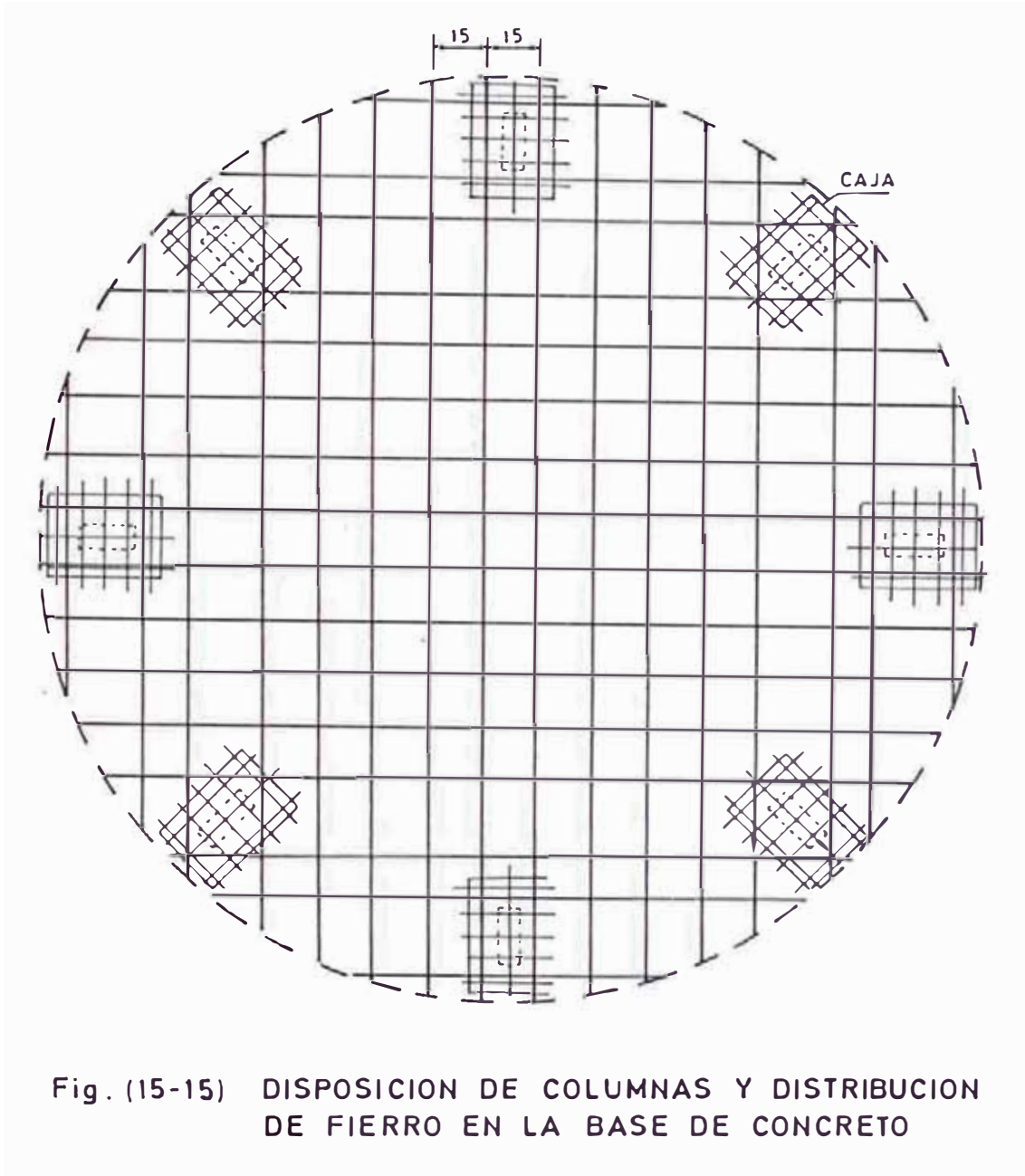


Fig. (15-15) DISPOSICION DE COLUMNAS Y DISTRIBUCION DE FIERRO EN LA BASE DE CONCRETO

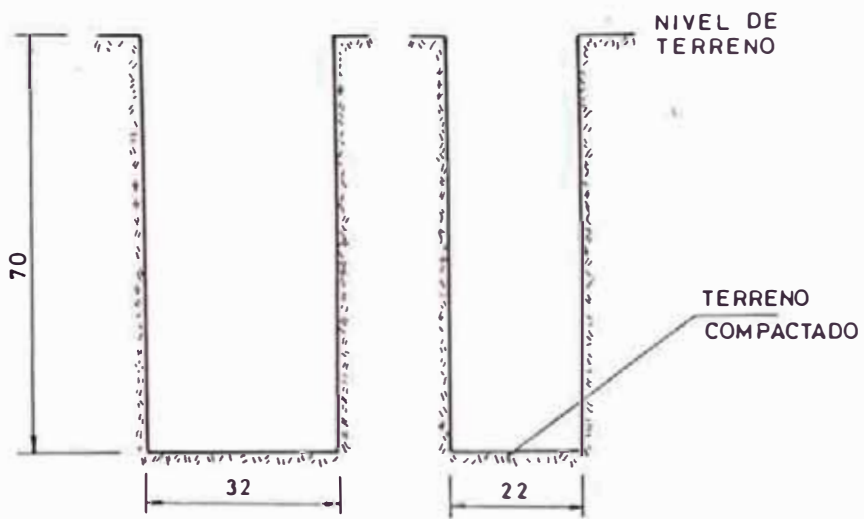


Fig. (15-16)

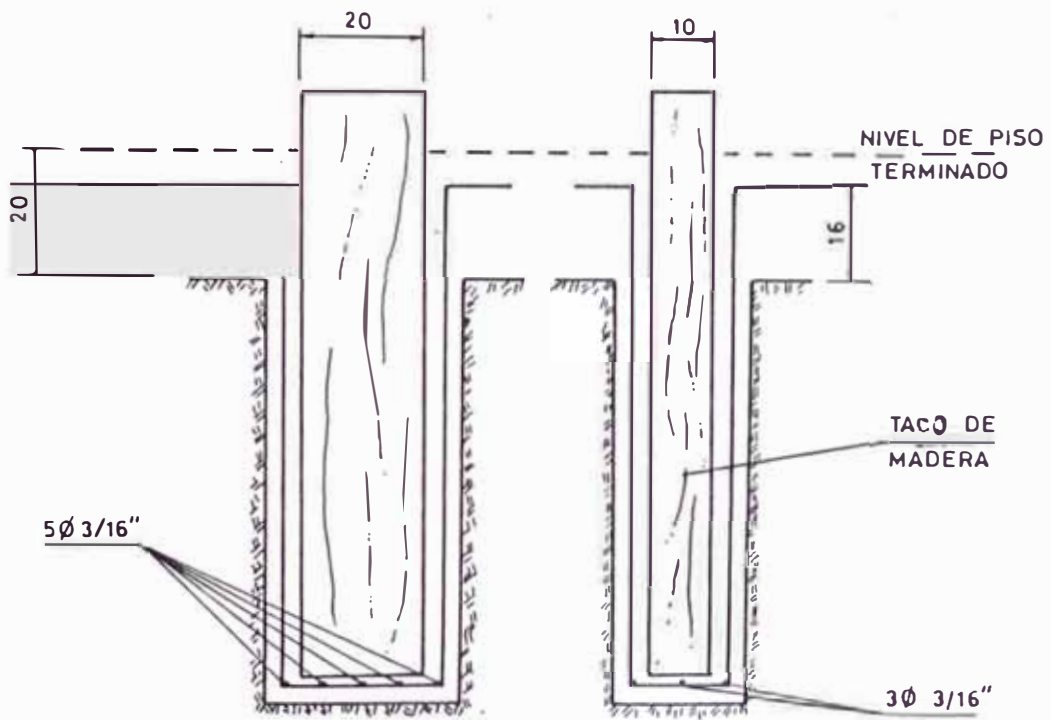


Fig. (15-17)

FIGURAS: (16)

SILO PREDIMENSIONADO PARA NUESTROS CALCULOS

(Tema de tesis)

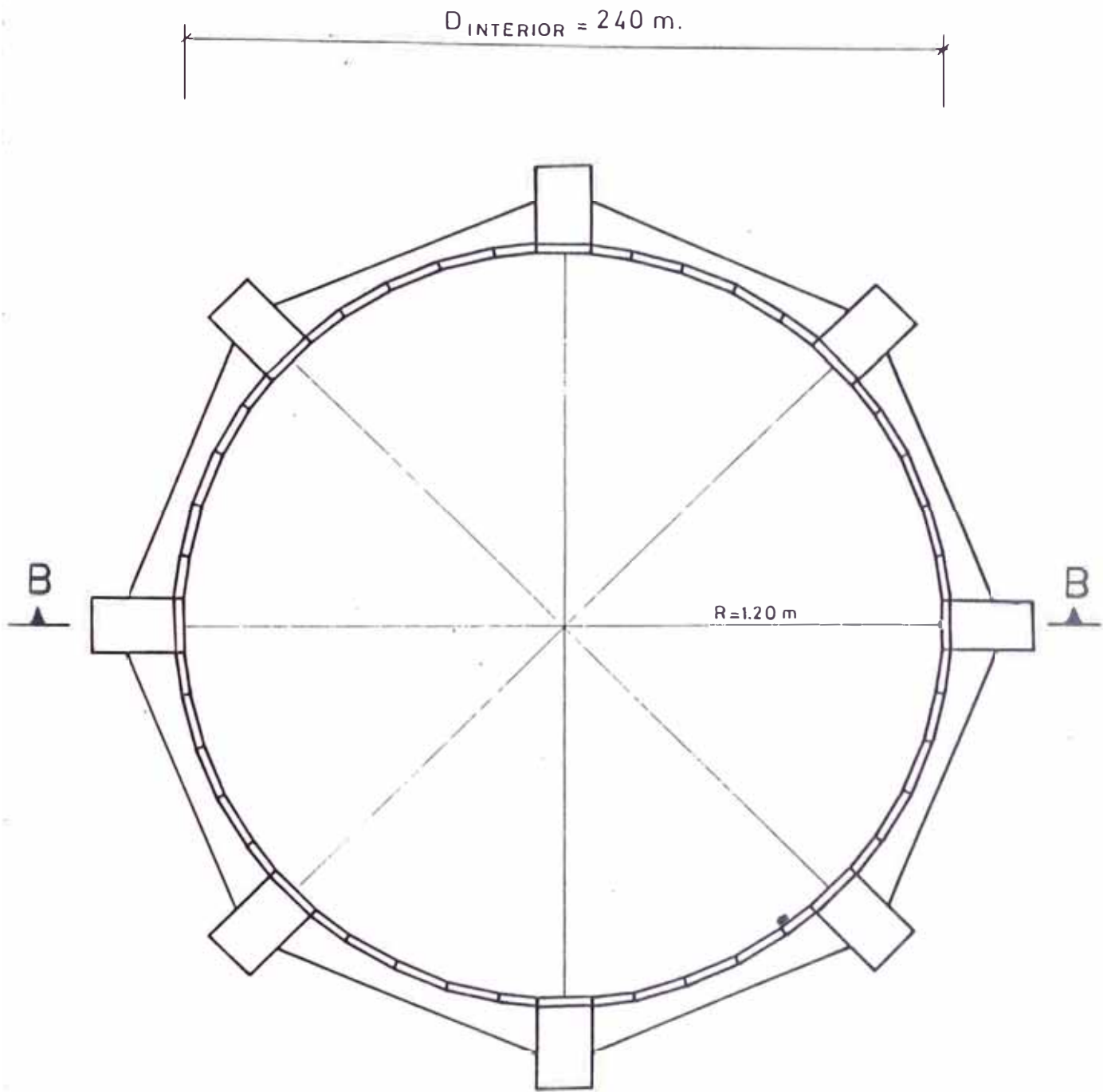


Fig. (16-1) CORTE : A - A

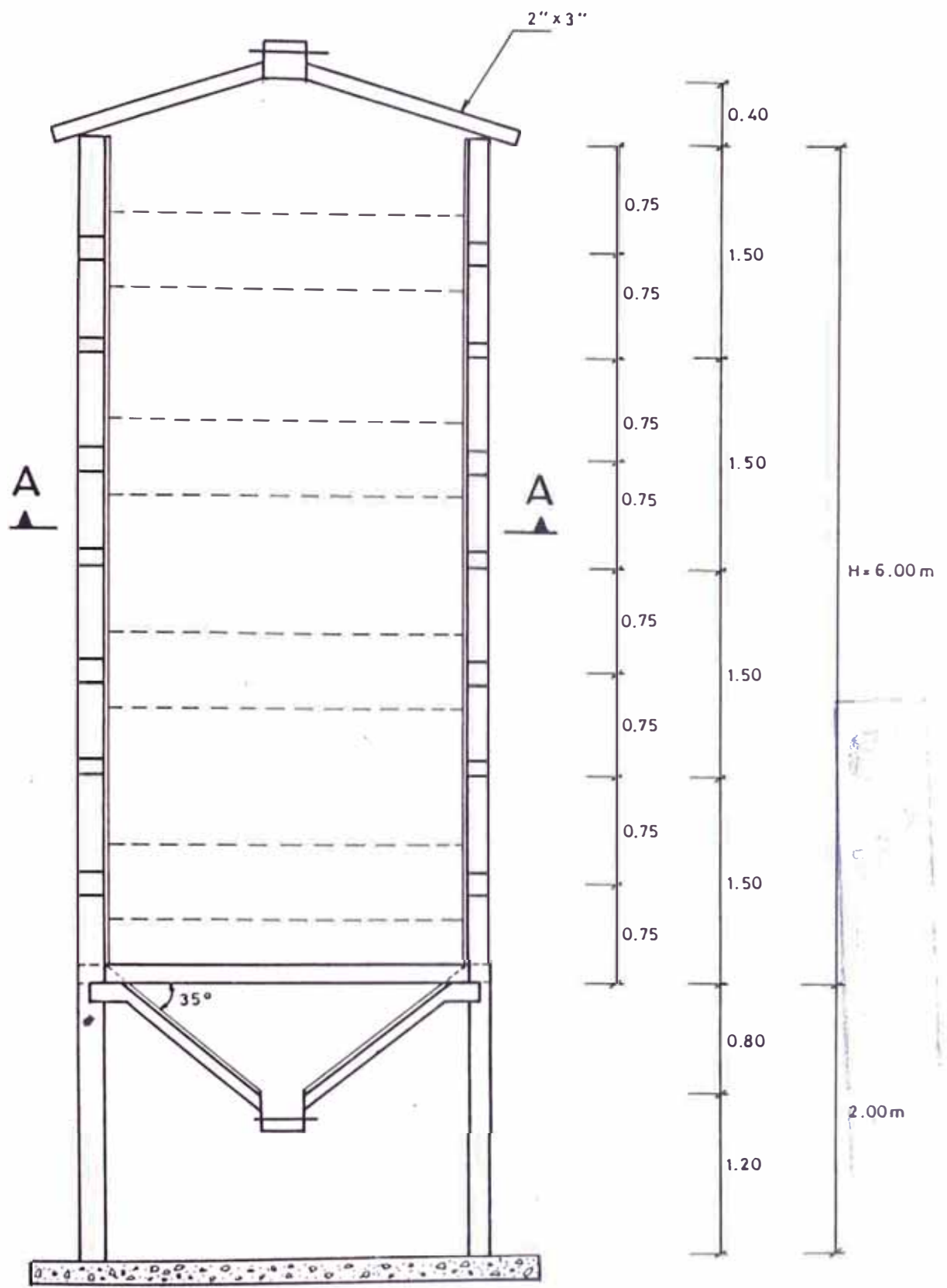


Fig. (16-2) CORTE B - B

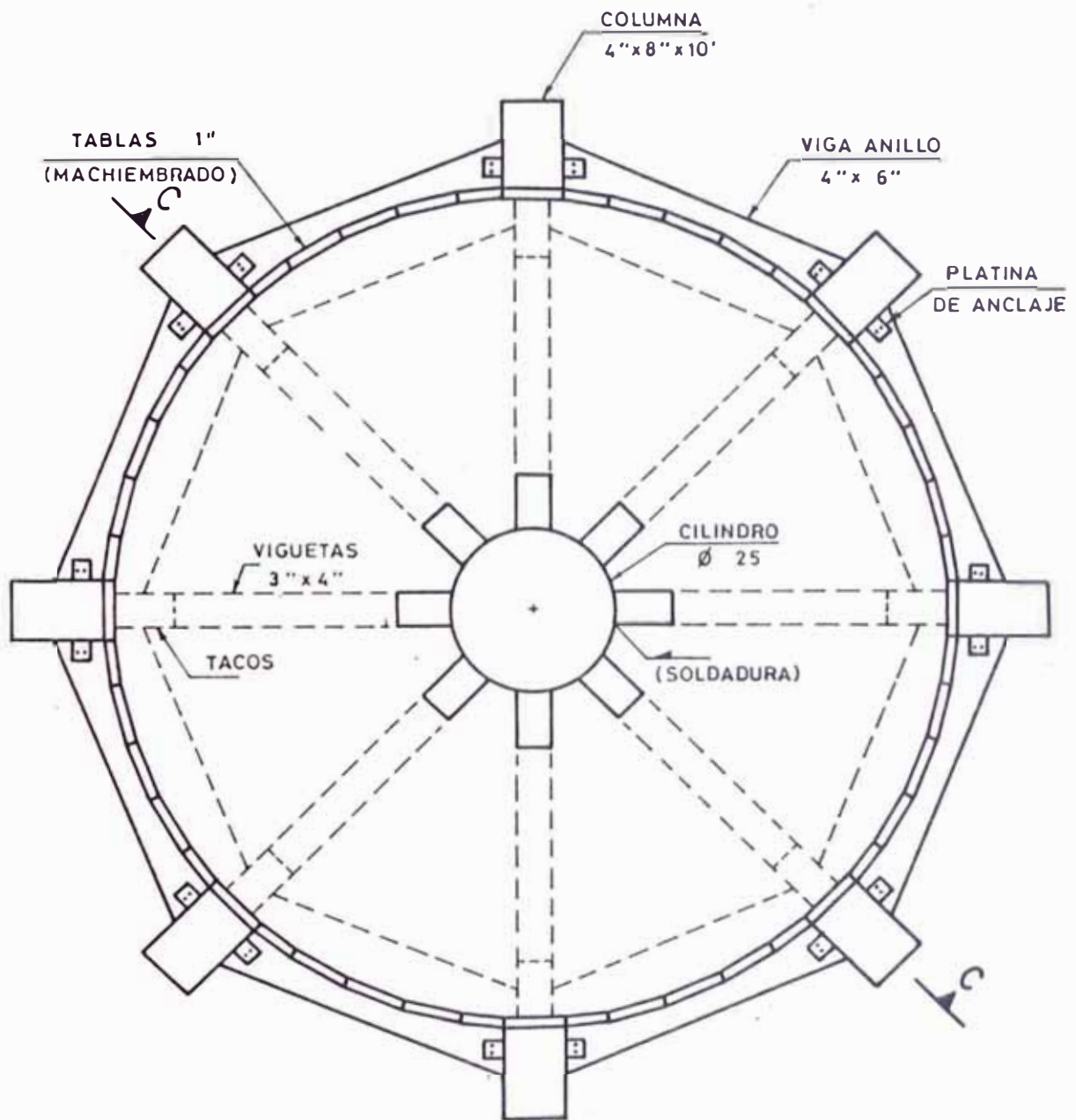


Fig. (16-3) TOLVA

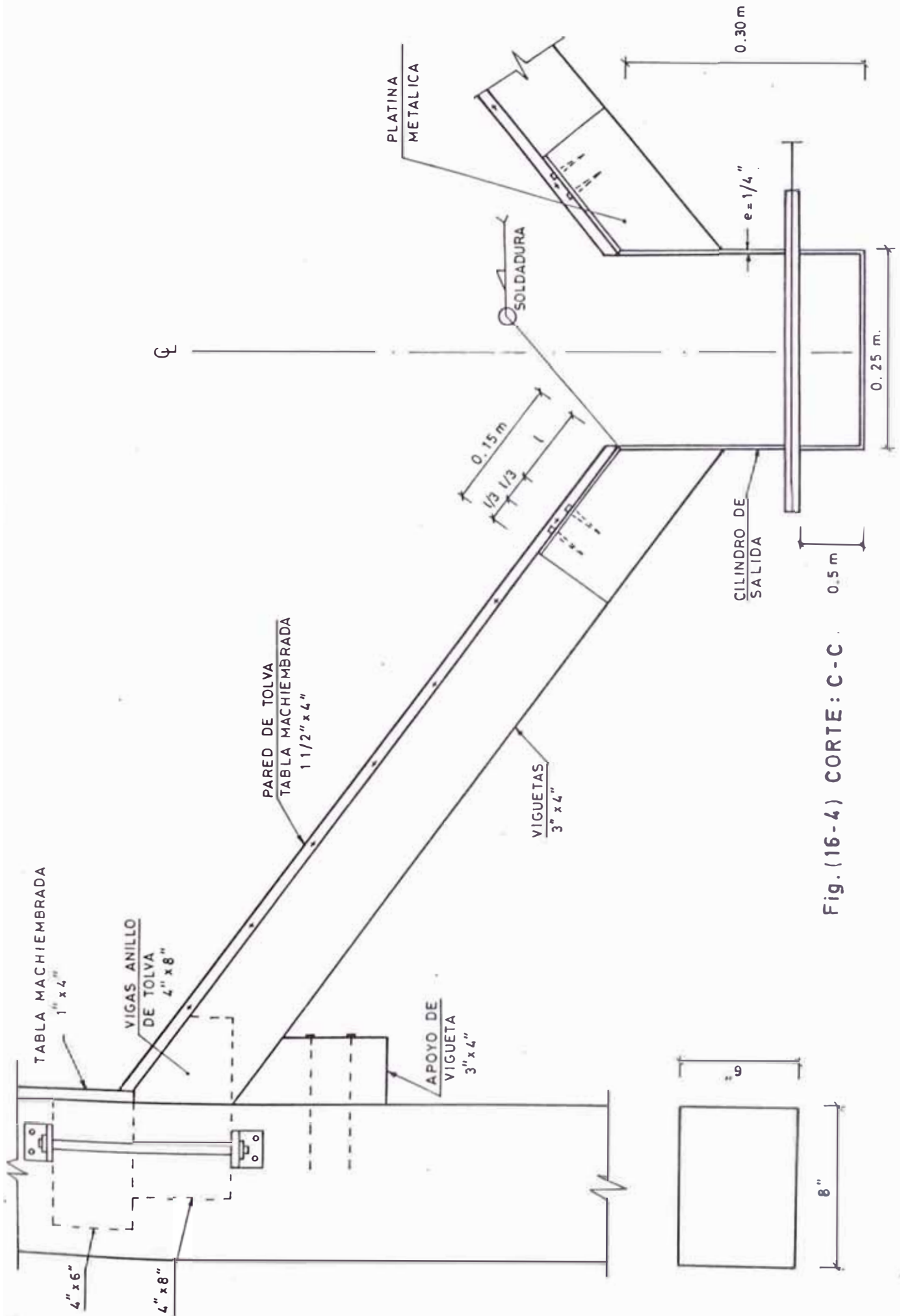


Fig. (16-4) CORTE: C-C

CORTE VIGUETA TIPICA

ESCALA . 1:125

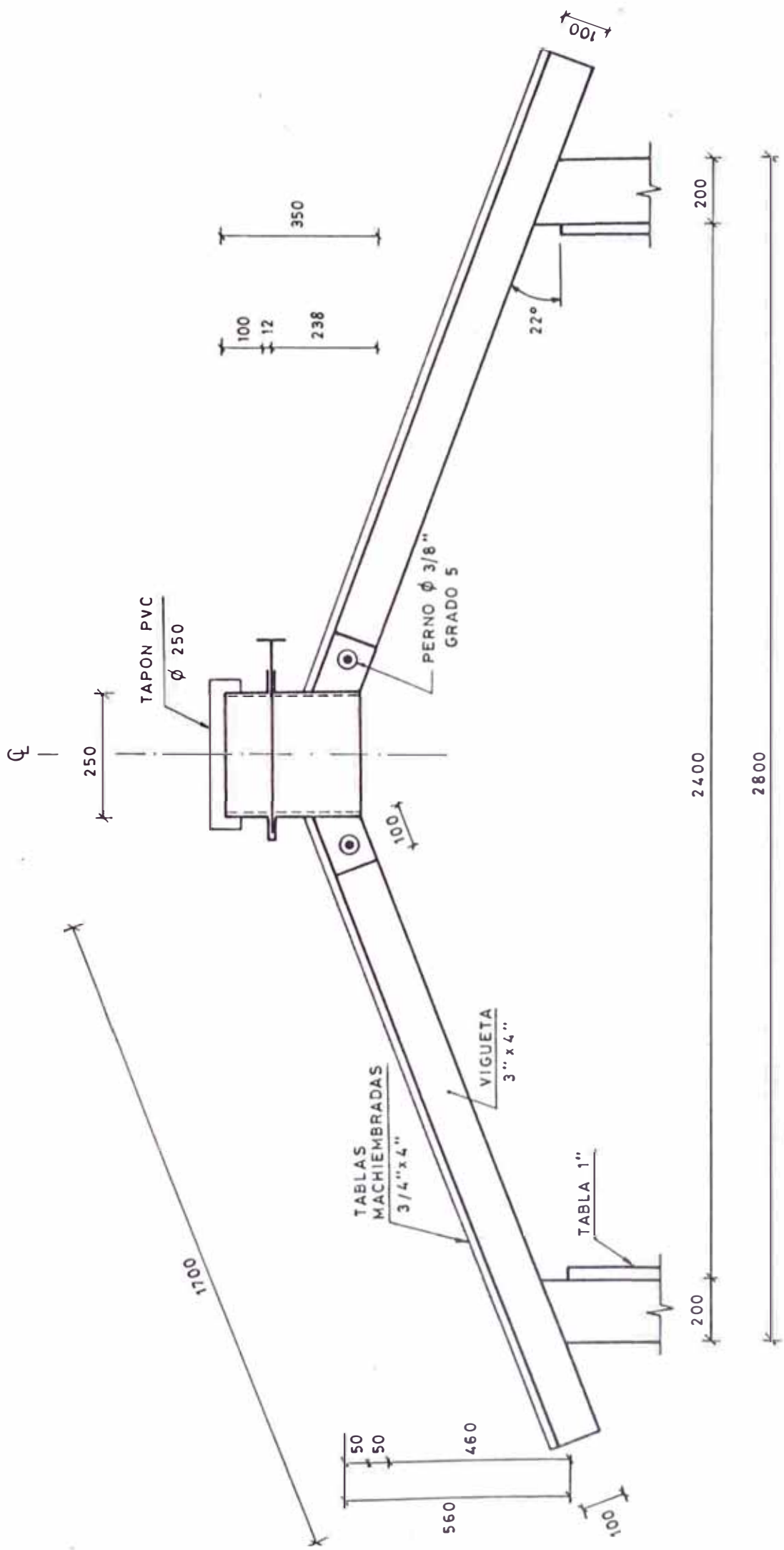


Fig. (16-5) Cobertura

CAPITULO IV

ANALISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

Ubicando nuestra estructura en los reglamentos existentes de Diseño de Construcciones de Estructuras de Madera, el RNC (7), en sus disposiciones Especiales para el Diseño Sismo-Resistente, hace mención de 4 tipos de Estructura; encajando, en la del Tipo 4. La cual dice: "Estructuras Especiales; estas no se tratarán específicamente en este Reglamento, pero están sometidas a las condiciones aplicables del mismo".

Por consiguiente de acuerdo a este Apéndice Especial de dicho Reglamento, en su artículo 5.2.1., que dice: Las estructuras de Madera deberán ser analizadas y diseñadas, para soportar las cargas de peso propio, cargas muertas, cargas vivas estáticas y dinámicas; conjuntamente con las cargas de sismo. Para lo cual pasaremos a desarrollar por partes estas disposiciones mencionadas.

En este capítulo haremos el Análisis y Diseño para

soportar las cargas de peso propio, cargas muertas, cargas vivas estáticas y dinámicas; usando como base la referencia (1) Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (Junta del Acuerdo de Cartajena PADT - REFORT).

4.1 COBERTURA

4.1.1 Metrado de Cargas:

De acuerdo al predimensionamiento

ESPECIFICACION	MEDIDAS	CANTIDAD	PESO Kgr/m	PESO TOTAL Kgrs	
Viguetas	3"x4"x1.70	8	5.85	79.56	
Tablas machimbradas.	e=3/4" a=0.10 3/4"x4"x12m	8	1.35	129.60	
47.86Kg {	Abertura entrada de acero $\phi 10''$ e= 1/2" h= 0.30cm.	$V=1.5 \times 10^{-3}$	1	8245.84 Kgr/m ³	12.34
	Planchas sujeción 0.10x0.20 x 1/2"	$V=1.27 \times 10^{-4}$	16	"	16.76
	Pernos		16		2.00
	Plancha tapa 0.40 x 0.40 x 1/4"	$V=1.02 \times 10^{-3}$	2	"	16.76
				<u>257.02 Kgrs</u>	
Clavos 16 x 2=32x2=64	2 1/4"	8	233/Kg	2.19	
Calamina	0.10x1.70	8	0.5	0.85	
				<u>260.06</u>	

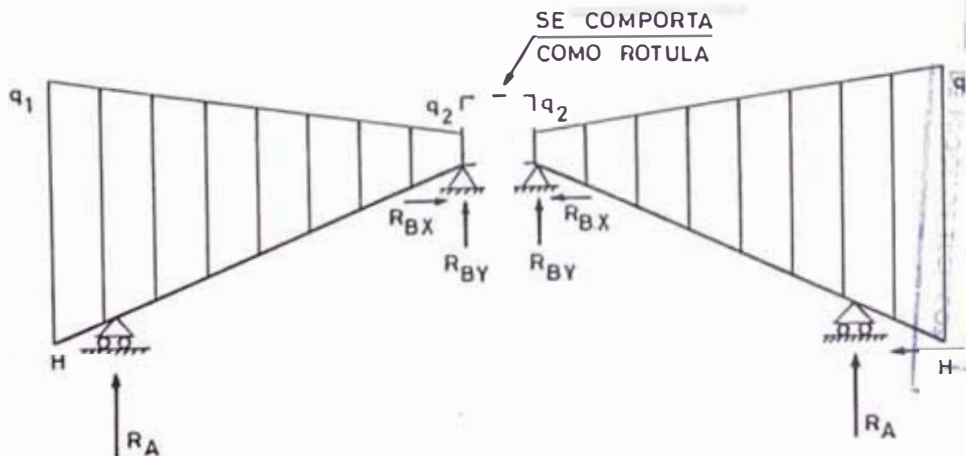
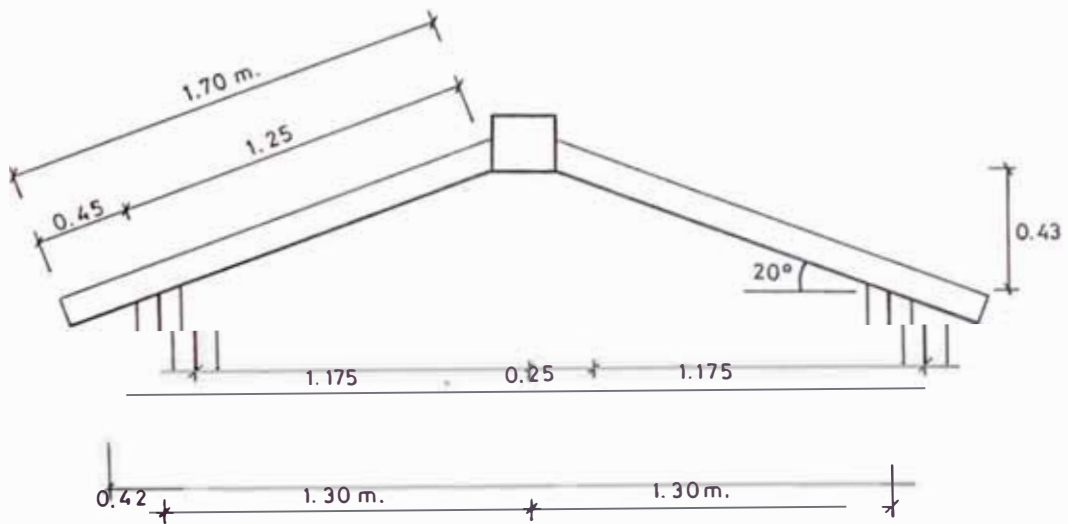
W T O T A L = 260 Kgrs.

sobre carga:

Se recomienda como mínimo 100 Kgrs/m^2 (Ver
sillos hormigón de cemento Portland ICPA
Referencia [9]).

4.1.2. Determinación de Esfuerzos Actuantes

a) Diagrama de Cuerpo Libre para el Analisis

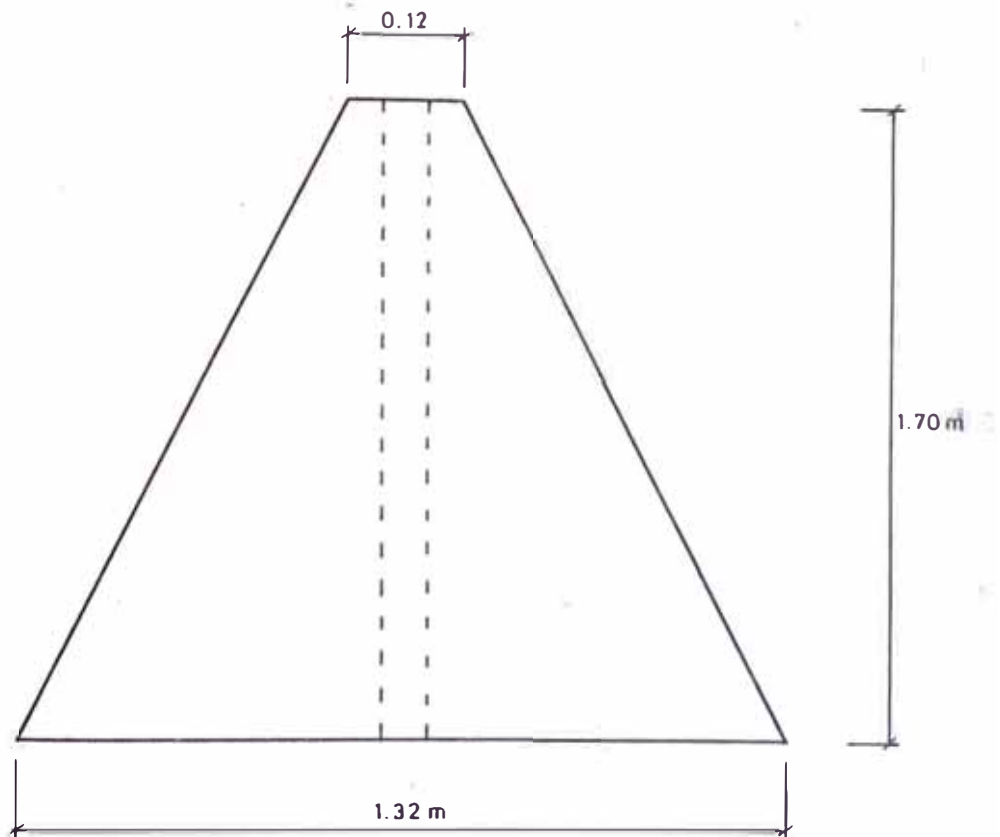


- Como se observa en el apoyo "A" existe un desplazamiento que lo controlamos con una fuerza H, lo que hace concluir que para verificar la estabilidad, el apoyo "A" debe trabajar como un Pin ó Apoyo Fijo.

b) Cálculo de las Cargas por Metro: q_1 ^ q_2
Como son 8 viguetas

$$\text{Peso por vigueta} = \frac{W_{\text{total}}}{8} = \frac{260}{8} = 32.5 \text{ Kgrs.}$$

- Cálculo del Area Tributaria (A_T)



- Los valores geométricos lo hemos obtenido gráficamente, y considerándolo como un trapecio tendremos:

$$A_{\dagger} = \left(\frac{0.12 + 1.32}{2} \right) \times 1.70 = 1.224 \text{ m}^2$$

- Por consiguiente la carga por m^2 será:

$$q = \frac{\text{Peso por viga}}{\text{Area Tributaria}} = \frac{32.50}{1.224} = 26.60 \text{ Kgr/m}^2$$

- Luego calculando las cargas q_1 y q_2 por carga muerta

$$q_1 = 26.60 \times 1.32 = 35.11 \text{ Kgr/m}$$

$$q_2 = 26.60 \times 0.12 = 3.20 \text{ Kgr/m}$$

- Considerando: $q =$ carga muerta + carga viva

$$q = 26.60 + 100 = 126.60 \text{ Kgr/m}^2$$

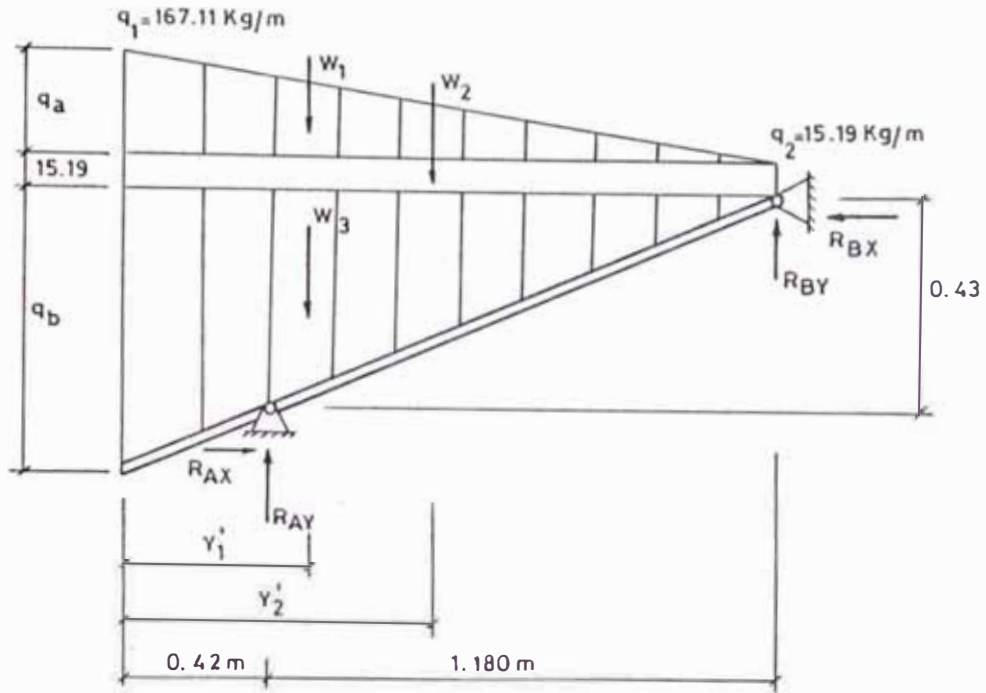
- Luego tendremos las cargas actuantes:

$$q_1 = 126.60 \times 1.32 = 167.11 \text{ Kgrs/m}$$

$$q_2 = 126.60 \times 0.12 = 15.19 \text{ Kgrs/m}$$

c) Cálculo de reacciones:

Las reacciones actuantes para verificar el equilibrio, y por simetría de la estructura haremos el análisis como sigue:



- Para hallar los pesos W_1 \wedge W_3 hemos procedido gráficamente obteniendo los valores q_a \wedge q_b del gráfico adjunto.

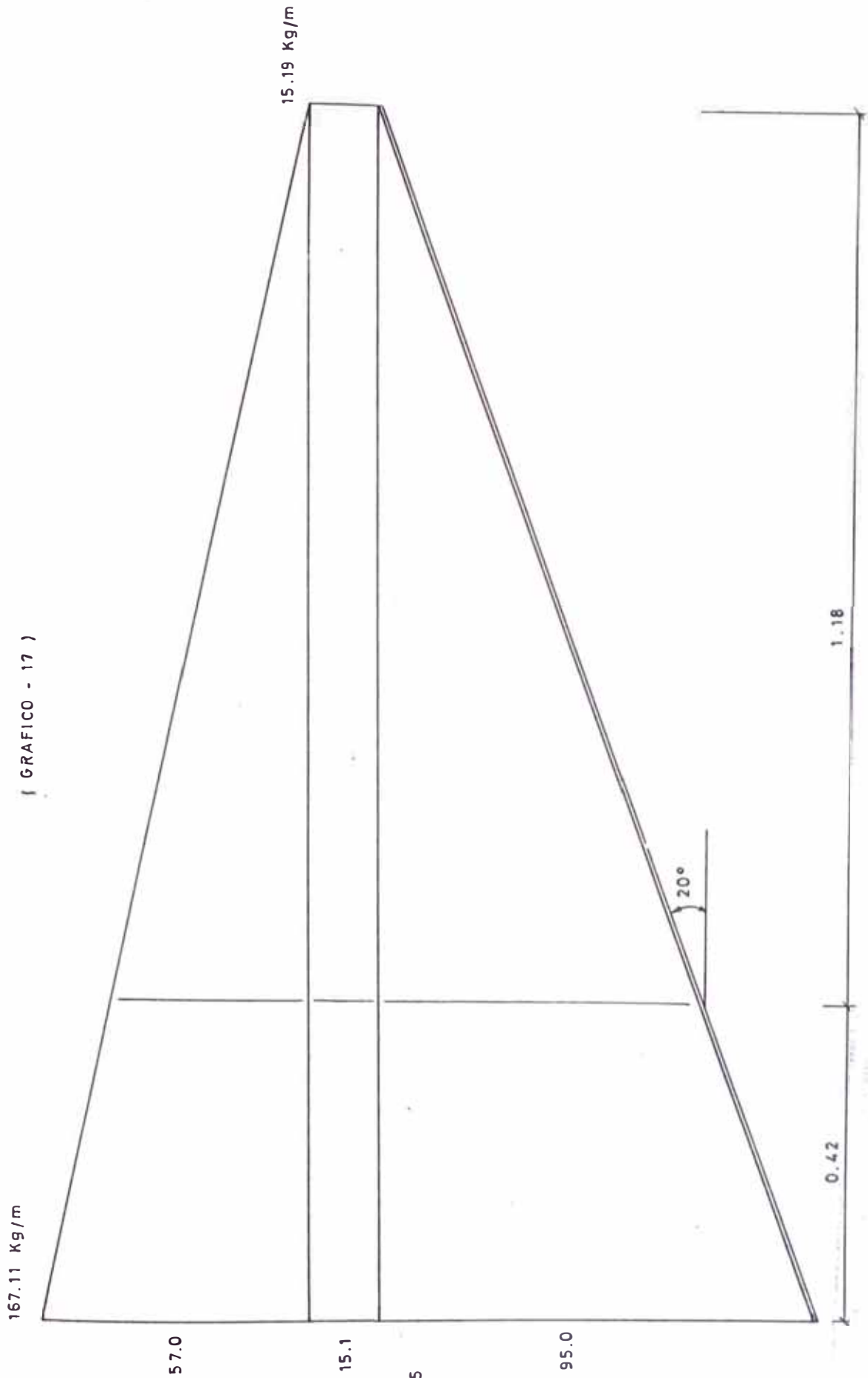
$$q_a = 57 \text{ Kgrs/m}$$

$$q_b = 95 \text{ Kgrs/m}$$

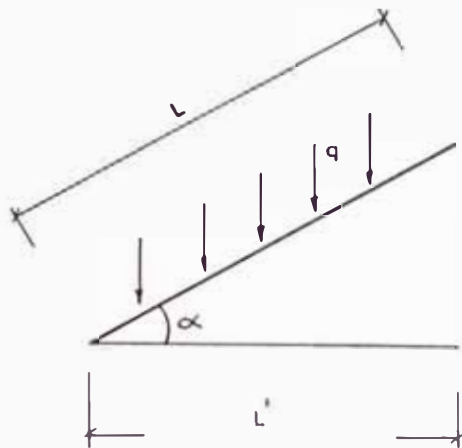
- Vamos a trabajar con longitudes proyectadas por consiguiente:

CALCULO DE qa ^ qb GRAFICAMENTE

(GRAFICO - 17)



ESC. H : 1/75



q: por metro lineal de vigueta

$\frac{q}{\cos \alpha}$: carga por metro lineal proyectada

- Por consiguiente calculando los pesos W_1, W_2 y W_3 considerando por metro lineal proyectado de vigueta.

$$W_1 = \frac{q_a}{\cos \alpha} \times \frac{1.60}{2} = \frac{57 \times 1.60}{2 \cos 20'} = 48.53 \text{ Kgrs}$$

$$W_2 = \frac{15.19}{\cos \alpha} \times 1.60 = 25.86 \text{ Kgrs.}$$

$$W_3 = \frac{q_b}{\cos \alpha} \times \frac{1.60}{2} = \frac{95 \times 1.60}{2 \cos \alpha} = 80.88 \text{ Kgrs.}$$

- Luego hallando los puntos de aplicación de cargas actuantes con respecto al punto A.

$$Y_1 = Y_3 = Y'_3 = 0.42$$

$$Y_1 = Y_3 = \frac{L}{3} - 0.42 = \frac{1.60}{3} - 0.42 = 0.11 \text{ m}$$

$$Y_2 = Y'_2 = 0.42 = \frac{1.60}{2} - 0.42 = 0.38 \text{ m}$$

- Luego planteando las ecuaciones de equilibrio

$$(\rightarrow) \sum F_x = 0$$

$$R_{Ax} = R_{Bx} \dots (1)$$

$$(\uparrow) \sum F_y = 0$$

$$R_{Ay} + R_{By} = W_1 + W_2 + W_3$$

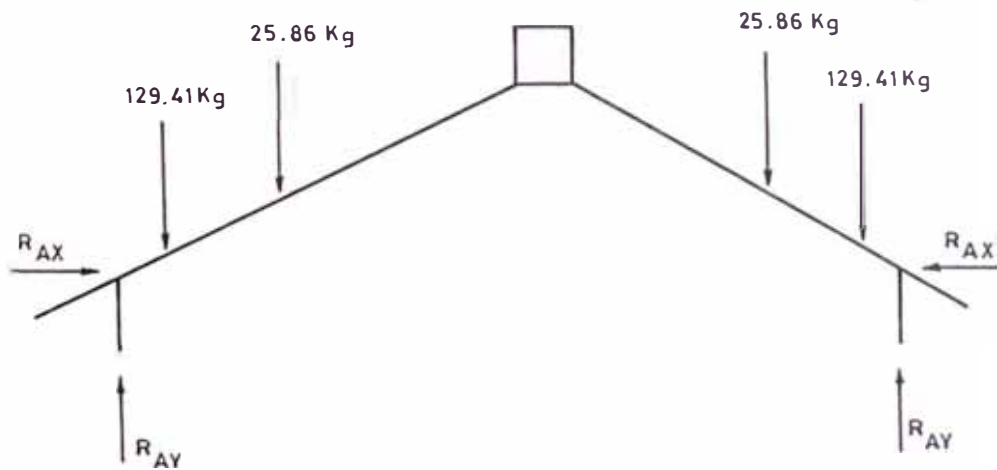
$$R_{Ay} + R_{By} = 155.27 \text{ Kgrs} \dots (2)$$

$$(+)\sum MA = 0$$

$$1.18R_{By} + 0.43R_{Bx} = (W_1 + W_3) Y_1 + W_2 Y_2$$

$$1.18R_{By} + 0.43R_{Bx} = 24.06 \dots (3)$$

- Luego analizamos al conjunto de la manera siguiente:



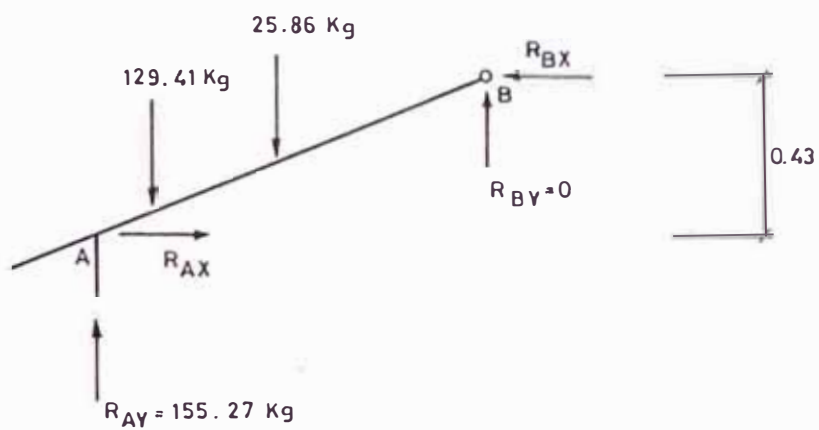
$$(\uparrow) \sum F_y = 0$$

$$2R_{Ay} = 2(129.41 + 25.86)$$

$$R_{Ay} = 155.27 \text{ Kgr}$$

$$(\rightarrow) \sum F_h = 0 \quad R_{Ax} = R_{Ax}$$

- Luego haciendo un corte en la rótula



$$(\uparrow) \sum F_y = 0$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 155.27$$

$$\Rightarrow R_{By} = 0 \text{ (externamente)}$$

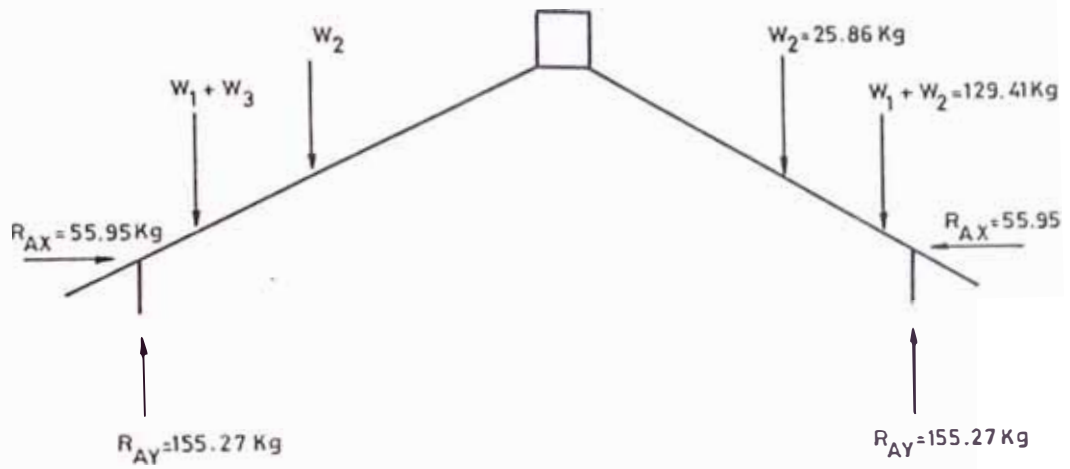
$$(\rightarrow) \sum F_x = 0$$

$$R_{Ax} = R_{Bx}$$

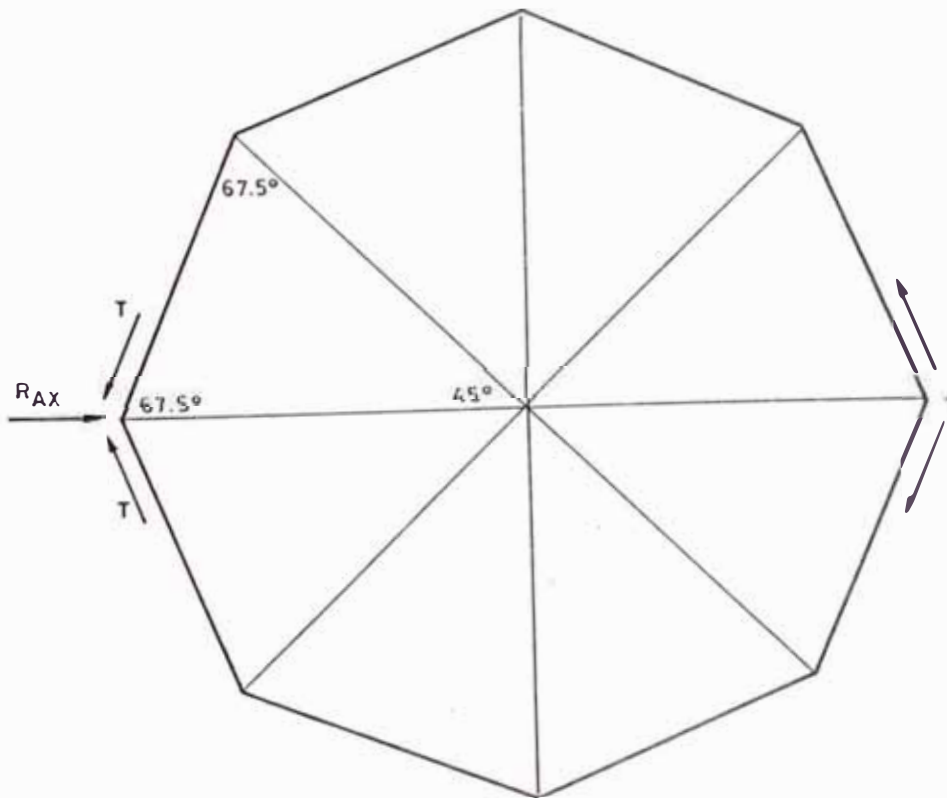
de la ecuación (3)

$$R_{Ax} = R_{Bx} = 55.95 \text{ Kgrs}$$

- Luego tendremos nuestros valores de diseño:



- Por consiguiente $R_{AY} = 155.27 \text{ Kgrs}$ va ha ser tomado por las columnas y $R_{AX} = 55.95$ será tomado por la última viga anillo para rigidizar el techo.



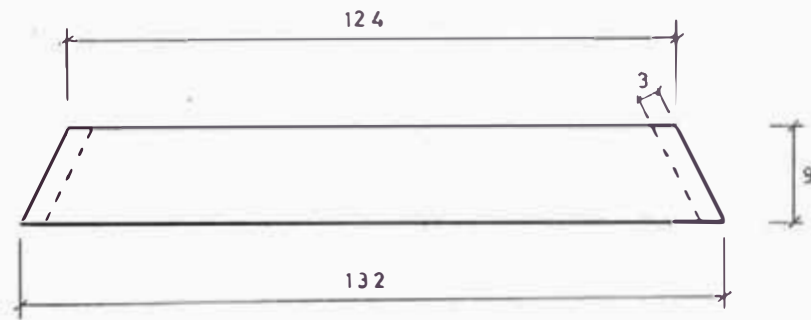
$$2t \cos 67.5^\circ = R_{Ax} \implies T = 73.10 \text{ Kgrs.}$$

- Para cada viga anillo se tendrá una tracción de 73.1 Kgrs.

4.1.3 Diseño de Elementos

A) Tablas Machlembradas de Cobertura

Haremos el diseño de la última tabla, ya que es la mas crítica.



- Los valores expuestos han sido obtenidos geoméricamente usaremos tablas de 3/4" x 4" (1.50 x 9) grupo B

Según la tabla 13-1 de la referencia (1).

Peso por metro lineal: 1.35 Kgrs/m

- Considerando una sobrecarga: 100 Kgr/m^2

- La acción del viento:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

V_h = Velocidad de diseño en la altura h en Km/hora.

V = Velocidad de diseño hasta 10 m.

h = Altura sobre el terreno en m.

Para Chachapoyas $V = 70 \text{ Km/hora}$, para $h = 10 \text{ m}$ (referencia 12)

$$\Rightarrow V = 70 \text{ Km/hora} < 75 \text{ Km/hora (RNC)}$$

$$\therefore V = 75 \text{ Km/hora}$$

$$V_h = 75 \left(\frac{8.43}{10} \right)^{0.22} = 72.23 \text{ Km/h}$$

C = Factor de forma adicional = + 0.8 Barlovento
(Cubierta cilíndrica que no exceda 45° de inclinación)

$$P_h = 0.005 \times 0.8 \times 72.23^2 = 20.87 \text{ Kgr/m}^2 < 100 \text{ Kgr/m}^2$$

- Lo que implica que no lo tomaremos en cuenta ya que estamos considerando una sobrecarga mayor.

1) Bases de Cálculo

a. Se usará madera del grupo B, en estado seco (CH < 30%).

b. Cargas a considerarse

- Peso propio (1.5 x 9) 1.35 Kgr/m

- Peso muerto

(Suponiendo una cobertura de calamina en los bordes 0.50 Kgr/m (estimado)

- Sobre carga

$(100 \frac{\text{Kgr}}{\text{m}^2} \times 0.09)$ 9.00 Kgr/m

c. De la tabla de 8.1 de la referencia (1) caso (b) lo tomamos, de los comentarios de dicha tabla.

Para cargas totales:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{200}$$

No consideramos deformaciones por sobrecarga debido al uso que se va a dar a la estructura.

d. La tabla esta apoyada simplemente, con un luz libre que la obtenemos haciendo.

$$L = 132 - 6 = 126 \text{ cm}$$

Apoyos en viguetas @ 3 cm.

2) Efectos máximos

Carga total muerta 1.85 Kgr/m

Sobre carga 9.00 Kgr/m

Carga Total = 10.85 Kgr/m

$$\text{Momento máximo} = M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (10.85) (1.26)^2$$

$$M_{\text{máx}} = 2.15 \text{ Kgr-m}$$

$$\text{Cortante Máximo} = V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (10.85) (1.26)$$

$$V_{\text{máx}} = 6.84 \text{ Kgr-}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad para entablados se usa el E_{promedio} y los esfuerzos de corte y flexión pueden incrementarse en 10%.

$$E_{\text{prom}} = 100,000 \text{ Kgrs/cm}^2$$

$$f_m = 150 \text{ Kgrs/cm}^2 + 10\% = 165 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_y = 12 \text{ Kgrs/cm}^2 + 10\% = 13.2 \text{ ''}$$

$$f_{c1} = 28 \text{ Kgrs/cm}^2 + 10\% = 30.8 \text{ ''}$$

4) Momento de Inercia, necesario por limitación de deflexiones para una viga simplemente apoyada.

$$\Delta = \frac{5 W l^4}{384 E I} < \frac{l}{K}$$

Despejando I:

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E}$$

No se consideran deformaciones diferidas por consiguiente:

$$I > \frac{5(10.85)(126)^3(200)}{384 \times 100,000 \times 100} = 5.65 \text{ cm}^4$$

5) La deflexión controla el diseño por consiguiente no es necesario verificar la resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{2.15}{165} \times 100 = 1.30 \text{ cm}^3$$

Según la referencia (-) tabla B-1

$$\begin{aligned} 3/4" \times 4" (1.5 \times 9) \quad I_y &= 2.5 < 5.65 \text{ cm}^4 \\ Z &= 3.3 > 1.28 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

¡ No verifica!

- Para no hacer ningún cambio adicional en la arquitectura o forma buscamos la tabla inmediata superior que es:

$$\begin{aligned} 1" \times 4" (2 \times 9) \quad I_y &= 6.00 \text{ cm}^4 > 5.64 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 6.00 \text{ cm}^4 > 1.30 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

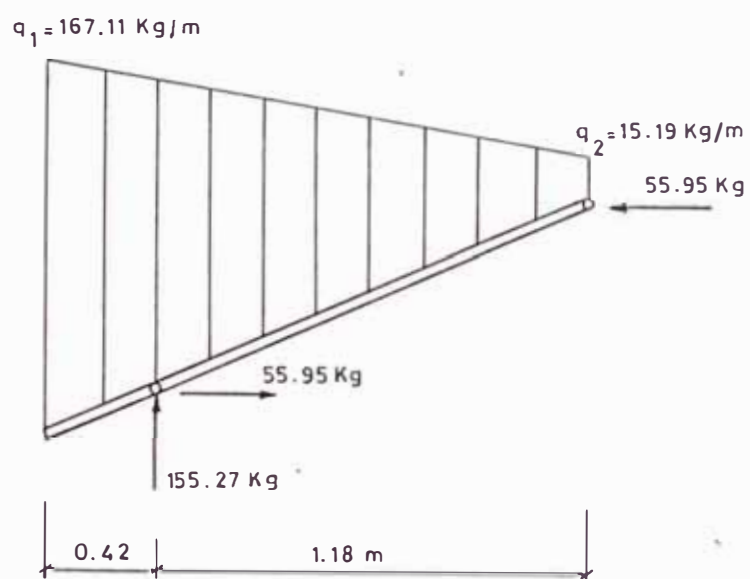
¡ Verifica!

6) No es necesario la verificación del esfuerzo cortante como es obvio por la relación h/b.

•• Usar tablas 1" x 4"

Machiembradas

B) Viguetas de Apoyo



1) Bases de Cálculo:

a. Se usará madera del grupo B, en estado seco ($CH < 30\%$).

Grupo B { Machinga } Referencia (1)
 { Huayruro }

b. Cargas a considerarse

Usando la referencia (1) hallaremos una carga equivalente: tomando dos factores de deflexión.

$$K_{\Delta} = 1.00 \text{ (carga repartida uniforme)}$$

$$K_{\Delta} = 0.50 \text{ (Carga repartida triangular)}$$

- Luego usando los valores q_a \wedge q_b hallamos de el gráfico (17) y considerando luces proyectadas, hallamos la carga equivalente:

$$W_{eq} = \frac{q_a}{\cos \alpha} \times K_{\Delta} + \frac{q_u}{\cos \alpha} \times K + \frac{q_b}{\cos \alpha} \times K_{\Delta}$$

$$W_{eq} = \frac{57}{\cos 20^{\circ}} \times 0.5 + \frac{15.19}{\cos 20^{\circ}} \times 1 + \frac{95}{\cos 20^{\circ}} \times 0.5$$

$$W_{eq} = 97.04 \text{ Kg/m}$$

c) Limite por Deflexión

$$\Delta_{m\acute{a}x} < \frac{L}{200} \quad \text{(Para cargas totales es suficiente)}$$

d) La viga esta simplemente apoyada en un extremo y articulada en el otro, la luz libre es igual

$$a: \quad l = 1.18$$

2) Efectos Máximos:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (97.04) (1.18)^2 = 16.90 \text{ Kg-m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (97.04) (1.18) = 57.25 \text{ Kgr.}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad para vigas se usa el $E_{mín}$ y los esfuerzos admisibles sin ninguna modificación.

$E_{mín}$	=	75,000 Kgr/cm ²	Tabla 13-2
f_m	=	150 "	"
f_u	=	12 "	"
f_c	=	28 "	"

4) Momento de Inercia I, necesario por limitación de deflexiones.

$$I > \frac{5Wl^3}{384E}$$

No tomaremos en cuenta la deformación definida porque no va a tener recubrimiento.

Para carga total
 $K = 200$

$$I > \frac{5 \times 97.04 \times (118)^3 \times 200}{384 \times 75000 \times 100} = 55.4 \text{ cm}^4$$

5) Módulo de sección Z necesario por resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{16.90}{150} \times 100 = 11.27 \text{ cm}^3$$

6) De la tabla 13-1 seleccionados 2"x3" (4x6.5)

$$I_x = 91.50 \text{ cm}^4 > 55.4 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 28.20 \text{ cm}^3 > 11.27 \text{ cm}^3$$

- Para considerar ensamble en el proceso constructivo de tablas machiembradas en vigas usaremos la sección

(6.5 x 6.5) 3"x3"

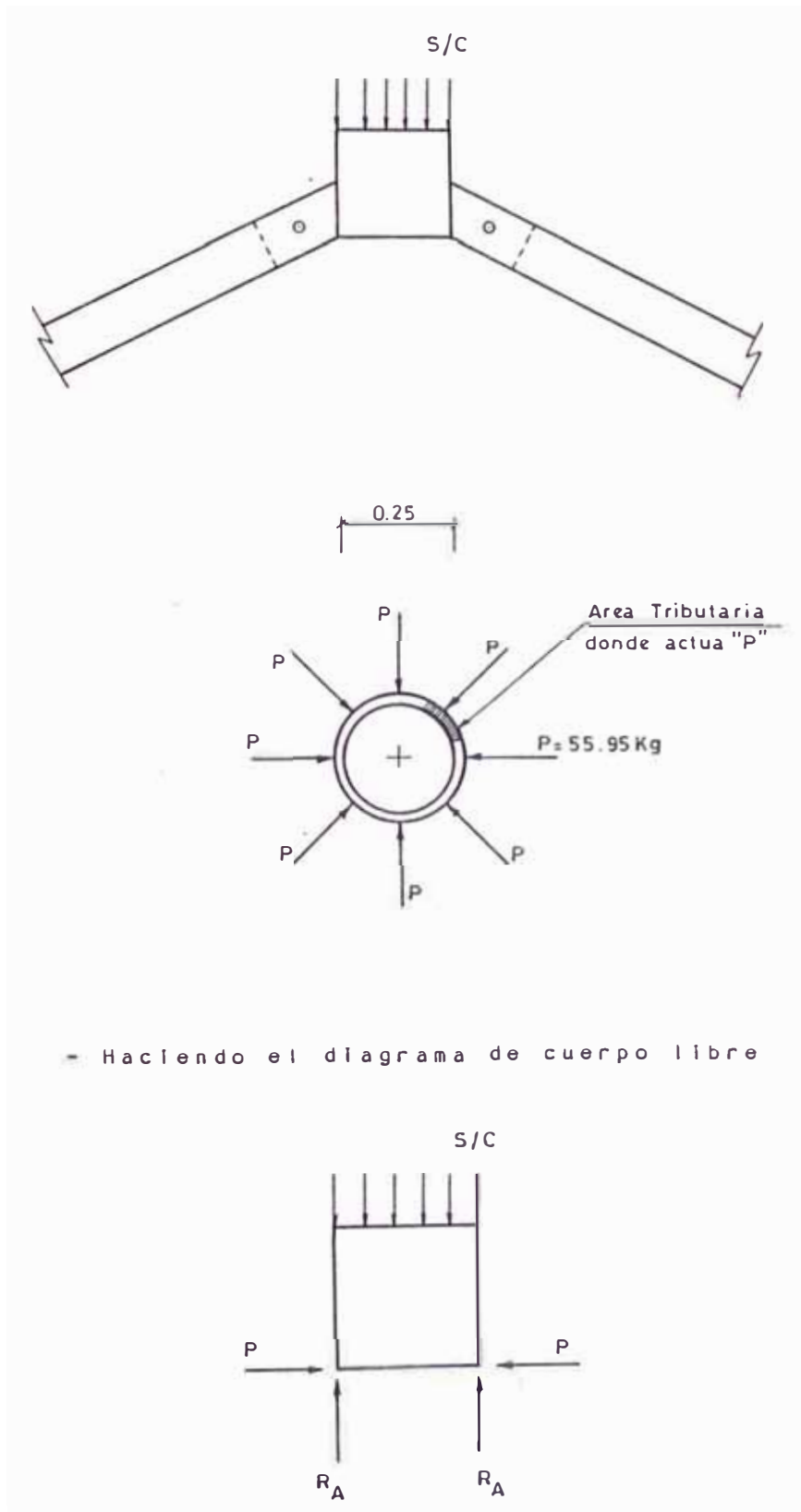
$$I_x = 148 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 45 \text{ cm}^3$$

∴ Usar Vigas 3"x3"

c) Orificio de Entrada

Otro elemento importante es la apertura de vaciado como lo vamos a presentar es un elemento de la estructura del techo que se comporta como una rótula



- Haciendo el diagrama de cuerpo libre

- La carga "P" nos dará el espesor de plancha y la reacción "R_A" nos dará la longitud de soldadura, considerando el peso propio y la sobrecarga.

- Para la sobrecarga consideraremos el peso de un hombre sobre el orificio.

1) Cálculo del Espesor:

- Considerando como una lámina cilíndrica con presión uniforme de la referencia (11) tenemos

Siendo:

$$\sigma_t = \frac{pr}{t} \quad r \gg t$$

Donde:

σ_t = Esfuerzo permisible del material (Kgrs/cm²)

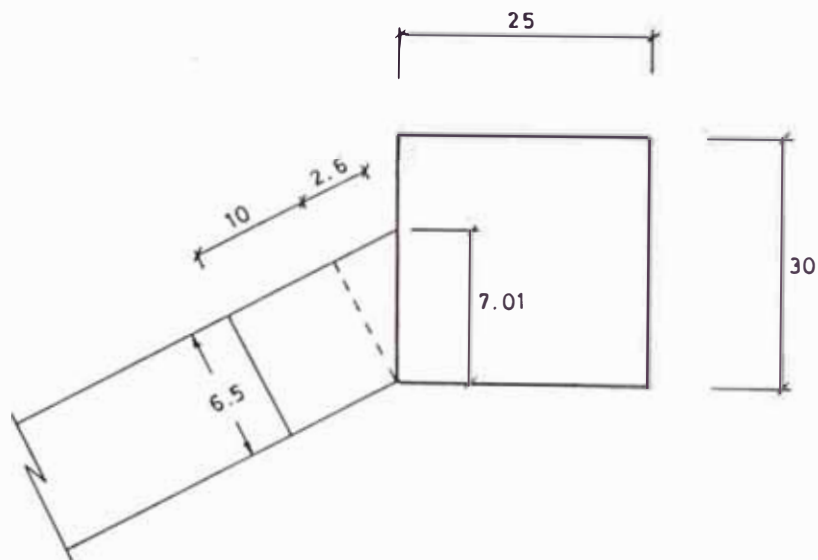
p = Presión aplicada Kgr/cm²

r = Radio del cilindro (cm)

t = Espesor en (cm)

Calculando P

$$P = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga Actuante (kg)}}{\text{Area (cm}^2\text{)}}$$



$$A = b \times l = 7.0 \text{ cm} \times \frac{2 \pi (25)}{2 \times 8} =$$

$$A = 68.72 \text{ cm}^2$$

Luego tendremos

$$P = P/A = 55.95 \text{ Kgr}/68.72 \text{ cm}^2 = 0.82 \text{ Kgr}/\text{cm}^2$$

- Luego calculando el espesor usando acero estructural A-25 $F_y = 2500 \text{ Kgr}/\text{cm}^2$, de la referencia (14)

Se tiene:

$$F_b = \sigma_t = 0.6 F_y = 1,500 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 1,000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

- Haciendo el cálculo respectivo el espesor

nos resulta demasiado pequeño.

Por consideración de abrasión y corrosión usaremos un espesor de 3/16".

•• usar un tubo ϕ 250 x 300 x 3/16"

4) Diseño de la Soldadura

Se usará acero A-25 y electrodo E-60 por consiguiente:

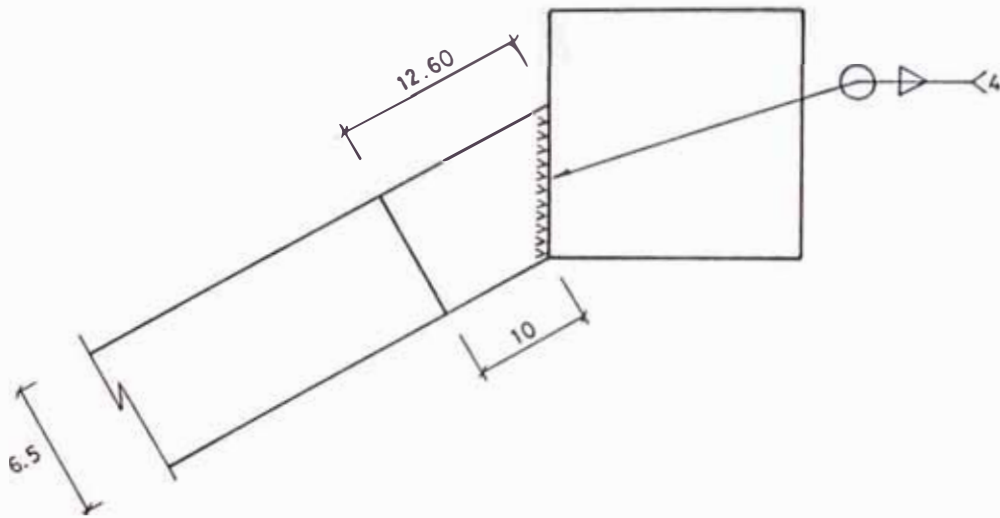
$$F_w = 70.7 W_s$$

Referencia (14)

$$\text{Si usamos } W_s = 4 \text{ mm} \Rightarrow F_w = 70.7 \times 4 = 282.8$$

Kgrs (Soldadura de Filete)

- Se puede observar que nuestra soldadura resiste aproximadamente 283 Kgrs por centímetro de ancho.
- De acuerdo a nuestro valor obtenido para nuestras reacciones resulta mucho mayor, lo que nos conduce a evitar el cálculo.
- Por aspectos constructivos usar soldadura de filete a todo lo largo de la plancha.



- El número de pletinas de unión no haremos el cálculo por resultar demasiado pequeños los valores obtenidos, lo mismo que el número de pernos por consiguiente usaremos:

1 Pletina $e = 3/16''$

1 Perno $\phi = 3/8''$

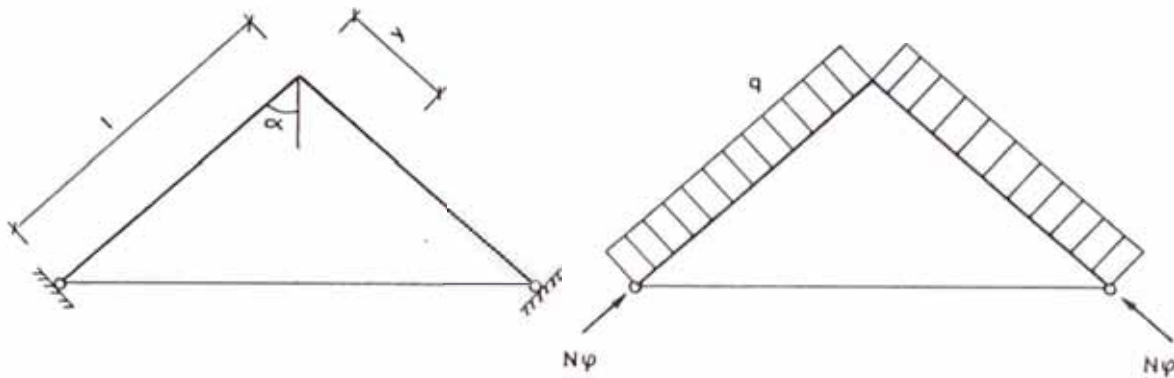
- Lo dicho anteriormente lo comprobamos cuando diseñamos la tolva de vaciado que tienen forma análoga.

1) Diseño de Clavos de Clavos en Tablas

Machiembradas 1" x 4"

No es necesario hacer el diseño dado que no están actuando como elemento estructural. Pero lo diseñamos a modo de Información. Para hallar el máximo esfuerzo la suponemos como una lámina con una carga distribuida q por unidad de superficie,

flicle, y que el borde $Y = l$ pueda girar pero no moverse transversalmente. Referencia (11).



Por consiguiente de la referencia (11) de láminas.

$$N_{\theta} = q y \operatorname{sen} \alpha \tan \alpha \quad (\text{esfuerzo paralelo})$$

$$N_{\psi} = \frac{q y}{\cos \alpha} \quad (\text{esfuerzo meridional})$$

Donde:

$$q = 126.60 \text{ Kgr/m}^2$$

$$\alpha = 70^{\circ}$$

Luego dando valores para los diferentes puntos "y"

Y (m)	q (Kgr/m ²)	N _θ (Kgr/m)	N _ψ (Kgr/m)
1.70	126.60	-555.65	-629.26
1.55	"	-506.62	-573.74
1.40	"	-457.60	-518.21
1.25	"	-408.57	-462.69
1.10	"	-359.54	-407.17
0.95	"	-310.51	-351.64
0.80	"	-261.48	-296.13
0.65	"	-212.46	-240.60
0.50	"	-163.43	-185.08
0.35	"	-114.40	-129.55
0.20	"	-65.37	-74.03
0.05	"	-16.34	-18.51

- Luego tomando el máximo esfuerzo paralelo que lo tomarían los clavos.

$$N_{\theta} = 555.65 \frac{\text{Kgr}}{\text{m}} \quad (\text{en tracción})$$

- Como tenemos nuestra tabla de 0.09 m de ancho entonces los clavos estarían tomando.

$$N_{\theta \text{ clavos}} = 555.65 \frac{\text{Kgr}}{\text{m}} \times 0.09 \text{ m} = 50.01 \text{ Kgrs.}$$

1) Bases de Cálculo

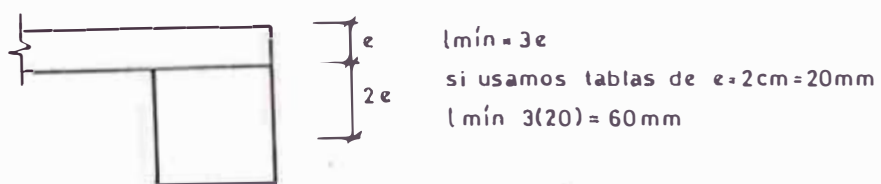
a) Se usará madera del grupo B en condición verde.

b) Tracción en la unión clavada

$$T = 50.01 \text{ Kgrs} \quad (\text{Sometido a simple cizallamiento})$$

2) Selección de Clavos

Criterio de Selección (Dr. Hugo Scaletti Farina)



3) Por consiguiente usaremos clavos $2\frac{1}{2}$ ",
tomando el diámetro promedio.

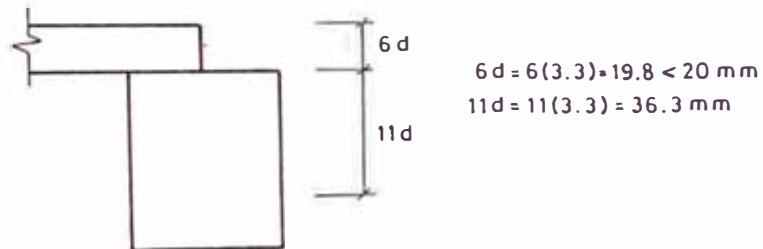
Clavo $2\frac{1}{2}$ " $l = 63$ mm

Según tabla 12-1 $d = 3.3$ mm

Carga admisible grupo B = 42 Kgrs.

4) Como las piezas estan en condición ver-
de no se modifica la carga admisible.

5) Verificación de espesores y longitudes
de penetración simple cizallamiento.



Para nuestro caso tenemos una penetra-
ción de:

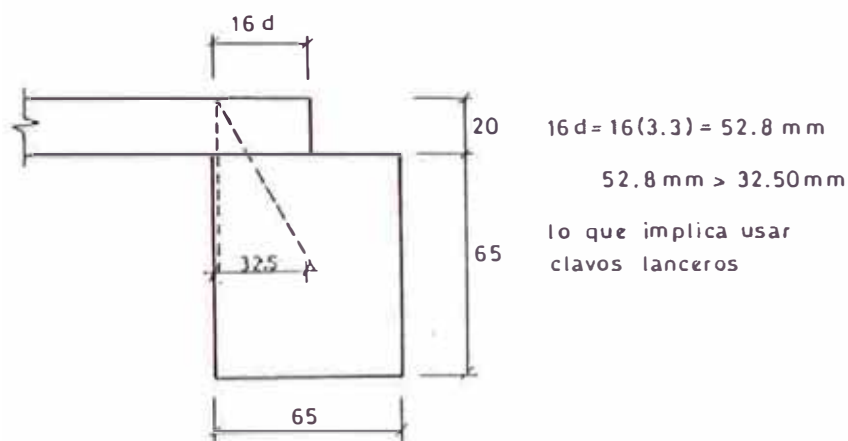
$$63 - 20 = 43 \text{ mm} > 36.3 \text{ mm}$$

Conforme!

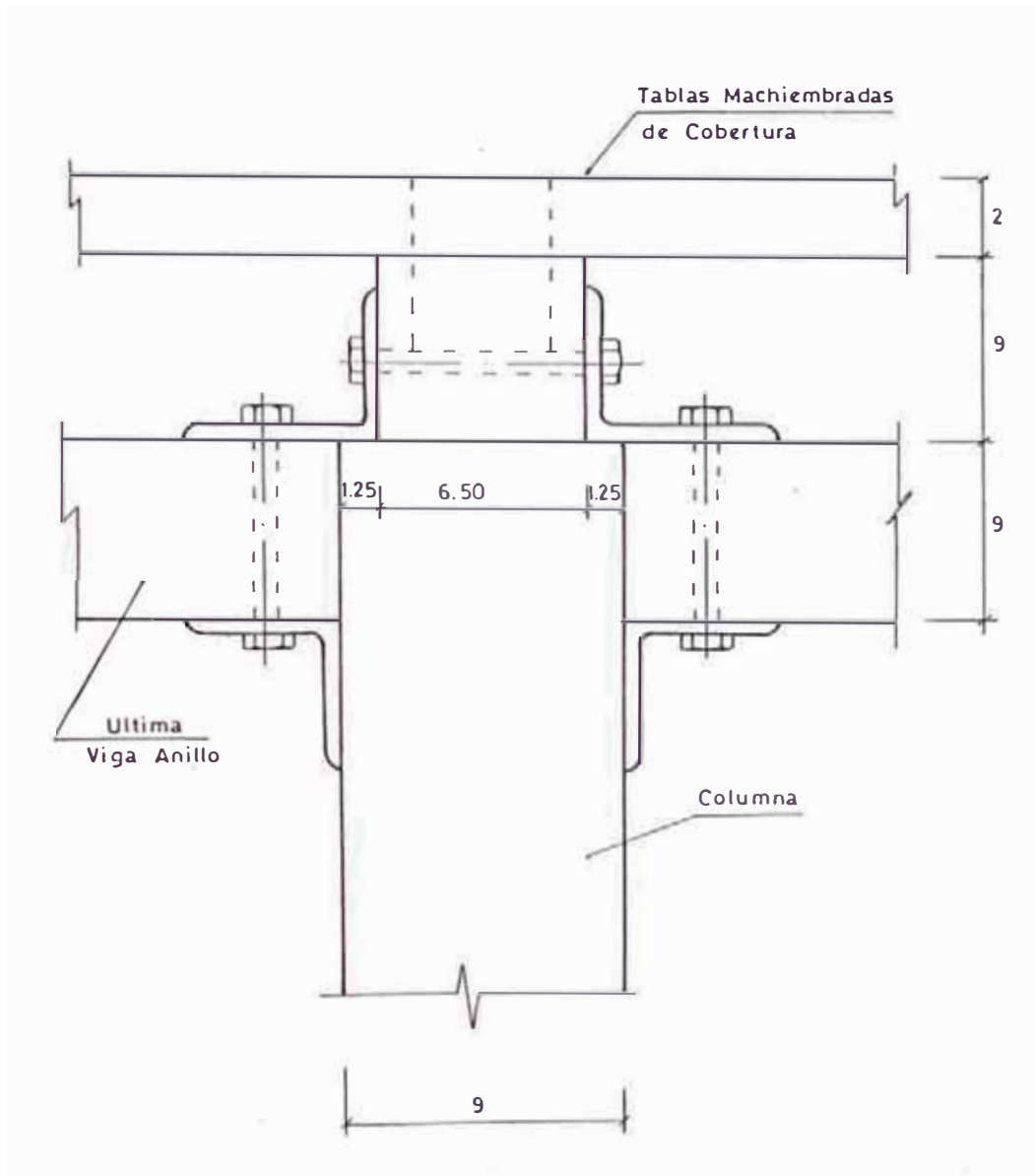
6) Determinación de número de clavos

$$n = \frac{V_{m\acute{a}x}}{P_{ADM}} = \frac{50.01}{42.00} = 1.19$$

Si se observa a ubicación de clavos, trabajando sin ninguna restricción de desplazamiento se necesitaría usar clavos lanceros, lo que implicaría modificar la P_{ADM} en un 0.83 según la tabla 2.2; para poder cumplir con espaciado mínimo de $16d$ al extremo no fraccionado según la tabla 12.30.



Para evitarnos el uso de clavos lanceros que sería impráctico en proceso constructivo haremos lo representado en la figura adjunta donde las patinas tomarían un % de las fuerzas axiales actuantes y la fuerza meridional N_{φ} ó H del equilibrio del mayor



Usar 2 clavos $2\frac{1}{2}$ " perpendicular al grano de la tabla a manera de fijación.

El diseño del perno y pletinas lo haremos cuando diseñemos conexiones.

4.2 Paredes Verticales

Haremos primeramente el análisis y diseño de las paredes verticales por considerarlo uno de los elementos más importantes de la estructura en mención.

4.2.1 Consideraciones para el Análisis

Vamos a tomar como base conceptos teóricos de la referencia (6), debido a la poca ó casi ninguna información del comportamiento de granos con la madera usado como elemento almacenador.

Estado Estático:

Según las formulas dadas en el Capítulo IV de la presente tesis hallaremos los esfuerzos ejercidos por el grano a diferentes puntos de la estructura usando las dos formulas.

Un paso previo al uso de las formulas tanto de Janssen o de Reimbert tenemos que clasificar el silo según la referencia (6) figuras (17).

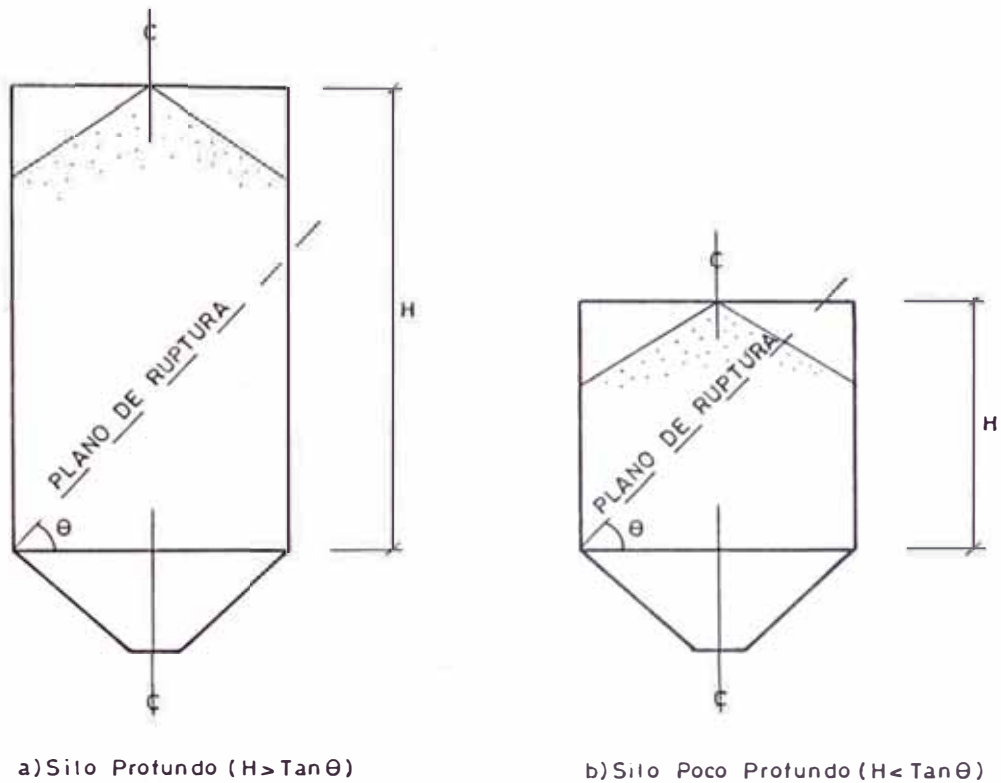


Fig. 17

Usando la siguiente formula referencia (6)

$$\tan\theta = \tan\phi + \sqrt{\frac{1 + \tan^2\phi}{\tan\phi + \tan\phi'} \times \tan\phi}$$

Donde:

θ = Angulo formado por el plano de ruptura y la horizontal respecto a la base.

ϕ = Angulo de fricción interna

ϕ' = Angulo de fricción entre el material almacenado y las paredes del silo.

Se puede determinar el tipo de silo a estudiar; reemplazando valores característi-

cos del material a almacenar (maíz amarillo duro): $\phi = 29$

$$\phi' = 27$$

$$\tan \theta = \tan 29^\circ + \sqrt{\frac{1 + \tan^2 29^\circ}{\tan 29^\circ + \tan 27^\circ} \times \tan 29^\circ}$$

$$\tan \theta = 1.38$$

De los datos de predimensionamiento podemos calcular la $\tan \theta$ límite.

$$\tan \theta_{\text{límite}} = \frac{H}{D} = \frac{600}{240} = 2.50$$

Esto implica que:

$$\tan \theta = 1.38 < \tan \theta_{\text{límite}} = 2.50$$

∴ El silo es profundo.

Luego de clasificar el silo podemos calcular las presiones tanto horizontales como verticales por los 2 métodos; para comparar resultados y adoptar un criterio de análisis acertado.

a. Según Janssen:

$$q_y = \frac{\gamma R}{u'K} \left(1 - e^{-\frac{u'K}{R} \cdot Y} \right)$$

$$P_y = K q_y = \frac{\gamma R}{u'} \left(1 - e^{-\frac{u'K}{R} \cdot Y} \right)$$

Donde:

$$\gamma = 820 \text{ Kgr/m}^3$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (2.40)^2}{4} = 4.52 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{(2.40)}{4} = 0.60 \text{ m}$$

$$u' = \tan \phi = \tan 27^\circ = 0.51$$

$$K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right) = 0.35$$

$$h = \text{variable}$$

Por consiguiente:

$$q_y = \frac{820 \times 0.60}{0.51 \times 0.35} \left[1 - e^{\frac{-0.51 \times 0.35}{0.60} Y} \right]$$

$$q_y = 2756.3 (1 - e^{-0.30Y}) \dots (1)$$

$$P_y = \frac{820 \times 0.60}{0.51} \left[1 - e^{\frac{-0.51 \times 0.35}{0.60} Y} \right]$$

$$P_y = 964.71 (1 - e^{-0.30Y}) \dots (2)$$

Luego dando los valores a "h" obtenemos la siguiente tabla (4) para valores de presión horizontal y vertical.

TABLA (4)

	Y_J (m)	P_y (Kg/m ²)	q_y (Kg/m ²)
CUERPO	0	0	0
	0.75	194.37	555.35
	1.50	349.58	998.81
	2.25	473.52	1,352.91
	3.00	572.49	1,635.67
	3.75	651.52	1,861.46
	4.50	714.62	2,041.76
	5.25	765.01	2,185.72
	6.00	805.24	2,300.69
TOLVA	6.25	816.77	2,333.61
	6.50	827.46	2,364.15
	6.80	839.27	2,397.90

Y_J = Altura considerada usando el método de Janssen:

P_y = Presión horizontal

q_y = Presión vertical

b) Según Reimbert:

El máximo empuje lateral es:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma' D}{4 \tan \phi'}$$

La abscisa características es:

$$C = \frac{D}{4 \tan \phi' \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)} - \frac{h}{3}$$

El empuje lateral unitario sobre las paredes a profundidad Y es:

$$P_y = P_{m\acute{a}x} \left[1 - \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-2} \right]$$

La presión vertical unitaria media sobre el fondo a profundidad y es:

$$q_y = \gamma \left[\gamma \left(\frac{y}{c} + 1 \right)^{-1} + \frac{h}{3} \right]$$

Siendo:

$$h = \frac{D}{2} \tan \phi$$

$$h = \frac{2.40}{2} \tan 29^\circ = 0.67 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{820 (2.40)}{4 \tan 27^\circ} = 965.60 \text{ Kgr/m}^2$$

$$C = \frac{2.40}{4 \tan 27^\circ \tan^2 \left(45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right)} = \frac{0.67}{2}$$

$$C = 3.06 \text{ m.}$$

Por consiguiente tendremos:

$$P_y = 965.60 \left[1 - \left(\frac{y}{3.06} + 1 \right)^{-2} \right] \dots (1)$$

$$q_y = 820 \left[\gamma \left(\frac{y}{3.06} + 1 \right)^{-1} + \frac{0.67}{3} \right] \dots (2)$$

Luego dando valores a "y" obtenemos la tabla (5), para valores de presión horizontal y vertical.

TABLA (5)

	Y_J (m)	Y_R (m)	P_y (Kg/m ²)	q_y (Kg/m ²)
CUERPO	0.67	0	0	183.13
	0.75	0.08	48.58	247.06
	1.50	0.83	368.10	718.52
	2.25	1.58	545.64	1,037.56
	3.00	2.33	654.38	1,267.82
	3.75	3.08	725.77	1,441.82
	4.50	3.83	775.14	1,577.94
	5.25	4.58	810.70	1,687.34
	6.00	5.33	837.16	1,770.18
TOIWA	6.25	5.58	844.48	1,803.66
	6.50	5.83	851.20	1,828.65
	6.80	6.13	858.54	1,856.84

Y_J = Altura considerada usando Janssen.

Y_R = Altura considerada usando Reimbert.

Haciendo una comparación de los resultados obtenidos en la tabla 4 y 5 respectivamente, se puede observar que las presiones horizontales no varían mucho y que sin embargo las verticales tienen variación significativa.

Adoptando un criterio conservador usaremos los valores obtenidos usando la fórmula de Janssen, para nuestros cálculos.

Efecto Dinámico

Se considera cuando se rompe el equilibrio estático y se produce un

aumento importante en los empujes sobre las paredes.

Este incremento se hace a través de un factor de corrección dinámica "Cd" que es mayor que la unidad, tal como lo mencionamos en el capítulo 2 Artículo 2.3.5 y lo representamos en la figura (18), considerando los factores de corrección de la tabla 3 y Ravenet.

- Cálculo del factor de corrección de Ravenet (Capítulo 11 - Art. 2.3.5) cuando $1 < H/D < 5$ se usa.

$$C_{dr} = 1.95 - 0.12 \left(5 - \frac{H}{D} \right)$$

$$C_{dr} = 1.95 - 0.12 \left(5 - \frac{6}{2.4} \right) = 1.65$$

	C_d (Tabla 3)	C_d (Revenet)
Zona 1	$C_d = 1.50$	$C_d = 1.65$
Zona 2	$C_d = 1.95$	$C_d = 1.65$
Zona 3	$C_d = 1.50$	$C_d = 1.65$
Tolva	$C_d = 1.25$	$C_d = 1.65$

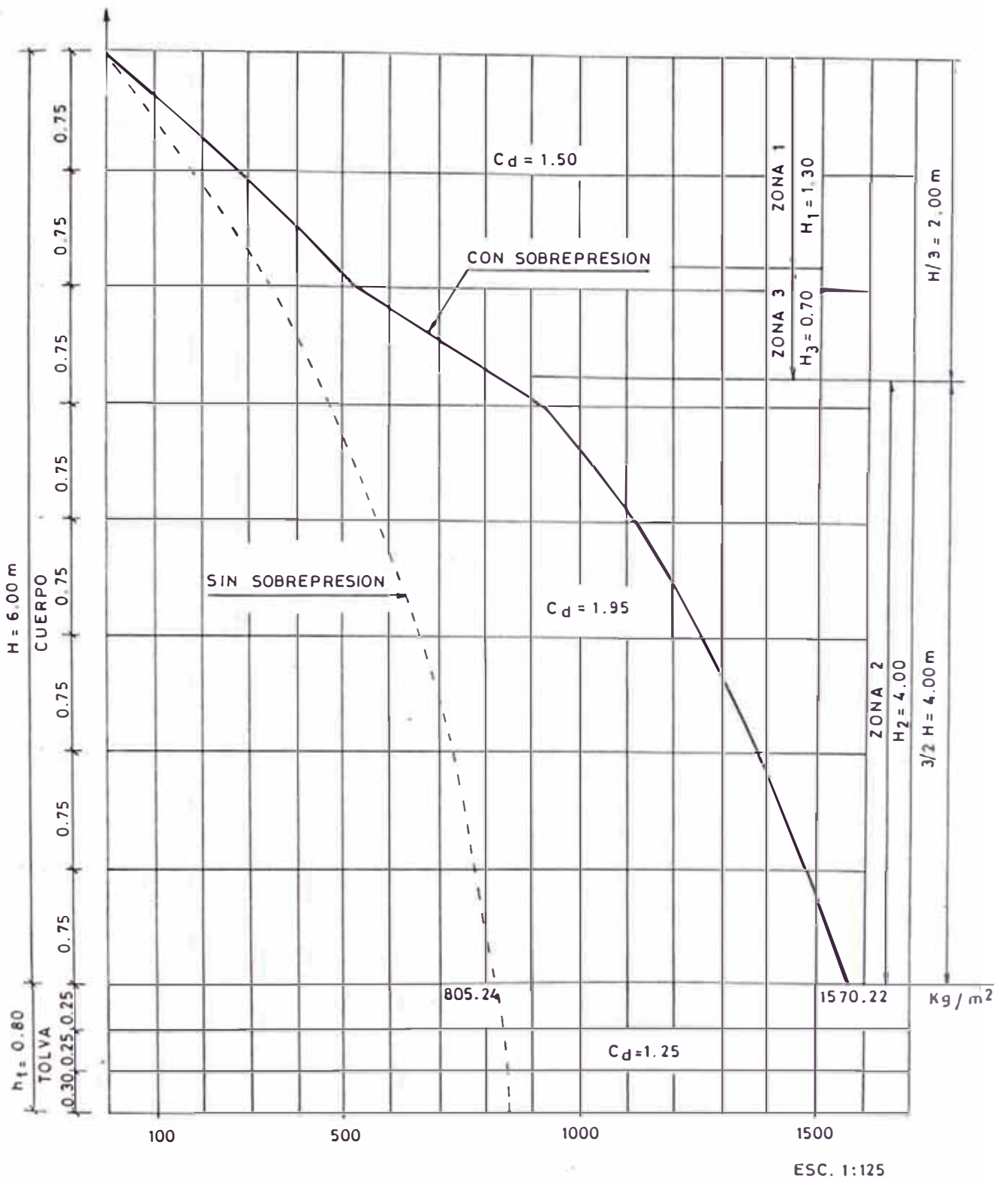


Fig. 18 VALORES QUE TOMA LA PRESION HORIZONTAL

Valores representados en la figura (18).

$$H_1 = D \tan \phi = 2.40 \tan 29^\circ = 1.30 \text{ m}$$

$$H_2 = \frac{2}{3}H = \frac{2}{3}(6) = 4.00 \text{ m}$$

$$H_3 = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2.00 \text{ m}$$

Haciendo una comparación entre los coeficientes de sobrepresión de la tabla 3 y de Ravenet vamos a tomar lo que según nuestro criterio (conservador) es mas lógico. Los valores de la tabla 3, lo cual nos da los siguientes resultados tabla (6).

TABLA (6)

Y (m)	P_y (Kg/m ²)	C_d	P_{yd} (Kg/m ²)
0	0	1.50	0
0.75	194.37	1.50	291.56
1.50	349.58	1.50	524.37
2.25	473.52	1.95	923.36
3.00	572.49	1.95	1,116.36
3.75	651.52	1.95	1,270.46
4.50	714.62	1.95	1,393.51
5.25	765.01	1.95	1,491.77
6.00	805.24	1.95	1,570.22
6.25	816.77	1.25	1,020.96
6.50	827.46	1.25	1,034.33
6.80	839.27	1.25	1,049.09

La tabla (6) también lo representamos en la figura (18).

4.2.2 Consideraciones para el Diseño:

Los resultados representados en la figura (18) la dividiremos en dos de 3 mts cada una (debido a que se comercializa comúnmente de las tablas de esta dimensión); de abajo hacia arriba y la haremos continua cada tres apoyos como mínimo para evitar problemas de deflexión, tal como lo indicamos en la figura (19)

La madera tiene medidas comerciales usadas comúnmente en pulgadas, para nuestros cálculos vamos a usar medidas reales dadas en cm. Ejemplo (1" x 4" equivalente a 2 x 9 en cm) referencia (1).

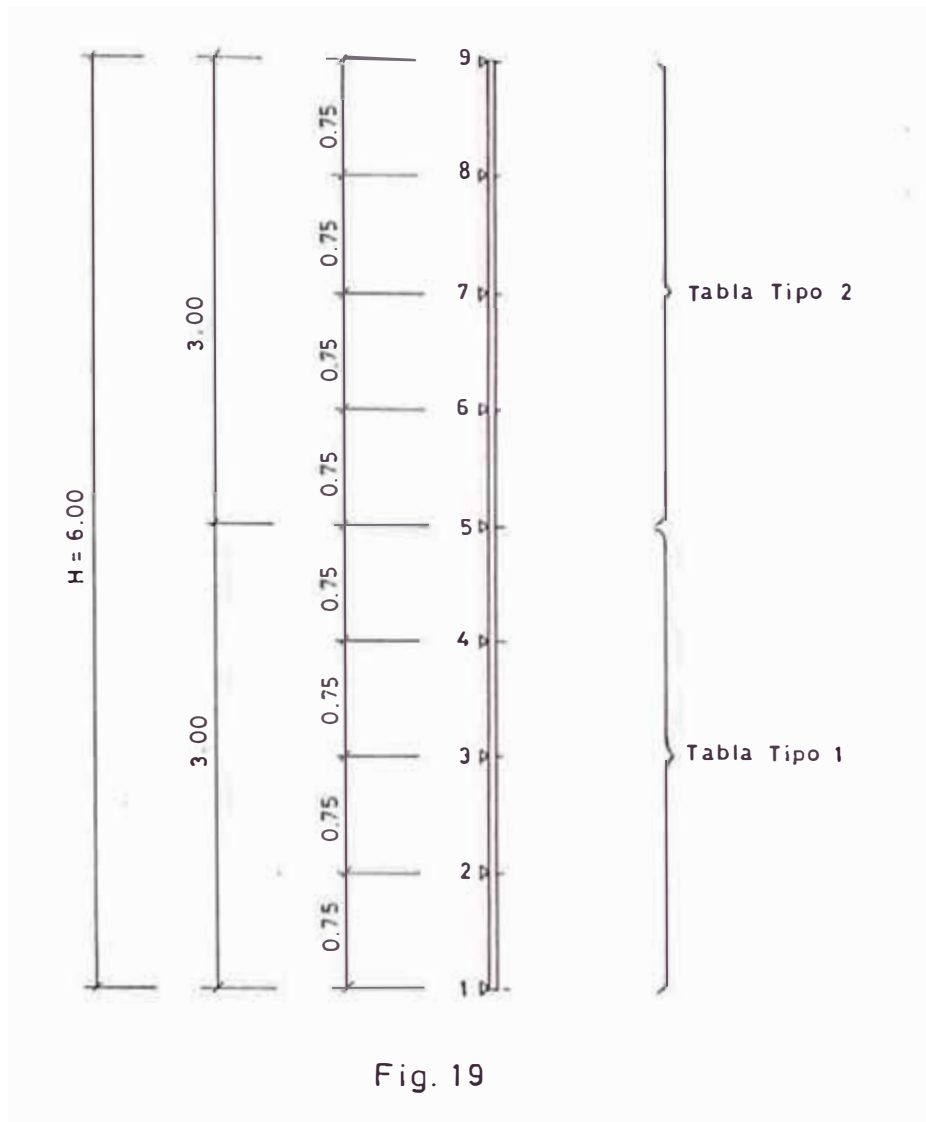
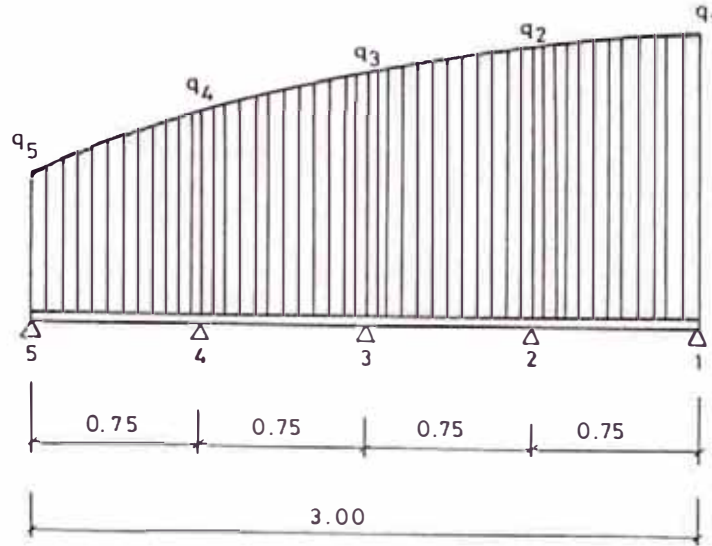


Fig. 19

4.2.3 Diseño de Elementos

A. Diseño de las tablas tipo

De la figura 18 podemos observar que son las tablas mas solicitadas de la estructura, haciendo el diagrama de cuerpo libre tendremos.



Como usaremos tablas de 4" (9 cm) de espesor podemos determinar las cargas actuantes en ella.

q_1	1570.22×0.09	141.32 Kgr/m
q_2	1491.77×0.09	134.26 "
q_3	1393.51×0.09	125.42
q_4	1270.46×0.09	114.34
q_5	1116.36×0.09	100.47 "

Para el diseño de las tablas por cada tramo, haremos una carga equivalente, usando los factores de deflexión según la

referencia (1).

$$K_{\Delta} = 0.50 \text{ (para carga triangular)}$$

Por consiguiente:

$$q_{\text{diseño}} = q_D = q_{l+1} + (q_1 - q_{l+1}) K_{\Delta}$$

1) Tablas en el tramo 1-2

1) Bases de Cálculo

a. Se usará madera del grupo B, en estado seco (CH < 30%)

b. Cargas a considerarse

$$q_D = q_2 + (q_1 - q_2) K_{\Delta}$$

$$q_D = 134.26 + (141.32 - 134.26) \times 0.5$$

$$q_D = 137.79 \text{ Kgr/m.}$$

c. De la tabla 8.1 de la referencia (1) caso (b) de los comentarios tenemos

$$\text{Para cargas totales } \Delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{200}$$

No consideramos deformaciones por sobrecarga debido al uso que se le va a dar a la estructura.

d) La tabla la consideramos apoyada simplemente con luz libre que la obtenemos del predimensionamiento gráficamente (figuras 16).

$$l = 0.75 - 0.09 = 0.66 \text{ m.}$$



2) Efectos Máximos

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (137.79)(0.66)^2 = 7.50 \text{ Kgr-m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (137.79)(0.66) = 45.47 \text{ Kgr}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad para entablados se usa el E_{promedio} y los los esfuerzos de corte y flexión pueden incrementarse en un 10% - de la tabla 13-1 y 13-2 obtenemos:

$$E_{\text{Prom}} = 100,000 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_m = 150 \text{ Kgr/cm}^2 + 10\% = 165 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_y = 12 \text{ " } + 10\% = 13.2 \text{ "}$$

$$f_{c1} = 28 \text{ " } + 10\% = 30.8 \text{ "}$$

4) Momento de Inercia necesario por limitación de deflexiones para una viga simplemente apoyada.

$$\Delta = \frac{5 W l^2}{384 E I} < \frac{l}{K}$$

Despejando I tenemos:

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E}$$

No se consideran deformaciones diferidas por consiguiente:

$$I > \frac{5 (137.79) (66)^3 (200)}{384 (100,000) \times 100} = 10.32 \text{ cm}^4$$

5) La deflexión controla el diseño por consiguiente no es necesario verificar la resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{7.50}{165} \times 100 = 4.54 \text{ cm}^3$$

De acuerdo a estos resultados para conservar las medidas del predimensionamiento necesitaríamos una sección de $1\frac{1}{2}'' \times 4''$ (3 x 9) según la tabla 13-1 de la referencia (1) tenemos:

$$1\frac{1}{2}'' \times 4'' (3 \times 9)$$

$$I_y = 20.2 \text{ cm}^4 > 10.32 \text{ cm}^4$$
$$Z_y = 13.5 \text{ cm}^3 > 4.54 \text{ cm}^3$$

Si usaremos tablas $1'' \times 4''$ que son

mas comerciales tendríamos un espaciamento entre tablas por deflexión:

$$\begin{aligned} \text{Tablas } 1'' \times 4'' (2 \times 9) \quad I_y &= 6.00 \text{ cm}^4 \\ Z_y &= 6.00 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{1 \times 384 \times E}{4WK}} = \sqrt[3]{\frac{6 \times 384 \times 100,000 \times 100}{5 \times 137.79 \times 200}}$$

$$l = 55.1 \text{ cm.}$$

Verificando la resistencia

$$Z > \frac{M}{f_m} = 4.54 \text{ cm}^3 < I_y = 6 \text{ cm}^3$$

¡Verifica!

Luego para uniformizar el diseño si usamos tabla 1" x 4" (2 x 9) tendríamos espaciamentos tabulados en la tabla (7), usando la formula:

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 EI \times 100}{5WK}}$$

Que controla deflexiones que manda en el diseño.

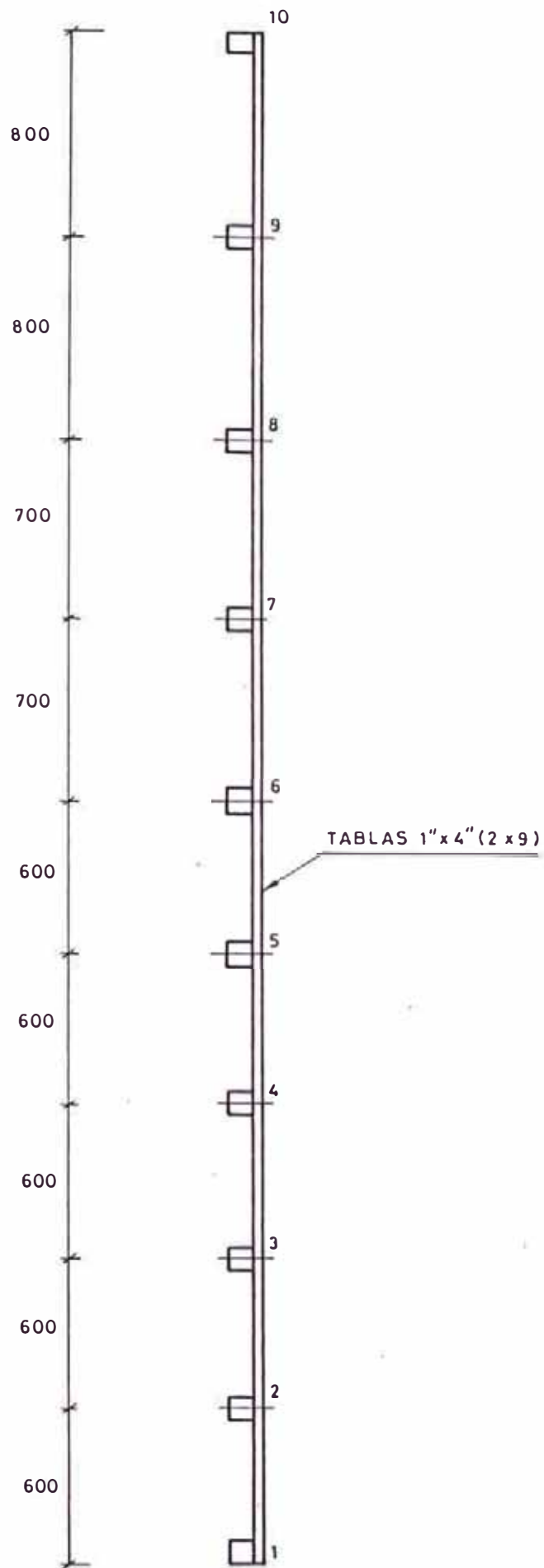


Fig. 20

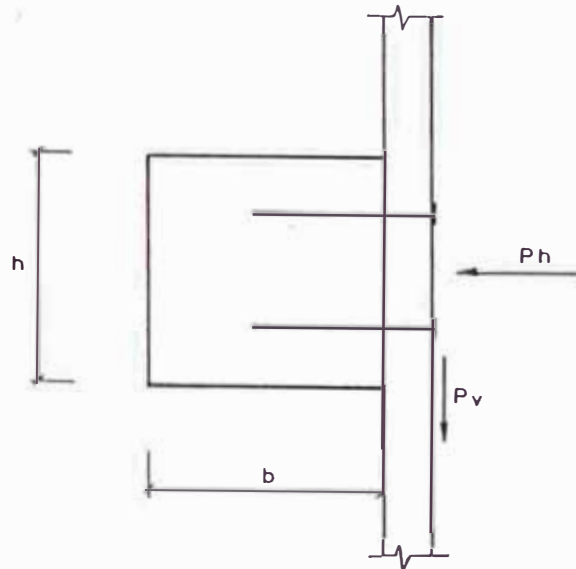
TABLA (7)

Tramo	q_D (Kg/m ²)	$l_{\text{cálculo}}$ (cm)
1-2	137.79	55.1
2-3	129.84	56.2
3-4	119.88	57.7
4-5	107.41	59.9
5-6	91.79	63.1
6-7	65.14	70.7
7-8	36.72	85.6
8-9	13.12	120.6

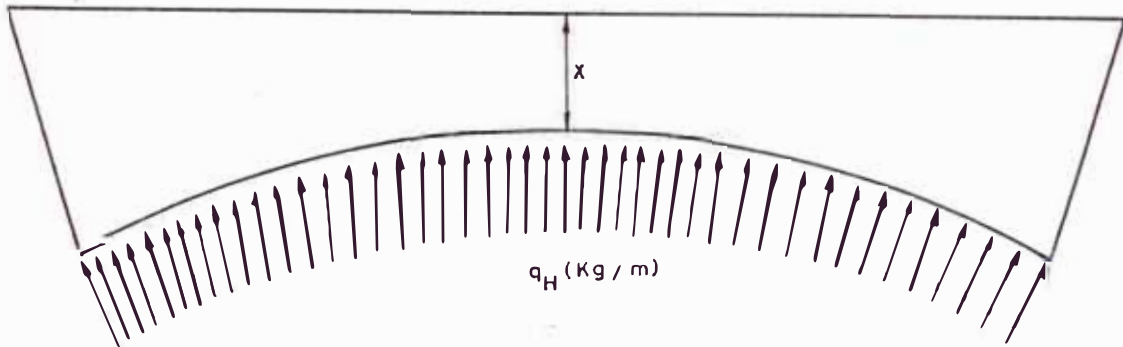
Tomando en consideración efectos de abrasión entre grano y pared y geometría damos los resultados en la figura (20) entre ejes de vigas anillo.

4.3 VIGAS ANILLO

- La presión vertical (P_v) fuera de fricción es transmitida por los clavos a la viga, la cual tendrá una altura "h", para que tome dicho esfuerzo.
- La presión horizontal (P_h) será resistida por la dimensión "b" para que no exista un desplazamiento (deflexión) en la dirección horizontal.



- Sección de una viga anillo en general:



Donde:

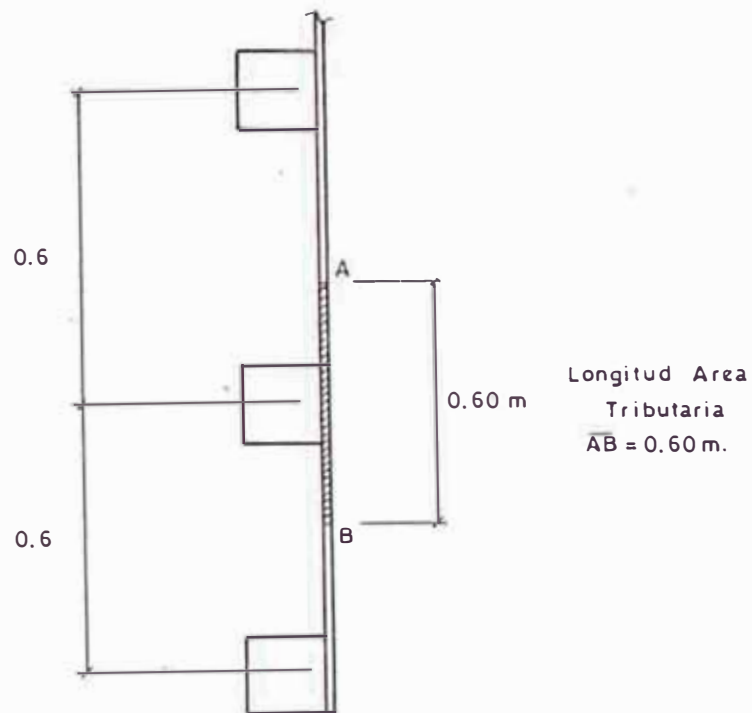
x = Sección crítica

q_H = Carga repartida actuante.

4.3.1 Análisis de Esfuerzos

En las figuras (21) visualizamos los esfuerzos actuantes ejercidos sobre las vigas anillo.

Haremos el análisis de la penúltima viga anillo y de acuerdo al resultado anterior tendremos:



Usando Janssen para obtener las presiones horizontales tenemos:

$$P_y = 964.71 (1 - e^{-0.30y})$$

Para:

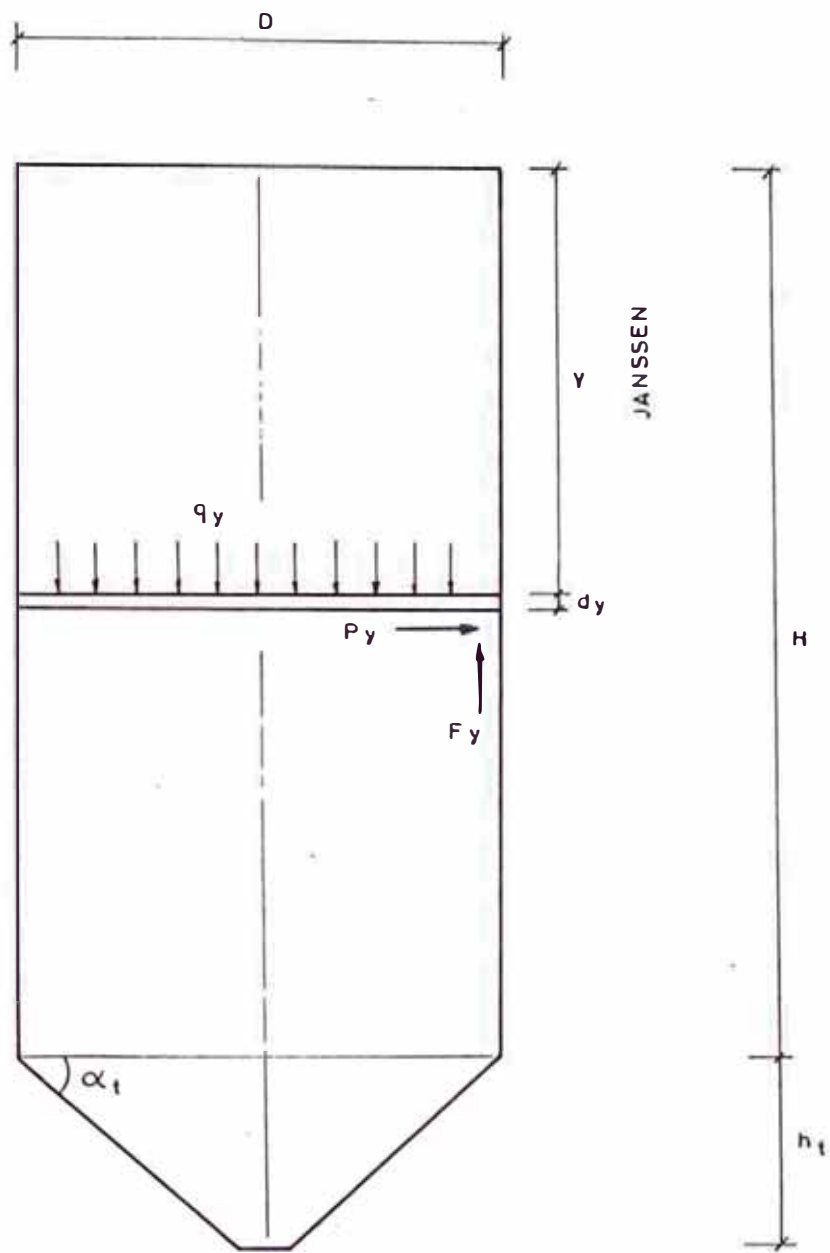


Fig. (21-A)

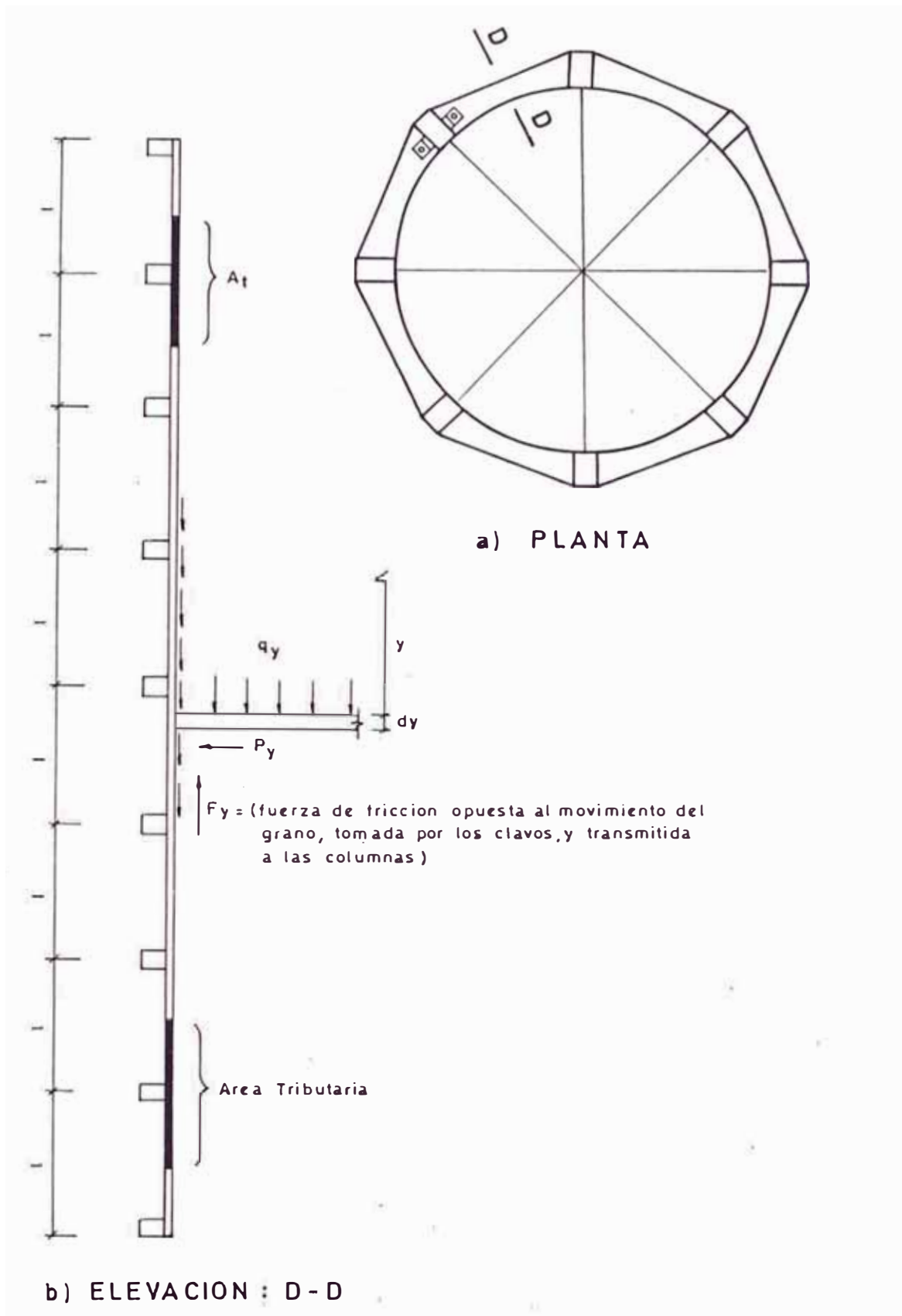


Fig. (21-B)

$$\begin{aligned} Y &= 5.10 \text{ m} & P_{yA} &= 755.82 \text{ Kgr/m}^2 \\ Y &= 5.70 \text{ m} & P_{yB} &= 790.23 \text{ Kgr/m}^2 \end{aligned}$$

Afectándole por el coeficiente de sobrepresión:

$$\begin{aligned} P_{yA} &= 755.82 \times 1.95 = 1,473.85 \text{ Kgr/m}^2 \\ P_{yB} &= 790.23 \times 1.95 = 1,540.95 \text{ Kgr/m}^2 \end{aligned}$$

Por consiguiente "q_H" carga repartida actuante será:

$$q_H = P_{yEq} \times l_{AB}$$

Donde:

$$P_{yEq} = 1,473.85 + (1,540.95 - 1,473.85) \times 0.5$$

$$P_{yEq} = 1,507.40 \text{ Kgr/m}^2$$

Por consiguiente:

$$q_H = 1,507.40 \times 0.60 = 904.44 \text{ Kgr/m}$$

4.3.2 Diseño de Elementos

Para hacer el diseño, primero determinaremos las condiciones geométricas, de la figura (22).

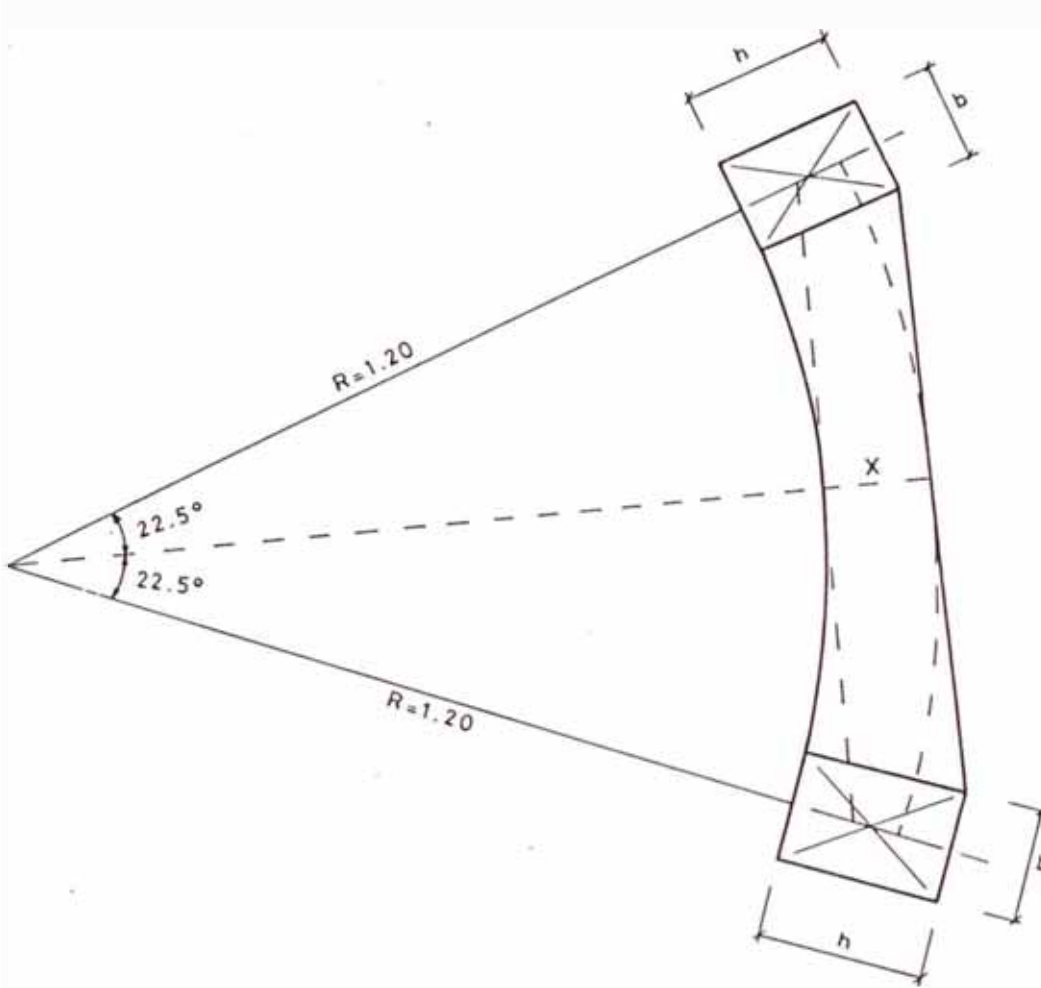
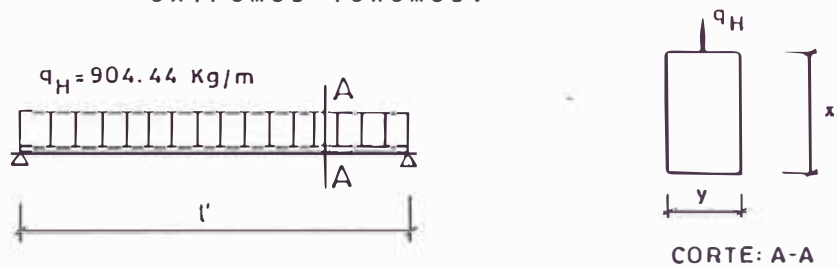


Fig. 22

A) Cálculo de Espesor Mínimo "X"

Suponiéndola como una viga rectangular de dimensiones (x, y) , actuando un esfuerzo " q_H " y apoyada en sus extremos tenemos:



Cálculando l (longitud de viga anillo) tenemos: de la figura (22).

$$\text{sen } 22^\circ.5 = \frac{l/2}{1.20} \Rightarrow l = 0.92 \text{ m.}$$

Asumiendo que la columna es de 9 cm de ancho tenemos que:

$$l' = 0.92 - \underbrace{0.09}_{2(\frac{1}{2} \text{ columna})} = 0.83 \text{ m.}$$

1) Bases de cálculo:

a. Madera del grupo B (CH 30%)

b. $q_{\text{Diseño}} = 904.44 \text{ Kgr/m.}$

c. $\Delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{200}$

d. $l' = 83 \text{ cm}$ (Viga simplemente apoyada)

2) Efectos Máximos:

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (904.44)(0.83)^2 = 77.88 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} W L = \frac{1}{2} (904.44)(0.83) = 375.34 \text{ Kgr.}$$

3) Esfuerzos admisibles sin ninguna modificación de la tabla 13-2 referencia (1).

$$E_{mfn} = 75,000 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_m = 150 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_y = 12 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{c1} = 28 \text{ Kgr/cm}^2$$

4) Momento de inercia I (necesario por deflexión).

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E}$$

$$I > \frac{5(904.44)(83)^3 200}{384 \times 75,000 \times 100} = 179.57 \text{ cm}^4$$

5) Módulo de sección Z , necesaria por resistencia:

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{77.88 \times 100}{150} = 51.92 \text{ cm}^3$$

6) De la tabla 13-1 seleccionamos la sección

3" x 4" (6.5 x 9)

$$I_x = 394.9 \text{ cm}^4 > I = 179.57 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 87.7 \text{ cm}^3 > Z = 51.92 \text{ cm}^3$$

¡Verifica!

7) Verificación del esfuerzo cortante:

$$V_h = V_{\text{máx}} \cdot W_h =$$

$$V_h = 375.34 \cdot 905.44 \cdot 0.09$$

$$V_h = 293.94 \text{ Kgr}$$

Esfuerzo cortante actuante:

$$\tau = \frac{1.5 V_h}{b \times h} = \frac{1.5 \times 293.94}{6.5 \times 9} = 7.54 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\tau_{\text{Actuante}} = 7.54 \text{ Kgr/cm}^2 < \tau_{\text{ADM}} = 12 \text{ Kgr/cm}^2$$

8) Verificación de la estabilidad lateral

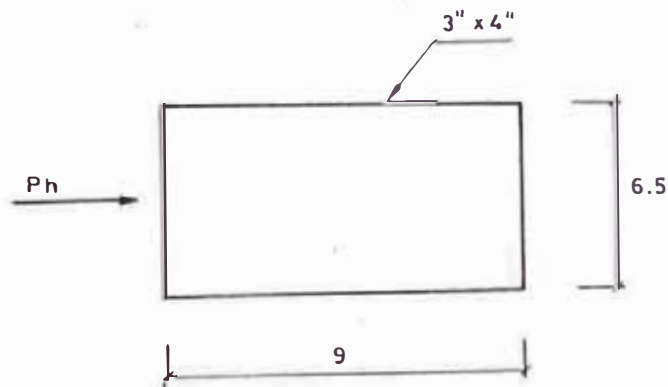
$$\frac{h}{b} = \frac{9}{6.5} = 1.38$$

De la tabla 8.6 referencia (1)

no necesita apoyo lateral.

Lo que implica usar vigas anillo

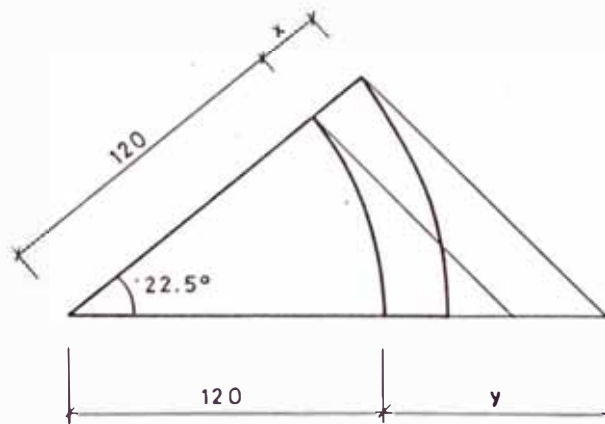
3" x 4" en su sección crítica.



$$X_{\min} = 9 \text{ cm.}$$

B) Cálculo de la Dimensión "h" de Columna.

Como hemos calculado $X_{\min} = 9 \text{ cm.}$ hallaremos la dimensión "h" de la columna por consideración geométrica para su construcción.



$$\frac{120 + x}{120 + y} = \cos 22.5^\circ \Rightarrow 120 + y =$$

$$(120 + x) \sec 22.5$$

$$\therefore y = 19.63 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow h = \text{dimensión mayor de columna} = 19 \text{ cm}$$

Nuestra columna será:

$$(9 \times 19) = 4" \times 8"$$

- Predimensionamiento por condiciones geométricas y de construcción prácticas con cargo a verificar mas adelante.

C) Verificación de la Viga Anillo para Efectos de Presión Vertical Transmitidas por Fricción.

- Las paredes de los silos soportan cargas verticales debido a fricción existente entre el material almacenado y paredes.

- Según la referencia (6) la carga estática total de fricción F_y es igual:

$$F_y = \frac{\gamma' YA}{L} - \frac{0.80 q_y A}{L} \quad \text{---} \quad (\alpha)$$

Donde:

γ' = Peso específico del material almacenado

y = Altura considerada

A = Area a la altura considerada

q_y = Carga vertical a la altura considerada.

L = Longitud del area de influencia.

- Formula usada solo para el método de Janssen considerando el llenado del silo.

- Hallando el factor (1):

$$\gamma = 820 \text{ Kgr/m}^3$$

$$Y = 5.70 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$L = 2\pi \frac{D}{2} = \pi D$$

$$\gamma_y \left(\frac{A}{L} \right) = 820 \times 5.70 \left(\frac{\pi D^2}{4 \pi D} \right) = 820 \times 5.70 \times \frac{(2.40)}{4}$$

$$\gamma_y \left(\frac{A}{L} \right) = 2,804.40 \text{ Kgr/m}$$

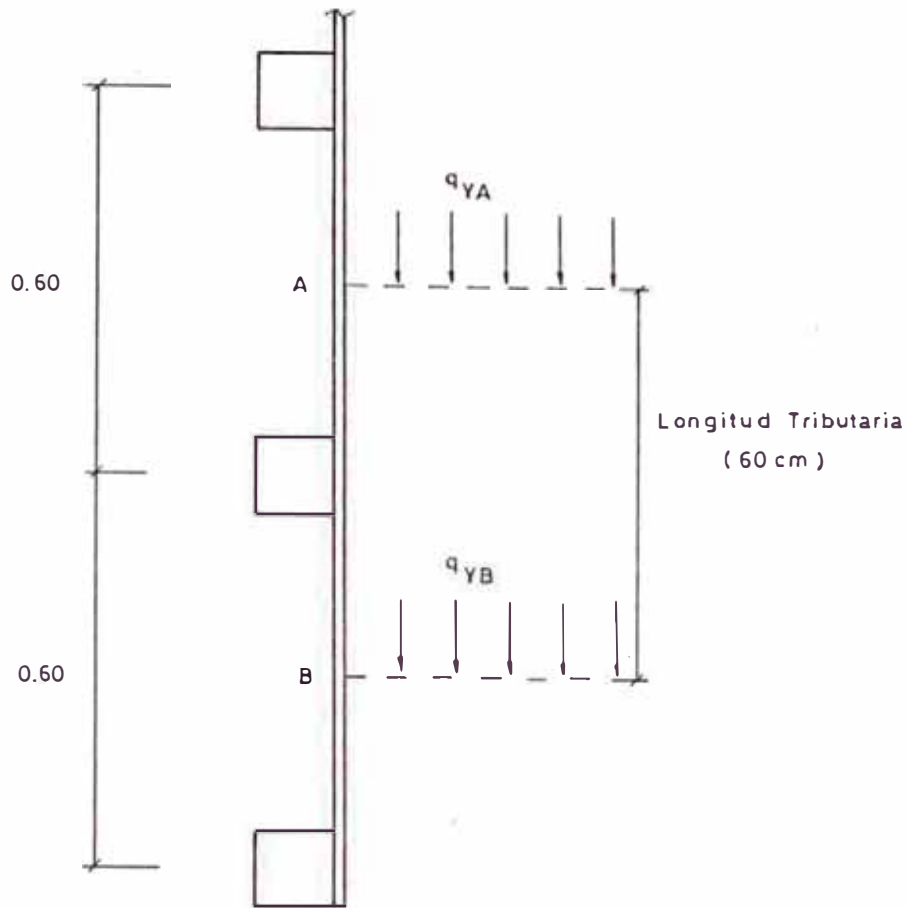
- Hallando el factor (2):

$$0.80 q_y \frac{A}{L} =$$

Cálculo de q_y :

Como es una carga estática se considera la presión vertical, sin el coeficiente de sobrepresión, usando Janssen tenemos:

$$P_y = q_y = 2,756.3(1 - e^{-0.30Y})$$



Hallan valores en A y B para obtener una presión vertical de diseño tenemos:

$$y = 5.10 \text{ m} \quad q_{yA} = 2,159.5 \text{ Kgr/m}^2$$

$$y = 5.70 \text{ m} \quad q_{yB} = 2,257.8 \text{ Kgr/m}^2$$

Usando el mismo criterio que en casos anteriores la carga equivalente será:

$$q_y = 2,159.5 + (2,257.8 - 2,159.5) \times 0.5$$

$$q_y = 2,208.7 \text{ Kgr/m}^2$$

Por consiguiente el factor (2) será:

$$0.80 q \frac{A}{yL} = 0.8 \times 2,208.7 \frac{\pi (2.4)^2}{4 \pi (2.4)} = 1,060.20 \text{ Kgr/m}$$

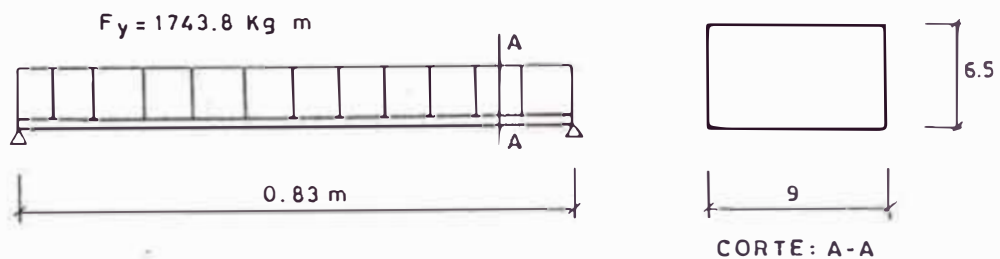
Luego reemplazando en (α) tenemos:

$$F_y = 2,804.40 - 1,060.20 = 1,743.8$$

$$\therefore F_y = 1,743.80 \text{ Krg/m}$$

Esta fuerza de fricción será tomada por los clavos, para ser transmitida a las vigas anillo y esta a su vez a las columnas.

Luego ya que hemos determinado la fuerza de fricción actuante, y conociendo la dimensión anteriormente diseñada pasamos a verificar la sección.



Se esta usando vigas 3" x 4" (6.5 x 9)

$$I_x = 394.9 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 206.0 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 87.7 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 63.4 \text{ cm}^3$$

2) Efectos Máximos:

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (1,743.8) (0.83)^2 = 180.92 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (1,743.8) (0.83) = 723.68 \text{ Kgr.}$$

3) Momento de Inercia necesaria por deflexión

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E} = \frac{5 (1,743.8) (83)^3 200}{384 \times 75,000 \times 100} = 346.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{actuante}} = 346.21 \text{ cm}^4 > I_{\text{ADM}} = 206 \text{ cm}^4$$

¡No Verifica!

Lo que implica incrementar el peralte en la dirección y, por consiguiente usamos la sección 4" x 4".

De la tabla 13-1.

4" x 4" (9 x 9)

$$I_x = I_y = 546.7 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = Z_y = 121.5 \text{ cm}^3$$

Lo cual verifica la sección por deflexión

$$I_{\text{ADM}_y} = 546.7 \text{ cm}^4 > I_{\text{Act}} = 346.21 \text{ cm}^4$$

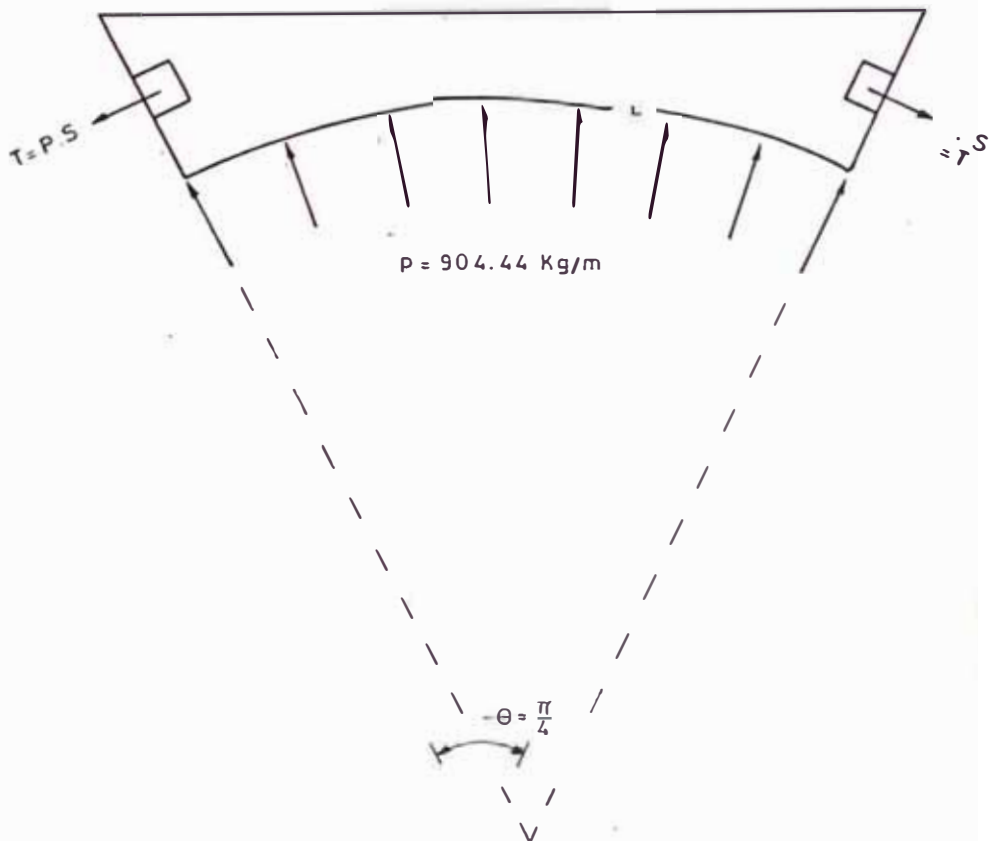
Verificando la resistencia tenemos:

$$Z_y > \frac{M}{f_m} = \frac{180.92 \times 100}{150} = 120.61 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 120.61 \text{ cm}^3 \approx Z_{y_{ADM}} = 121.5 \text{ cm}^3$$

¡Verifica!

D) Verificación del Elemento a Flexo-Tracción



- Cálculo de S:

$$S = \theta R = \frac{\pi}{4} \times R = 1.20 \times \frac{\pi}{4}$$

- Consiguiente T será:

$$T = PS = 1.20 \times \frac{\pi}{4} \times 904.44$$

$$T = 852.42 \text{ Kgr.}$$

- De la referencia (1) para elementos a flexo-tracción

$$\frac{N}{N_{ADM}} + \frac{|M|}{Z_{fm}} < 1$$

Donde:

$$N = T = 852.42 \text{ Kgrs}$$

$$N_{ADM} = f_t \times A$$

$$f_t = \text{Esfuerzo de tracción paralelo a la fibra} = 105 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ (tabla 9-2).}$$

$$A = \text{Area crítica transversal.}$$

$$N_{ADM} = 105 \times 9 \times 9 = 8,505 \text{ Kgrs.}$$

$$M = \text{Momento flector máximo de elemento}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (904.44) (83)^2 = 77.9 \text{ Kg/m}$$

$$Z = \text{Módulo de sección con respecto al eje alrededor al cual se produce la flexión.}$$

$$Z = 121.5 \text{ Km}^3$$

$$f_m = \text{Resistencia a la flexión} = 150 \text{ Kgr/cm}^2$$

- Reemplazando valores tenemos:

$$\frac{852.42}{8,505} + \frac{77.9 \times 100}{121.5 \times 150} = 0.10 + 0.43 = 0.53$$

$$\Rightarrow 0.53 < 1$$

- Verifica con amplio margen, ya que el segundo término no toma en cuenta un factor de amplificación de momento por la presencia de la carga axial, ya que la carga de tracción estabiliza el elemento.

E) Diseño de los Clavos:

1. Los clavos transmiten la fuerza de fricción a las vigas anillo y esta a su vez a las columnas, el diseño es como sigue:

a. Se usará madera del grupo B en condición verde.

b. Tracción en la unión clavada

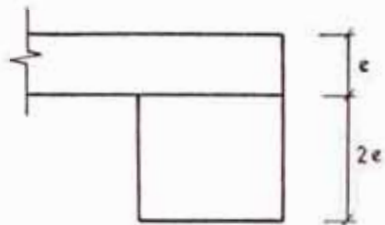
Usando tablas 1" x 4" (2 x 9) tendremos la carga actuante por tabla. $P = F_y \times b$

$$P = 1,743.8 \text{ Kgr/m} \times 0.09 \text{ m} = 156.94 \text{ Kgrs.}$$

Sometido a simple cizallamiento, los elementos de apoyo cargados perpendicularmente al grano.

2) Selección de Clavos:

Criterio de selección



Longitud Mínima de Penetración Total
 $l_{mín} = 3e$
si usamos tablas de
 $e = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

Entonces:

$$l_{mín} = 3(20) = 60 \text{ mm}$$

3) Por consiguiente usaremos clavos $2\frac{1}{2}$ " , y tomando el diámetro promedio, de la tabla 12-1 determinamos la carga admisible.

Clavo $2\frac{1}{2}$ "

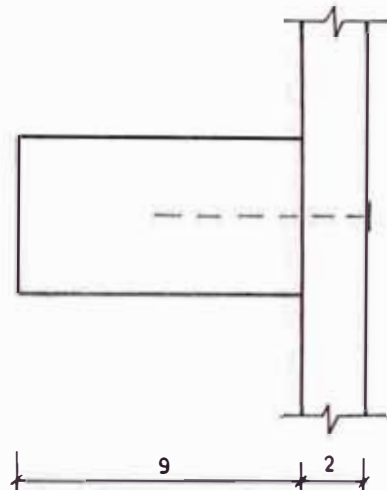
$$l = 63 \text{ mm}$$

$$d = 3.3 \text{ mm}$$

Carga admisible = 42 Kgrs (por clavo)

4) Como las piezas la consideramos en condición verde no modificamos la carga admisible.

5) Verificación de espesores y longitudes de penetración.



Ancho de la tabla

$$b = 20 \text{ mm} > 6d = 6(3.3) = 19.8 \text{ mm}$$

Penetración mínima $> 11d$

$$11d = 11(3.3) = 36.3 \text{ mm}$$

Para nuestro caso la penetración

$$63 - 20 = 43 \text{ mm}$$

$$\therefore 43 \text{ mm} > 36.3 \text{ mm}$$

¡Verifica!

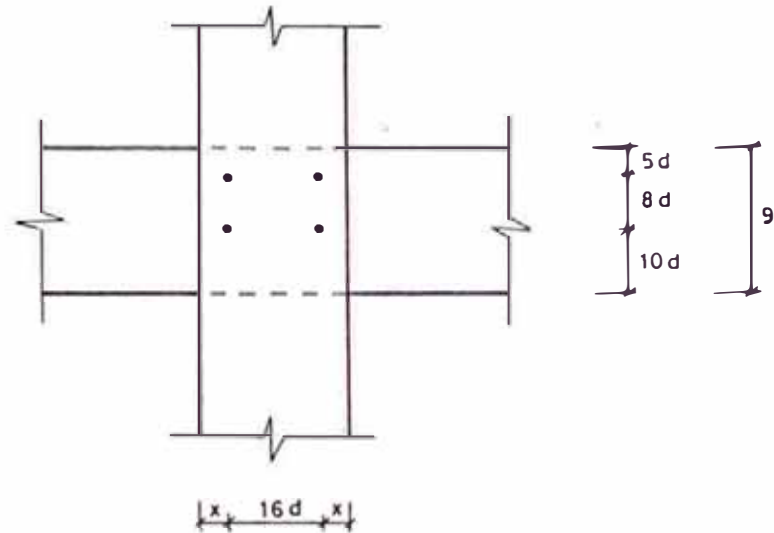
6) Determinación del número de clavos.

$$n = \frac{V_{\text{máx}}}{P_{\text{ADM}}} = \frac{156.94}{42} = 3.64$$

∴ Usaremos 4 clavos

Ubicación de clavos

Según la sección 12.1.3 de la referencia
(1) tabla 12.3 cargas perpendiculares al grano.



Vertical

$$5d = 5(3.3) = 16.5$$

$$8d = 8(3.3) = 26.4$$

$$10d = 10(3.3) = \frac{33.0}{75.90} < 90 \text{ mm}$$

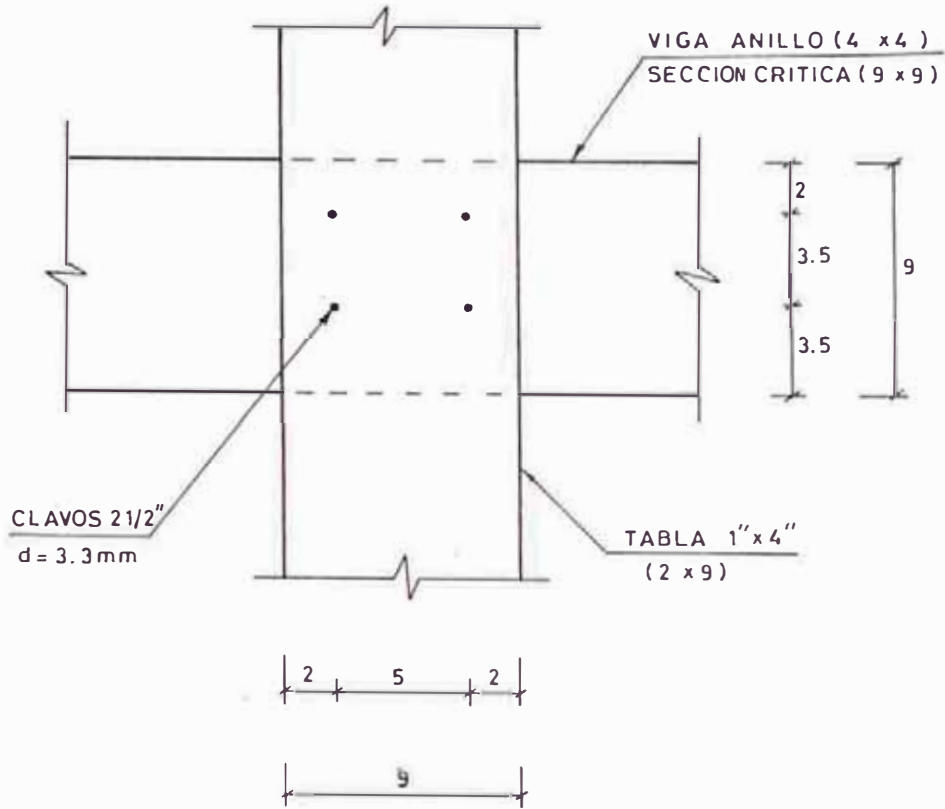
¡ Conforme !

Horizontal

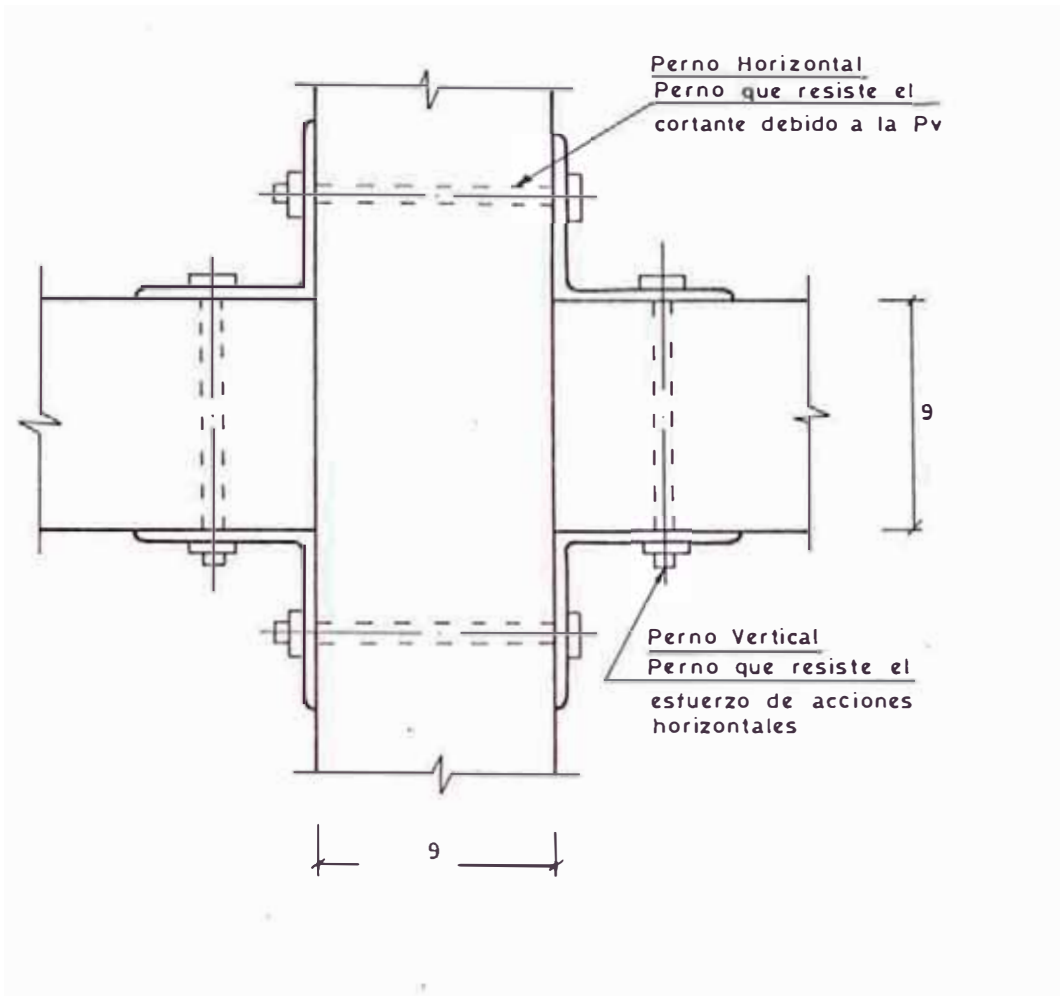
$$16d = 16(3.3) = 52.8$$

$$x = \frac{90 - 50}{2} = 20 \text{ mm}$$

Luego la unión tabla - viga anillo será:



E) Diseño de la Conexión Viga-Anillo-Columna



A) Perno Horizontal

Este perno resiste la acción cortante que transmiten las tablas a las columnas y debe ser lo suficiente resistente a la acción de corte debido a la presión horizontal que es transmitido por la pletina.

- Para el caso de la penúltima viga anillo.

$$V_{\text{máx}} = 723.68 \text{ Kgrs}$$

Diseño:

1) Bases de cálculo

- a. Madera del grupo B
- b. Carga actuante tracción = 723.68 Krs.
paralela al grano.
- c. Diámetro del perno

Criterio de selección:

$$\frac{l}{d} \approx 7 \Rightarrow d = \frac{l}{7} = \frac{9}{7} = 1.27 \text{ cm.}$$

Por consiguiente usaremos:

$$\phi = 1.27 \text{ cm} \Rightarrow \phi \frac{1}{2}''$$

2) Carga admisible por perno.

Perno sometido a doble cizallamiento.

- a. Elemento central $l = 9$ cm (pletinas metálicas).
- b. De la tabla 12.7

Para $l = 9$ cm

$$\phi = \frac{1}{2}''$$

$$\frac{l}{d} = 7.1 \quad \text{Grupo B} \quad P = 835 \text{ Kg}$$

$$Q = 326 \text{ Kg}$$

Tomaremos P por ser la carga paralela al grano y por usar pletinas incrementamos a P en 1.25 por consiguiente:

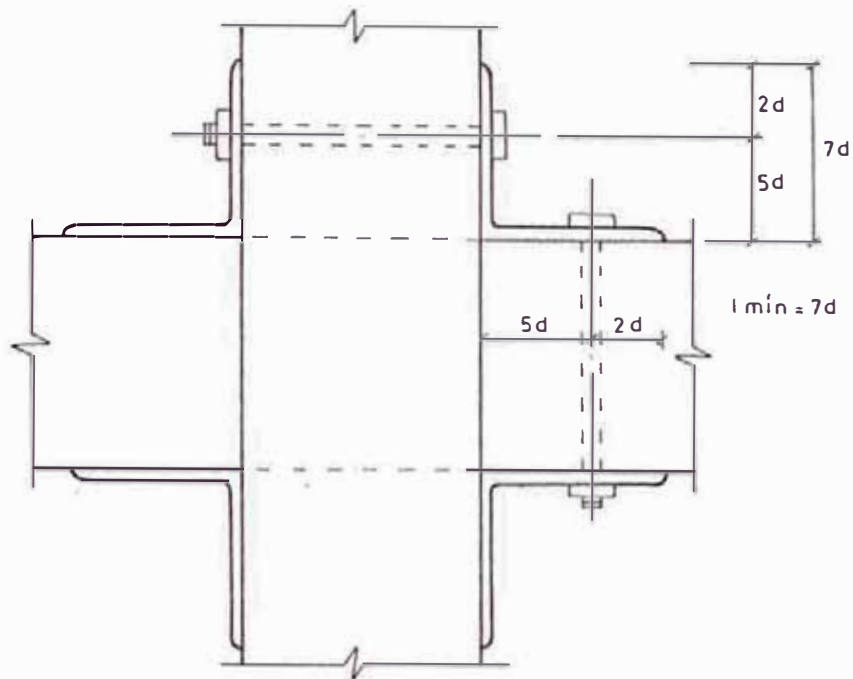
$$P_{ADM} = 835 \times 1.25 = 1,043.75 \text{ Kgrs.}$$

3) Número de pernos

$$N. \text{Pernos} = \frac{T}{P_{ADM}} = \frac{723.68}{1,043.75} = 0.7$$

∴ Usar 1 perno $\phi \frac{1}{2}$ "

Ubicación del perno



Como es un solo perno solamente deberá cumplir el requisito de distancia en los bordes.

Elementos a tracción (Tabla 12.9)

$$5d \wedge 2d$$

$$l_{mín} = 2.4 \cdot 5d = 7d = 7(1.27) = 8.89 \text{ cm}$$

∴ Usaremos $l = 9 \text{ cm}$.

- Diseño de la Platina

Usaremos la siguiente formula obtenida de la referencia (10) para calcular espesor de platinas para empalmes con madera.

$$t = \frac{P}{ns [d - h_h (D + 1.6)]}$$

Donde:

t = Espesor de la placa en centímetros

P = Carga en Kgrs.

n = Número de placas

s = Esfuerzo unitario permisible del metal en Kg/cm²

d = Peralte del miembro principal en cm.

h_h = Número de agujeros en la sección crítica.

D = Diámetro del perno.

Entonces:

$$t = \frac{723.68}{2 \times 1400 [9 - 1 (1.27 + 1.6)]}$$

$$t = 0.04 \text{ cm} < 1/16" = 0.06 \text{ cm}$$

∴ Usaremos

$$\phi_s \quad 80 \times 80 \times 3/16"$$

$$3/16" \approx 0.48 \text{ cm.}$$

- Para seleccionar la platina le incrementamos $2/16''$ adicionales. Se ha tomado consideraciones de expuestos a la interperle $1/16''$ y $1/16''$ por margen de seguridad. (Por no existir experiencias en nuestro medio con este tipo de estructuras).

B) Perno Vertical

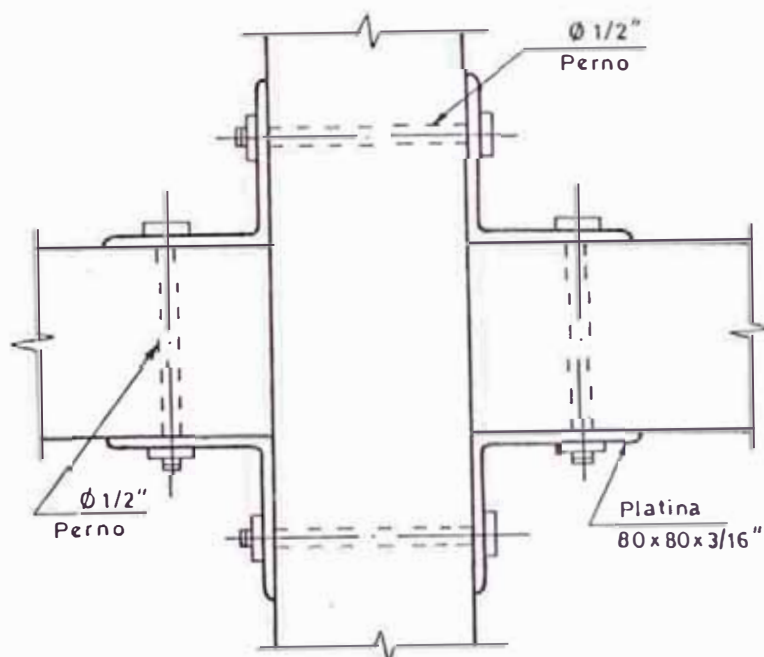
Para el caso de la penúltima viga anillo.

$$V_{\text{máx}} = 375.34$$

No hacemos cálculo por ser el esfuerzo menor que para el perno horizontal.

∴ Usar perno $\phi \frac{1}{2}''$

Platinas \times_s $80 \times 80 \times 3/16''$



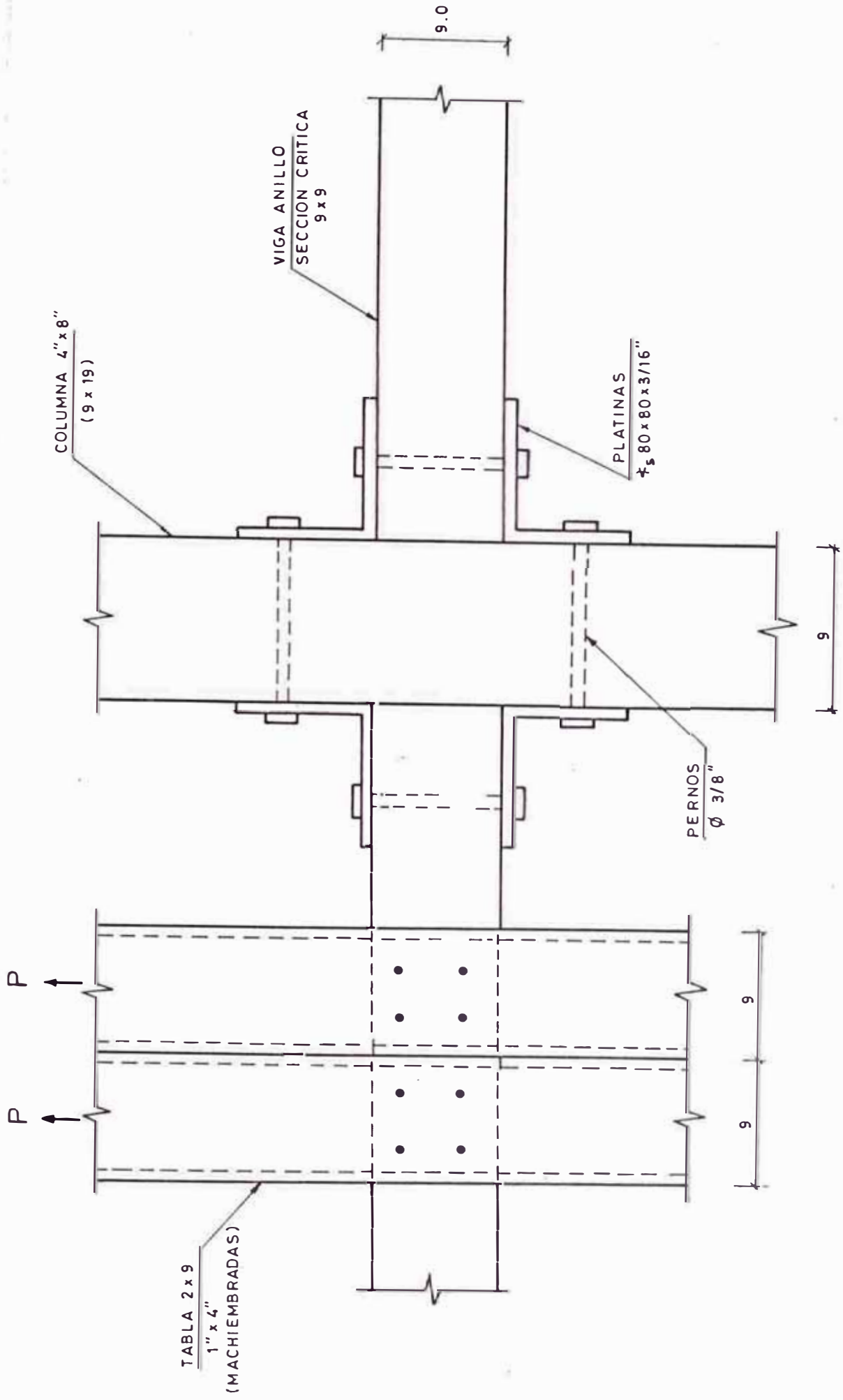


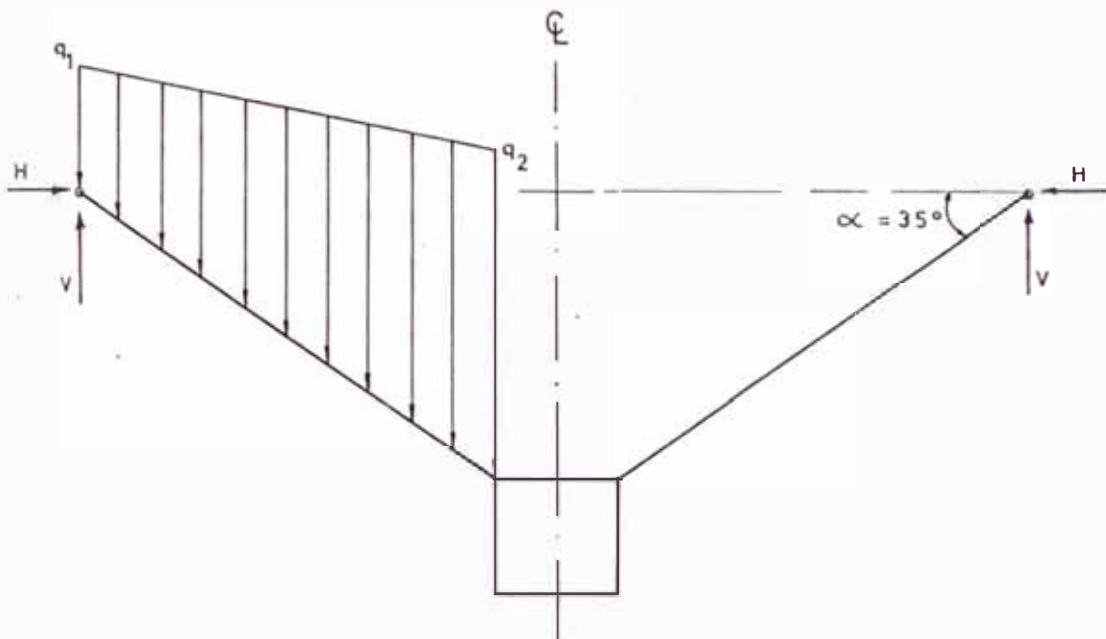
Fig. 23 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de el diseño de vigas anillos y elementos lo presentamos en la figura (23).

4.4 TOLVA

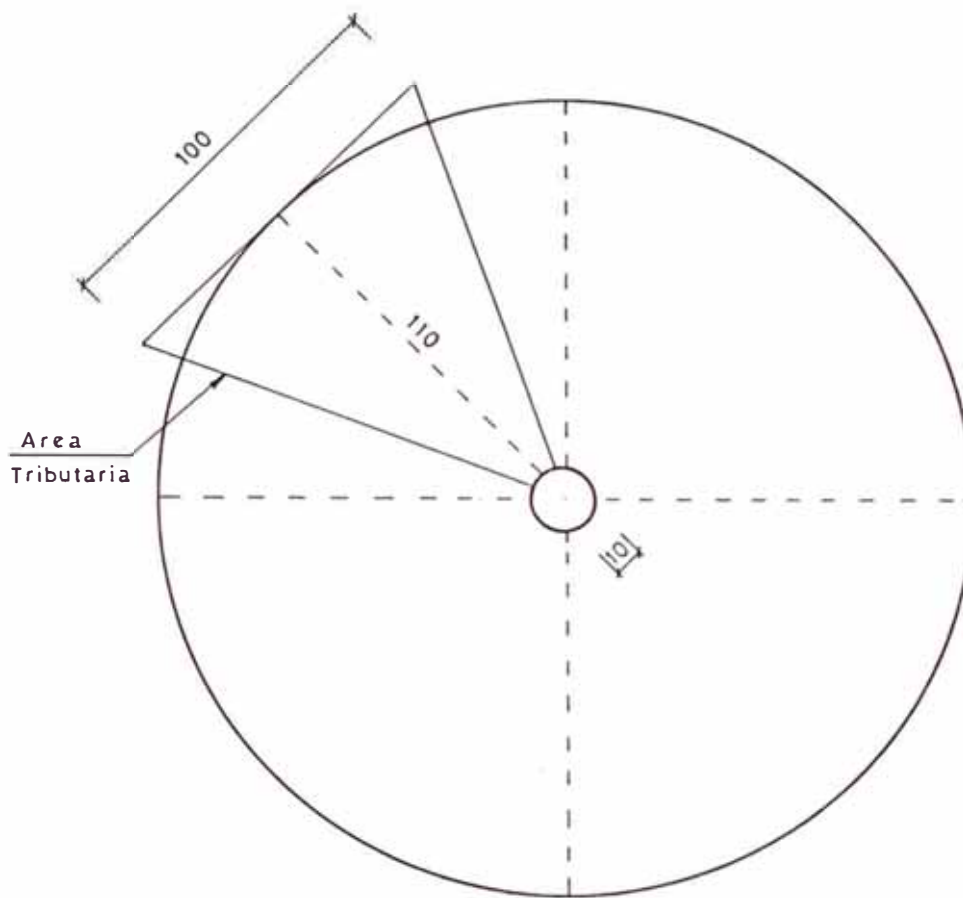
Considerando como el elemento más importante de la estructura.

4.4.1 Análisis de Esfuerzos



- Cálculo de q_1 y q_2 :

Los valores aquí expuestos lo hemos obtenido de los gráficos del predimensionamiento figuras (16), geoméricamente.

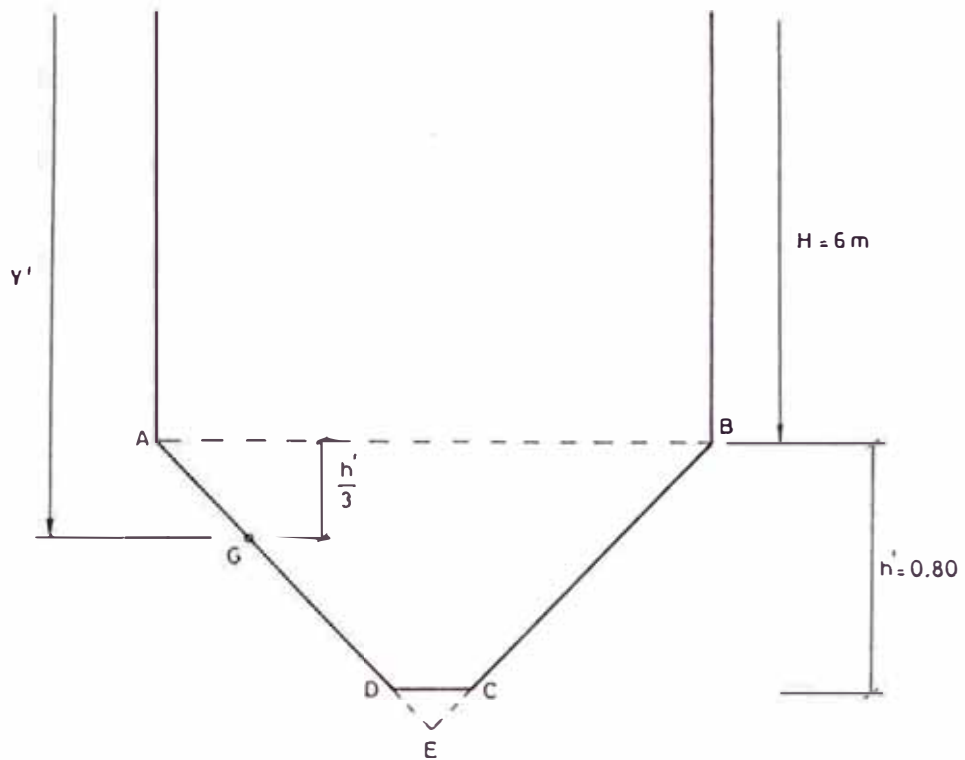


$$A_{\text{tributaria}} = \left(\frac{1.00 + 0.10}{2} \right) \times 1.10 = 0.605 \text{ m}^2$$

Proyectada

$$A_{\text{T real}} = \frac{0.605}{\cos 35^\circ} = 0.74 \text{ m}^2$$

- Para su análisis usaremos el procedimiento de la referencia (4) da resultados ligeramente en exceso.



- Cargas a considerarse:

1. Presión vertical ejercida por la materia ensilada en el borde interior de las paredes verticales.
2. Peso de la materia ensilada que llena la tolva.
3. Peso propio de la tolva, mas los aparatos fijados a ella.

Las paredes estan sometidas a tensiones derivadas según las líneas de nivel y las líneas de máxima pendiente de sus caras (4).

1. Presiones debidas a la materia ensilada

$$Y' = Y + \frac{h'}{3} = 6.00 + \frac{0.80}{3} = 6.27$$

Hallamos las presiones tanto vertical (q_y) como horizontal (P_y), debidas a la materia ensilada, como si fuera vertical hasta G

Usando Janssen tenemos que:

$$q_y = 2,756.3 (1 - e^{-0.30y})$$

$$P_y = 964.71 (1 - e^{-0.30y})$$

Para: $h = y' = 6.27 \text{ m}$

$$q_y = 2,336.14 \text{ Kgr/m}^2$$

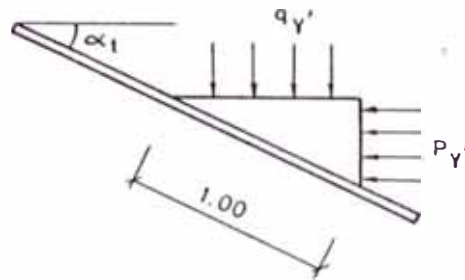
$$P_y = 817.65 \text{ Kgr/m}^2$$

Afectandole por el coeficiente de sobre presión $C_d = 1.25$ tenemos:

$$q_y = 2,336.14 \times 1.25 = 2,920.20 \text{ Kgr/m}^2$$

$$P_y = 817.65 \times 1.25 = 1,022.10 \text{ Kgr/m}^2$$

Considerando la inclinación $\alpha_t = 35^\circ$ tenemos:



$$P'_{y'} = P_y \operatorname{sen} \alpha_1 = 1,022.10 \times \operatorname{sen} 35^\circ = 586.25 \text{ Kgr/m}^2$$

$$q'_{y'} = q_y \operatorname{cos} \alpha_1 = 2,920.20 \times \operatorname{cos} 35^\circ = 2,392.10 \text{ Kgr/m}^2$$

2. Peso de la materia que llena la tolva, peso de la tolva, más aparatos fijados a ella será:

- Peso de la materia que llena la tolva = P_1

$$P_1 = \rho \times V = 820 \times \frac{1}{3} \pi \frac{D^2}{4} \times 0.80$$

$$P_1 = 8.20 \times 1.21 = 992.20 \text{ Kgrs.}$$

- Peso de la tolva, más aparatos fijados a ella =

$$= P_2 \text{ (metrado de cargas).}$$

$$P_2 = 360.00 \text{ Kgrs.}$$

Por consiguiente:

$$P = P_1 + P_2 = 992.20 + 360.00$$

$$P = 1,352.20 \text{ Kgrs.}$$

Hallando la superficie sobre la que actúa la carga P calculado tenemos:

$$S = 8 \times A_{\text{real}} = 8 \times 0.74 = 5.92 \text{ m}^2$$

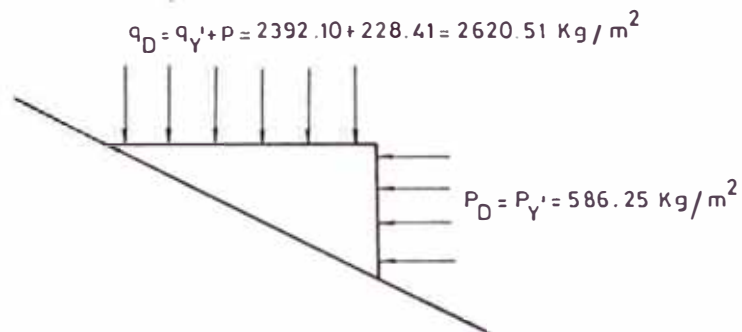
$$\Rightarrow P = \frac{P}{S} = \frac{1,352.20 \text{ Kgrs}}{5.92 \text{ m}^2}$$

$$\therefore P = 228.41 \text{ Kgr/m}^2 \text{ (Carga muerta actuante)}$$

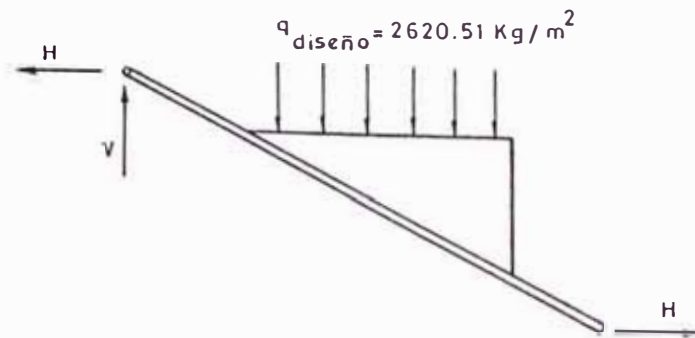
Luego tendremos la carga repartida para el diseño.

$$q_D = q'_y + P = 2,392.10 + 228.41 = 2,620.51 \text{ Kgr/m}^2$$

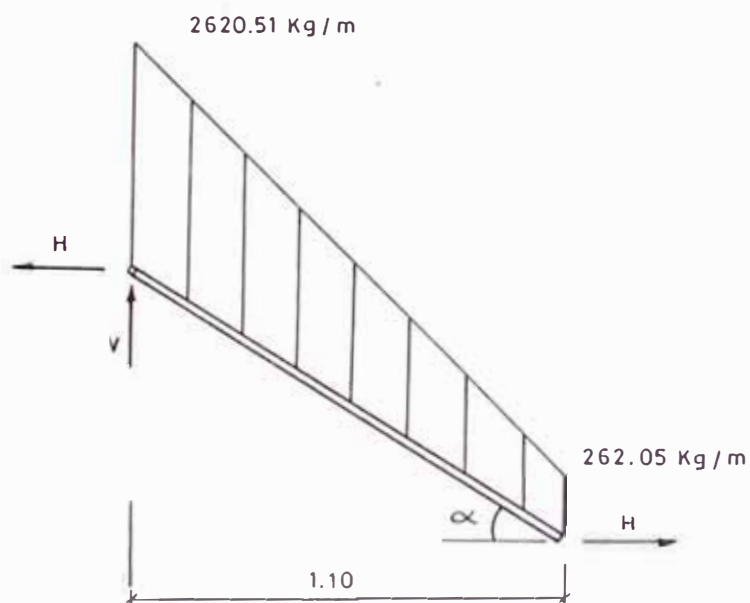
$$P_D = P'_y = 586.25 \text{ Kgr/m}^2$$



Hallando el equilibrio y por simetría, considerando la carga vertical.



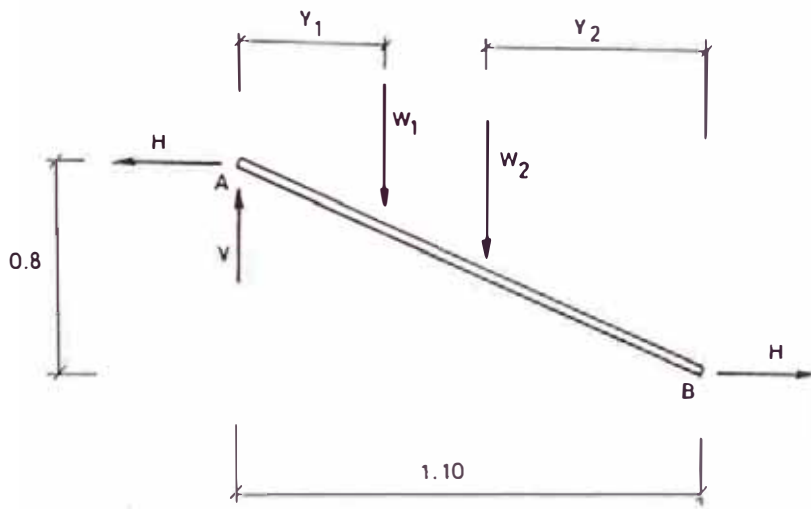
Llevando a cargas por metro lineal



Para calcular en el dard ó longitud proyectada tendremos:

$$q_{\text{Diseño}} = \frac{q}{\cos \alpha}$$

- Para hacer el equilibrio tendremos que trabajar con cargas puntuales de la manera siguiente:



- Cálculo de W_1 y su longitud de aplicación

Y_1 :

$$W_1 = \left(\frac{2.620.51 - 262.05}{2} \right) \times \frac{1.10}{\cos 35^\circ} = 1,583.53 \text{ Kgr.}$$

$$Y_1 = \frac{1.10}{3} = 0.37 \text{ m}$$

- Cálculo de W_2 y su longitud de aplicación

Y_2 :

$$W_2 = \frac{262.05 \times 1.10}{\cos 35^\circ} = 351.89 \text{ Kgr.}$$

$$Y_2 = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ m.}$$

- Planteando las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F_y = 0$$

$$V = W_1 + W_2$$

$$\sum M_A = 0$$

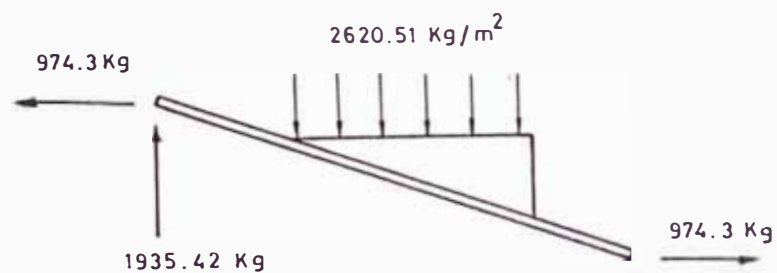
$$V = 1,935.42 \text{ Kgr } (\uparrow)$$

$$1.10 V = 0.80H + W_1(1.10 - Y_1) + W_2 Y_2$$

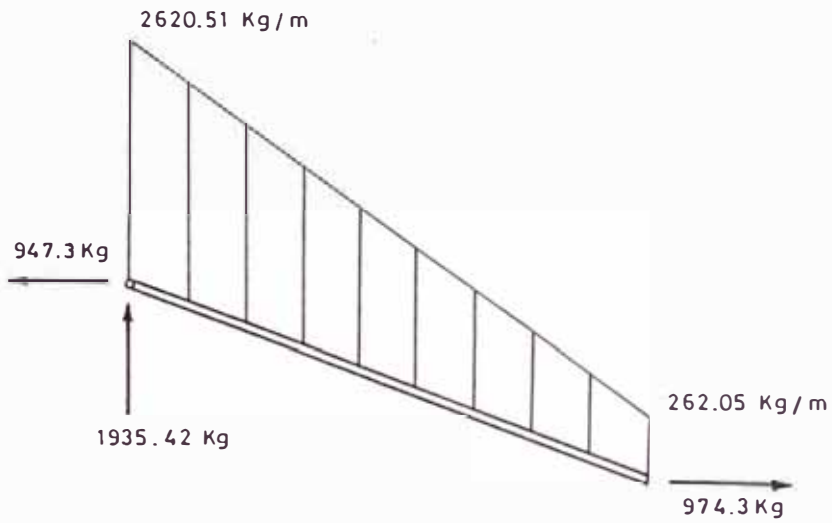
$$1.10 (1935.42) = 0.8H + 1,349.52$$

$$H = 974.3 \text{ Kgrs } (\leftarrow)$$

- Por consiguiente los valores de diseño serán:



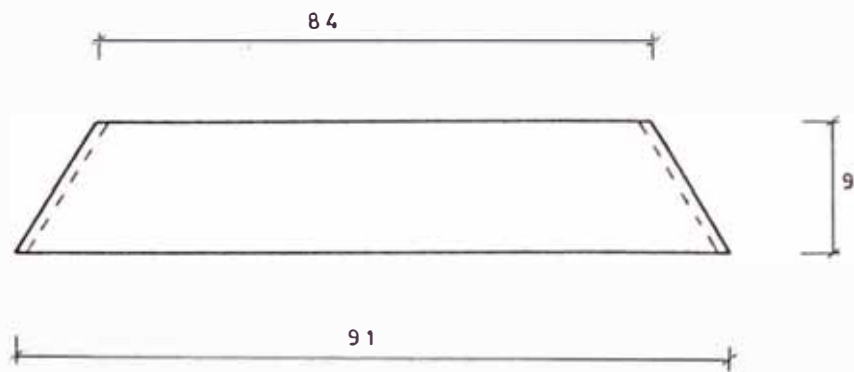
- O también para el diseño de vigas.



4.4.2 Diseño de Elementos

1) Tablas Machlebradas

Haremos el diseño de la última tabla ya que es la mas crítica.



1) Bases de Cálculo

- a) Usaremos tablas 1" x 4" (2 x 9) grupo B.
en estado seco ($CH < 30\%$).

b) Cargas a considerarse.

Hallando una carga repartida uniforme según la referencia (1).

$$K_{\Delta} = 1.00 \text{ (Cargas uniformemente repartida)}$$

$$K_{\Delta} = 0.50 \text{ (carga repartida triangular)}$$

(Tienen igual deflexión haciendo esta aproximación).

$$q_{\text{Equiv}} = 262.05 + (2,620.51 - 262.05) \times 0.5$$

$$q_{\text{Equiv}} = 1,441.28 \text{ Kgr/m.}$$

Considerando una tabla de (2 x 9) entonces nuestra carga de diseño

$$q_{\text{Diseño}} = 1,441.28 \text{ Kgr/m} \times 0.09 \text{ m} = 129.72 \text{ Kgr/m}$$

$$q_{\text{Diseño}} = 129.72 \text{ Kgr/m}$$

c) Tomaremos como deflexión

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{200}$$

d) La tabla esta apoyada simplemente con una luz libre que la obtenemos de la siguiente relación.

$$l = \frac{91 + 89}{2} = 87.5 \text{ cm.}$$

$$\text{luz libre} = l' = l - \underbrace{6}_{2 \text{ Apoyos}} = 81.50 \text{ cm}$$

2) Efectos Máximos

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (129.72) (0.815)^2 = 10.80 \text{ Kg/m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (129.72) (0.815) = 52.90 \text{ Kgrs}$$

3) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

$$E_{\text{prom}} = 100,000 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_m = 165 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ (+10\%)}$$

$$f_y = 13.2 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ (+10\%)}$$

$$f_{cl} = 30.8 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ (+10\%)}$$

4) Momento de Inercia I, necesario por deflexión considerando la tabla simplemente apoyada.

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E} = \frac{5 (129.72) (81.5)^2 \cdot 200}{384 \times 100,000 \times 100}$$

$$I > 18.29 \text{ cm}^4$$

5) Por Resistencia

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{10.60 \times 100}{165} = 6.54 \text{ cm}^3$$

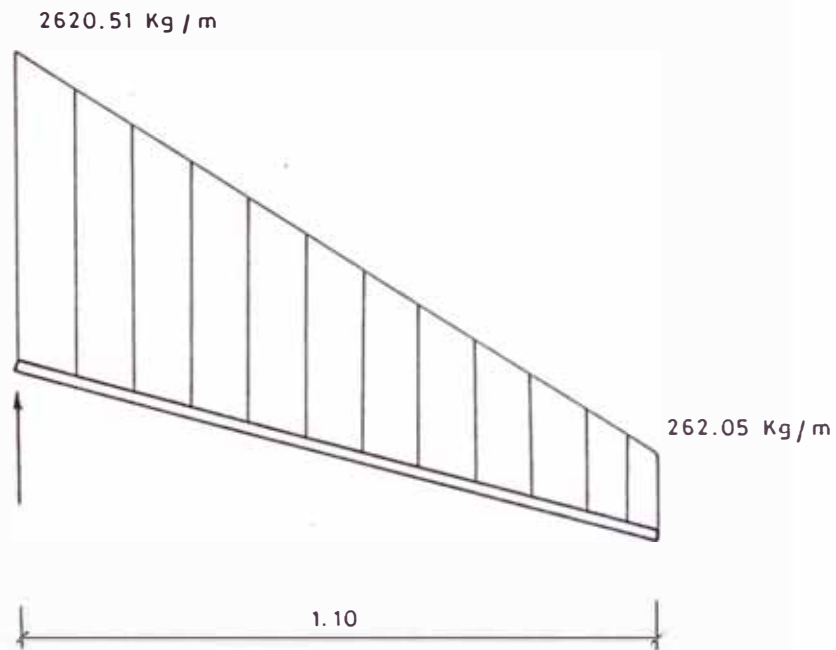
∴ Usar (3 x 9) 1½" x 4"

$$I_x = 182.20 \text{ cm}^4 \quad I_y = 20.2 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 40.50 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 13.5 \text{ cm}^3$$

Como el comportamiento real de la tabla es flexo tracción verifica ampliamente.

11) Viguetas de Apoyo



1) Bases de Cálculo:

- a) Se usará madera del grupo B en estado seco ($CH < 30\%$).

b) Cargas a considerarse:

Hallando una carga equivalente según la referencia (1), y usando:

$$K_{\Delta} = 1.00 \text{ (carga uniformemente repartida)}$$

$$K_{\Delta} = 0.50 \text{ (Carga repartida triangular)}$$

$$q_{eq} = 262.05 \times 1 + (2,620.51 - 262.05) \times 0.50$$

$$q_{eq} = 1,441.28 \text{ Kgr/m}$$

c) Límite de deflexión

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \frac{L}{200}$$

1) La viga esta simplemente apoyada en un extremo y articulada en el otro, la luz libre será:

$$l' = 1.10 - 0.06 = 1.04$$

2) Efectos Máximos

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} (1,441.28) (1.04)^2 = 194.9 \text{ Kg/m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} W l = \frac{1}{2} (1,441.28) (1.04) = 749.5 \text{ Kgr.}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad

$$E_{mfn} = 75,000 \text{ Kgr/m}^2 \quad (\text{Tabla 13-2})$$

$$f_m = 150 \text{ "}$$

$$f_y = 12 \text{ "}$$

$$f_{c1} = 28 \text{ "}$$

4) Momento de Inercia I, necesario por deflexión

$$I > \frac{5 W l^3 K}{384 E} = \frac{5 (1,441.28) (104)^3 200}{384 \times 75,000 \times 100}$$

$$I > 562.9 \text{ cm}^3$$

5) Módulo de sección Z, necesario por resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{194.9 \times 100}{150} = 129.93 \text{ cm}^3$$

6) De la tabla 13-1 seleccionamos

$$(6.5 \times 14) \text{ 3" x 6" } I_x = 1,486.3 \text{ cm}^4 > 562.9 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 212.3 \text{ cm}^3 > 129.93 \text{ cm}^3$$

¡Verifica!

Si hacemos un análisis como viga en flexo-tracción tiene que verificar.

$$\frac{N}{N_{ADM}} + \frac{|M|}{Z_{fm}} < 1 \quad \dots\dots(1)$$

$$N = \frac{H}{\cos \alpha_t} = \frac{974.3}{\cos 35^\circ} = 1,189.4 \text{ Kgr.}$$

$$N_{ADM} = f_t \times A = 105 \text{ Kgr/cm}^2 \times 6.5 \times 14 = 9,555 \text{ Kgr.}$$

Usando 6.5×14

$$M = 194.90 \text{ Kg/m}$$

$$Z = 212.30 \text{ cm}^3$$

$$f_m = 150 \text{ Kgr/cm}^2$$

Aplicando en (1):

$$\frac{1,189.4}{9,555} + \frac{194.90 \times 100}{212.30 \times 150} = 0.74 < 1$$

Si usamos la sección 9×9

$$I_x = 546.7 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 121.5 \text{ cm}^3$$

Aplicando en (1)

$$\frac{1,189.4}{105 \times 9 \times 9} + \frac{194.90 \times 100}{121.50 \times 150} = 1.21 > 1$$

¡No Verifica!

Por consiguiente usar:

$(6.5 \times 14) 3" \times 6"$

7) Verificación del esfuerzo cortante, corte en la sección crítica:

$$V_h = V_{m\acute{a}x} - Wh = 749.5 - 1,441.28 \times 0.14$$

$$V_h = 547.72 \text{ Kgrs.}$$

$$\tau = \frac{1.5V_h}{b_h} = \frac{1.5(547.72)}{6.5 \times 14} = 9.03 \text{ Kgr/cm}^2 < \tau_{12} \text{Kgr/cm}^2$$

8) Verificaci3n de la estabilidad lateral:

$$\frac{h}{b} = \frac{14}{6.5} = 2.15$$

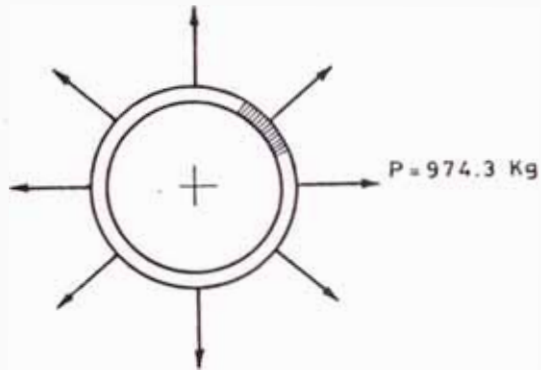
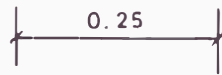
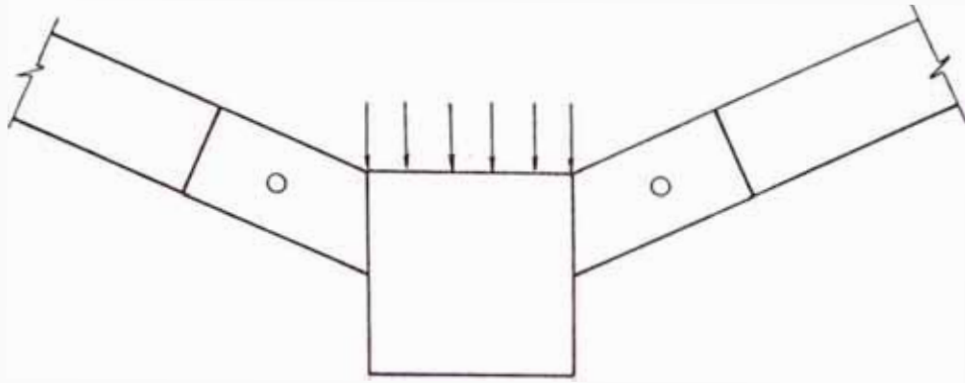
De la tabla 8.6 para $\frac{h}{b} = 3$ es suficiente con restringir el desplazamiento en los apoyos.

9) Longitud del apoyo a:

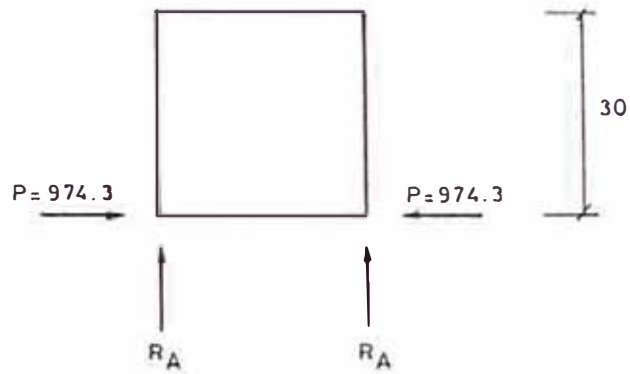
$$V_{m\acute{a}x} = 749.50 \text{ Kgrs.}$$

$$a = \frac{R}{b_{fc}} = \frac{749.50}{6.5 \times 28} = 4.12 \text{ cm}$$

III) Orificio de Salida



- Diagrama de Cuerpo Libre



- Cálculo de R_A

R_A toma el valor del cortante de la viga de apoyo y será igual a:

$$R_A = 749.50 \text{ Kgrs}$$

- La carga "P" nos dará el espesor de la planchay la reacción " R_A " nos dará la longitud de soldadura.

A) Cálculo del espesor:

$$\sigma_t = \frac{Pr}{t}$$

- Hallando P: (carga por metro cuadrado).

$$P = \frac{P}{A}$$

$$A = S \times l$$

$$A = \theta R \times l$$

$$A = \frac{\pi}{4} \times 1.20 \times l$$

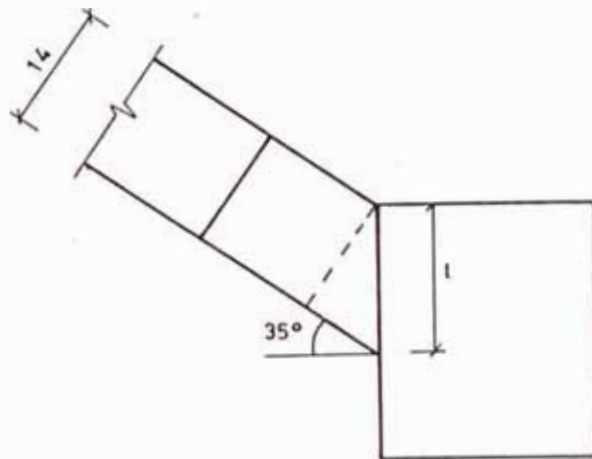
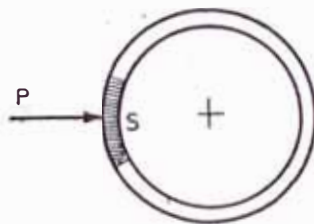
$$l = \frac{14}{\sin 55^\circ} = 17.09 \text{ cm.}$$

$$A = 0.161 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P = \frac{974.3}{0.161} \text{ Kgr/m}^2$$

$$P = 6,051.6 \text{ Kgr/m}^2$$

$$P = 0.605 \text{ Kgr/cm}^2$$



- Por consiguiente:

$$t = \frac{Pr}{\sigma_t} = \frac{0.605 \times 120}{1,400} = 0.052 \text{ cm} \approx 1/16''$$

- Por consideración de abrasión y corrosión usaremos un espesor de:

$$\phi 250 \times 300 \times 3/16''$$

B) Diseño de la soldadura

Se usará acero A-25 y electrodo E-60

$$F_w = 70.7 W_s \quad \text{Referencia (12)}$$

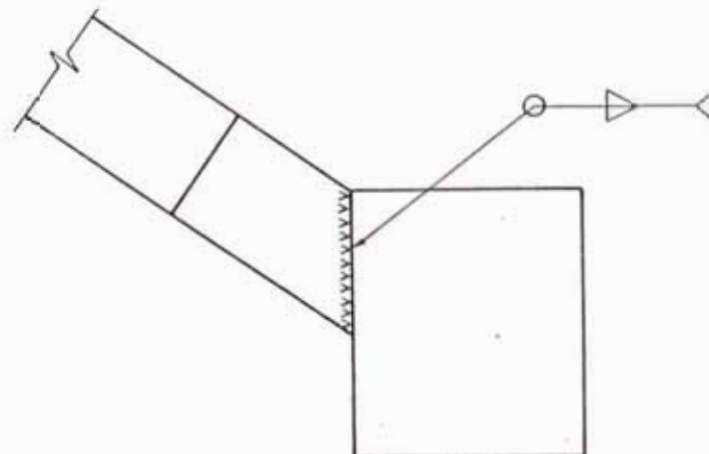
Si usamos $W_s = 4 \text{ mm.}$

$$F_w = 70.7 \times 4 = 282.8 \text{ Kgrs/cm.}$$

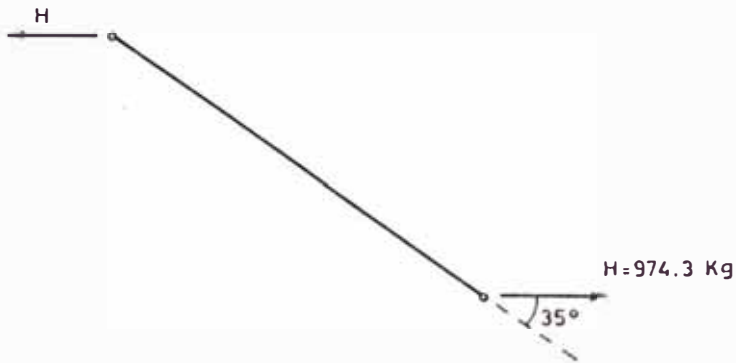
$$\text{Longitud Soldadura} = \frac{R A}{F_w} = \frac{749.50}{282.8} = 2.65 \text{ cms.}$$

- Como tenemos una longitud de 17.09 cm. cubre ampliamente lo requerido.

- Por consiguiente usar soldadura de filete todo lo largo de la plancha.



C) Determinación del número de pernos:



- Tenemos el caso de carga inclinada con relación al grano por consiguiente según la referencia (1) usaremos la formula de Hankinson para determinar la carga admisible:

$$N = \frac{PQ}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

- Diseño

1) Bases de cálculo

- a. Madera del grupo B
- b. Carga actuante (tracción) $T = H = 974.3 \text{Kgs}$ paralela al grano.
- c. Diámetro del perno

$$d = 6.5 \text{ cm} \rightarrow \text{usaremos } \phi \frac{1}{2}''$$

2) Carga admisible por perno sometido a doble

cizallamiento.

a. Elemento central $l = 6.5$ cm. (platinas metálicas).

b. De la tabla 12.7

Para $l = 6.5$ cm

$$d = \phi \frac{1}{2}''$$

$$\frac{l}{d} = \frac{6.5}{1.27} = 5.12 \quad \text{Grupo B.}$$

- Los valores de P y de Q son:

$$P = 739 \text{ Kgrs}$$

$$Q = 253 \text{ Kgrs.}$$

- Usando la formula de Han Kison para hallar la carga admisible tenemos:

$$N_{ADM} = \frac{739 \times 253}{739 \text{ sen}^2 35^\circ + 253 \text{ cos}^2 35^\circ}$$

$$N_{ADM} = 484.8 \text{ Kgrs.}$$

- Por usar platinas metálicas incrementamos en 1.25

$$N_{ADM} = 484.8 \times 1.25 = 606.0 \text{ Kgrs.}$$

3) Número de pernos:

$$N. \text{ Pernos} = \frac{F}{N_{ADM}} = \frac{974.3 \text{ Kgrs}}{606 \text{ Kgrs}} = 1.61 \text{ Pernos}$$

Usar 2 pernos $\phi \frac{1}{2}$ "

De la tabla 12-9 referencia (1):

1) Elemento cargado paralelamente al grano.

- A lo largo del grano:

-Espaciamento entre pernos = $4d = 50.8\text{mm}$

$\phi \frac{1}{2}$ " -Distancia al extremo en tracción = $5d = 63.5\text{mm}$

-Distancia al extremo en compresión = $4d = 50.8\text{mm}$

- Perpendicular a la dirección del grano:

-Espaciamento entre línea de pernos = $2d = 25.4\text{mm}$

$\phi \frac{1}{2}$ " -Distancia a los bordes = $2d = 25.4\text{mm}$

2) Elemento cargado perpendicularmente al grano:

Estos requerimientos de espacios pueden aplicarse al elemento horizontal.

- A lo largo del grano: Espaciamento entre líneas de pernos:

$$\phi \frac{1}{2}" \quad \frac{1}{d} = \frac{6.5}{1.27} = 5.1 \quad 2.5d \leq S \leq 5d.$$

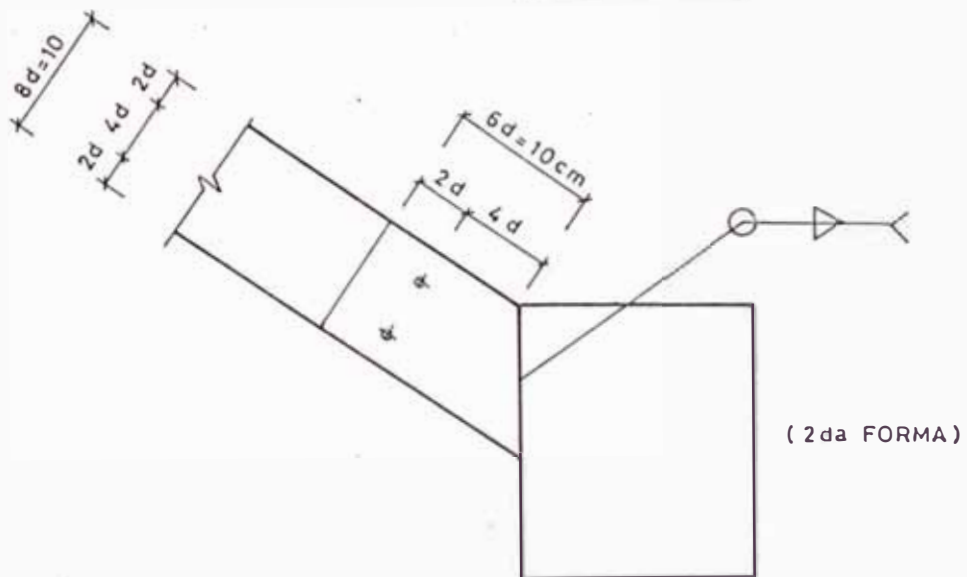
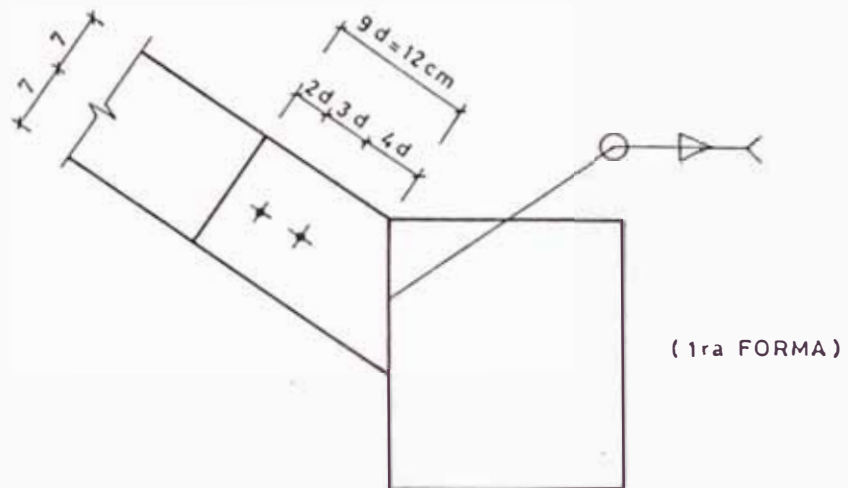
- Perpendicular a la dirección del grano:

-Espaciamento entre pernos = $4d = 50.8 \text{ mm}$

$\phi \frac{1}{2}"$ -Distancia al borde cargado (superior) = $4d = 50.8 \text{ mm}$

-Distancia al borde no cargado (inferior) = $2d = 25.4 \text{ mm}$

- De los valores obtenidos según la tabla 12-9 de la referencia (1) podemos elegir de acuerdo a nuestro criterio la ubicación de los pernos en la unión diseñada.



- Por consiguiente optamos por la 1ra. forma, por requerir menor longitud de pletina.

D) Diseño de la Pletina

- Cálculo del espesor de la plancha

$$t = \frac{P}{n s [d - h_n (D + 1.6)]}$$

$$P = \frac{H}{\cos 35^\circ} = \frac{974.3}{\cos 35^\circ} = 1,189.4 \text{ Kgrs.}$$

$$n = 2$$

$$S = 1,400 \text{ Kgrs/cm}^2$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$h_n = 2$$

$$D = \frac{1}{2}'' = 1.27 \text{ cm}$$

- Reemplazando valores:

$$t = \frac{1,189.4}{2 \times 1,400 [14 - 2 (1.27 + 1.6)]}$$

$$t = 0.05 \text{ cm} \approx 1/16''$$

- Por las mismas razones que el cálculo anterior usaremos: $t = 3/16''$.

∴ Usar Pletinas 100 x 1.40 x 3/16''

4.5 COLUMNAS

Como en nuestro medio los elementos usados como columnas se comercializan comúnmente desde 10' hasta de 16' de longitud, tendremos que hacer empalmes en nuestro silo para alcanzar la medida del predimensionamiento 8 m. de altura; dicho empalme se hará intercalado tratando de evitar que dos de ellos sean continuos tal como lo hacemos en nuestro análisis.

4.5.1. ANALISIS DE ESFUERZOS

Para hacer el análisis de las columnas haremos un gráfico para visualizar el comportamiento y cargas a las que están expuestas; que se muestran en la hoja siguiente.

a) Cálculo de los efectos que se transmiten a las columnas. (Es la fuerza de fricción que se transmiten por medio de los clavos del entablado).

-Apoyo 10: peso de la estructura del techo

$$P_{10} = 155.27 \text{ Kg.}$$

Apoyo 9: Usando la formula de Janssen

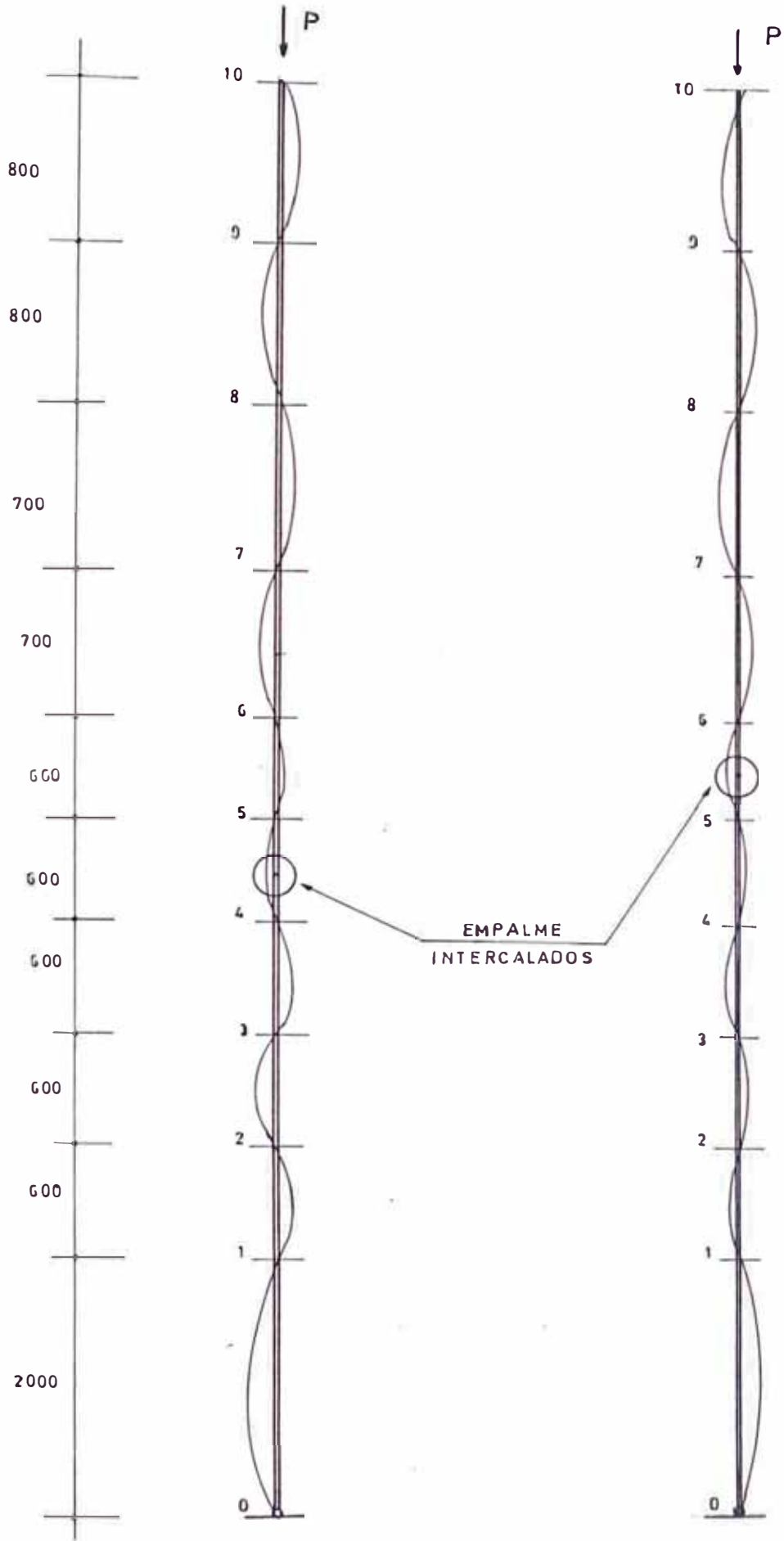
$$q_y = p_v = 2756.3 [1 - e^{-0.30y}]$$

$$y_A = 0.40 \text{ m}$$

$$P_{v_A} = 311.7 \text{ kgr/m}^2$$

$$y_B = 1.20 \text{ m}$$

$$P_v = 833.3 \text{ kgr/m}^2$$



COLUMNNA T-1

COLUMNNA T-2

$$q_{eq} = 311.7 + (833.3 - 311.7) \times 0.5$$

$$q_{eq} = 572.50 \text{ kgr/m}^2$$

$$F_y = \frac{YA}{L} - \frac{0.80 qyA}{L} \quad (\text{fuera de fricción})$$

$$F_y = \frac{820 \times 0.80 \times 2.40}{4} - \frac{0.80 \times 572.50 \times 2.40}{4}$$

$$F_y = 118.80 \text{ kgr/m}$$

Efectos máximos que se transmiten a columnas

$$V_{max} = \frac{1}{2} (118.80) (0.83) = 49.30 \text{ kgrs.}$$

$$P_g = 2 V_{max} = 2 (49.30 \text{ kgrs}) =$$

$$P_g = 98.60 \text{ kgrs.}$$

Siguiendo el mismo procedimiento de cálculo obtenemos el siguiente cuadro de esfuerzos transmitidos a la columna en los diferentes puntos del gráfico anterior.

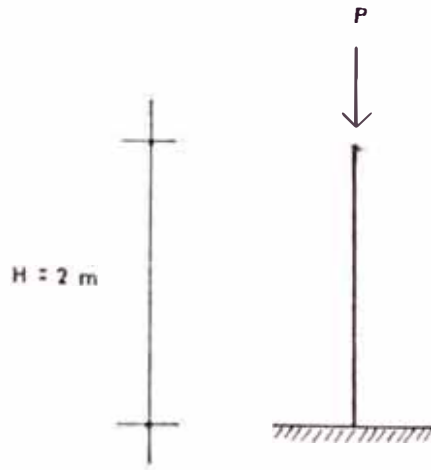
CUADRO DE ESFUERZOS TRANSMITIDOS A COLUMNAS

APOYO	Y	h A (m)	h B (m)	PvA(k/m ²)	PvB(k/m ²)	q _y =q _{eq} (k/m ²)	YAVL	0.80q _y A/L	F _y (Kg/m)	P I (kg-r)
10	0									155.27
9	0.800	0.40	1.20	311.68	833.29	572.49	393.60	274.80	118.80	98.60
8	1.60	1.20	1.95	833.29	1220.75	1027.82	787.20	493.40	293.80	243.90
7	2.30	1.95	2.65	1220.75	1511.61	1366.18	1131.60	655.80	475.80	394.90
6	3.00	2.65	3.30	1511.61	1732.12	1621.87	1476.00	778.50	697.50	578.90
5	3.60	3.30	3.90	1732.12	1900.84	1816.48	1771.20	871.90	899.30	746.40
4	4.20	3.90	4.50	1900.84	2041.76	1971.30	2066.40	946.20	1120.20	929.80
3	4.80	4.50	5.10	2041.76	2159.46	2100.61	2361.60	1008.30	1353.30	1123.20
2	5.40	5.10	5.70	2159.46	2257.78	2208.62	2656.80	1060.10	1596.70	1325.30
1	6.00	5.70	6.30	2257.78	2339.90	2298.84	2952.00	1103.40	1848.60	1534.30

$$I^4 = 820 \text{ kg-r/m}^3 \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \quad L = \pi D \quad \frac{A}{L} = \frac{D}{4}$$

4.5.2. Diseño

A) Diseño de la columna en el tramo (0-1)



Cálculo de "P"

$$P = P_1 + P_{\text{olva}} = 1534.30 + 1935.42 = 3469.80 \text{ kg}$$

1) Bases de cálculo

- a) Se usará madera del grupo B.
- b) La carga aplicada proveniente de otros elementos que se apoyan en la columna es $P = 3469.80 \text{ kgrs.}$
- c) Consideraremos que las condiciones de apoyo en los extremos son tales que la columna se considera empotrada en la base \ddagger impedida de rotar, pero libre de desplazarse en el extremo superior.

De la tabla 9.1 $k = 1.5$

$$\text{Longitud efectiva } L_{ef} = K \times l = 1.5 \times 2.00 = 3.0 \text{ m.}$$

2) Efectos máximos:

Considerando peso propio:

$$\text{Columna } 9 \times 9 \quad 8.10 \text{ kgr} \times 8\text{m} = 64.80\text{kgr.}$$

$$P_{\text{máx}} = 3469.80 + 64.80 = 3534.60 \text{ kgr}$$

$$P_{\text{máx}} = 3.60 \text{ TN}$$

3) Esfuerzos admisibles, modulo de elasticidad y C_k

Para columnas se usa el $E_{mín}$

$$E_{mín} = 75000 \text{ kgrs/cm}^2 \quad (\text{tabla } 13-2)$$

$$f_c = 110 \text{ kgr/cm}^2 \quad (\text{tabla } 13-2)$$

$$C_k = 18.34 \quad (\text{tabla } 9-4)$$

4) Seleccionando la escuadría

$$\text{tanteando la sección } 9 \times 9 \quad A = 81\text{cm}^2$$

5) Calculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d} = \frac{300}{9} = 33.3 \quad C_k = 18.34$$

$\lambda > C_k$, luego es columna larga.

6) Carga admisible referencia d

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{mín} A}{\lambda^2} = \frac{0.329 \times 75000 \times 81}{(33.3)^2} =$$

$$1802.41 \text{ kgrs.}$$

$$N_{adm} = 1802.41 \text{ kgrs} < N_{actuante} = 3534.60\text{kgrs}$$

¡ NO VERIFICA !

Tanteando la sección 14 x 14

$$A = 196 \text{ cm}^2$$

5) Cálculo de esbeltez:

$$\lambda = \frac{300}{14} = 21.42 \quad C_k = 18.34$$

Luego Columna Larga

6) Carga admisible:

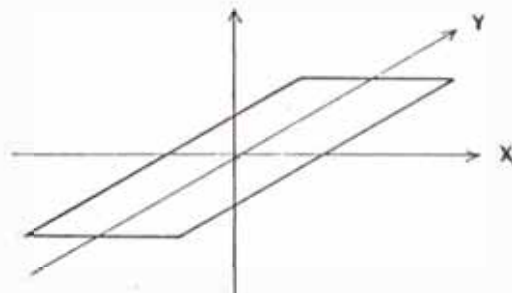
$$N_{adm} = 0.329 \times \frac{75000 \times 196}{(21.42)^2} = 10540.82 \text{ kgrs.}$$

$$N_{adm} = 10540.82 \text{ kgrs.} > N_{actuante} = 3534.60 \text{ kgrs.}$$

¡Verifica!

Considerando el comportamiento real de restricción de apoyos, las vigas anillo arriostran a la columna en la dirección y. El factor de longitud efectiva se reduce a un valor menor que 1, no obstante es recomendable usar $K = 1$.

Tanteando la sección 9 x 14 $A = 126 \text{ cm}^2$



$$\lambda_y = \frac{1 \times 200}{9} = 22.22 \quad ; \text{manda!}$$

$$\lambda_x = \frac{1.5 \times 200}{14} = 21.42$$

$\lambda_y > C_k$ Columna larga

$$N_{adm} = 0.329 \times 75000 \times 126 = 6297.09 \text{ kgrs} \\ (22.22)^2$$

$$N_{adm} = 6297.09 \text{ kgrs} > N_{actuante} = 3534.60 \text{ kgrs.}$$

∴ La sección 9 x 14 sería la adecuada.

Por condición geométrica usaremos 9 x 19 sección columna.

Para anclaje de vigas de anillo ver cálculo anterior.

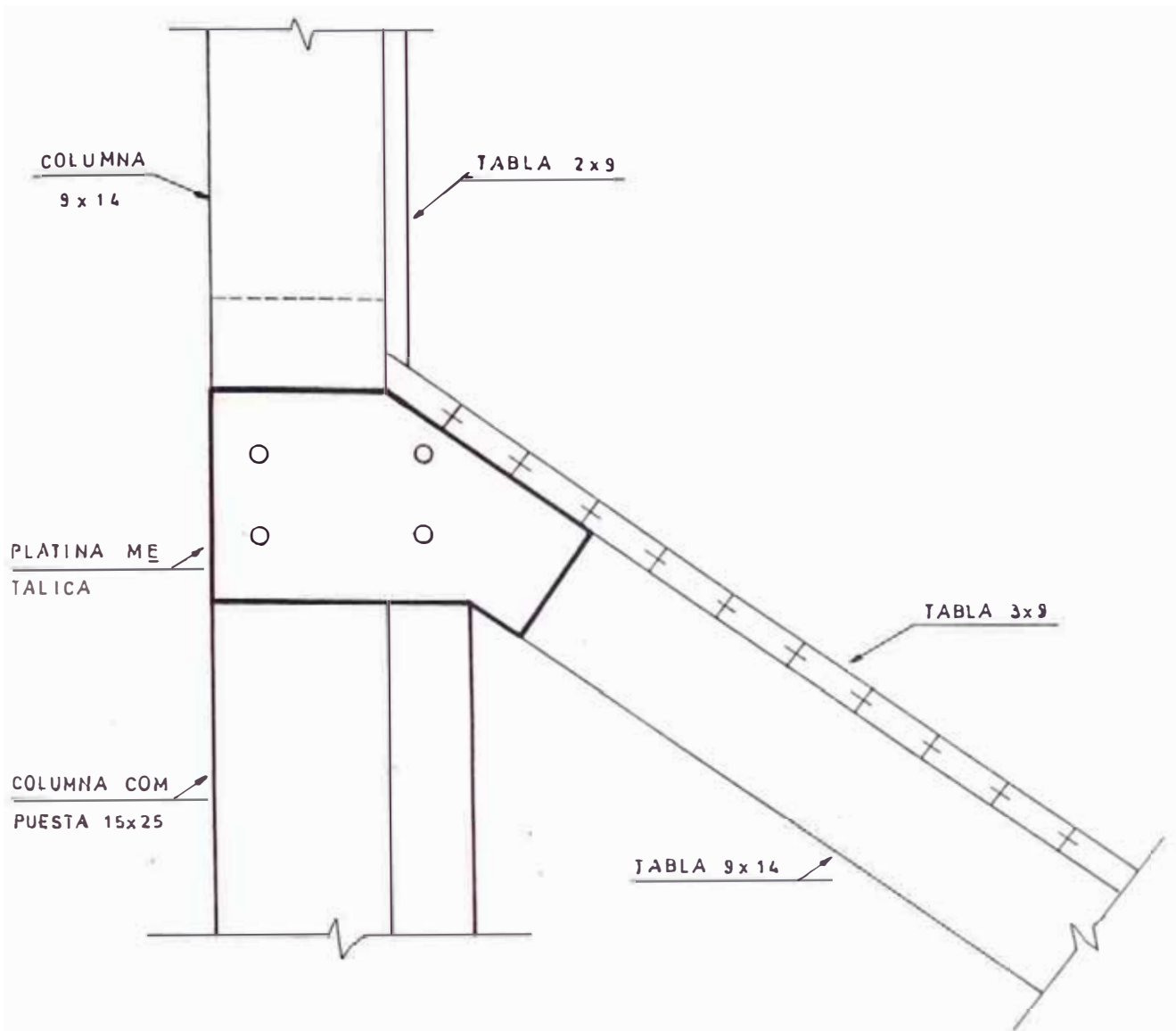
4.6. CONEXION TOLVA-COLUMNA

-Para hacer el diseño de la conexión tolva-columna haremos una descripción breve de los esfuerzos que toman cada uno de sus elementos que lo conforman:

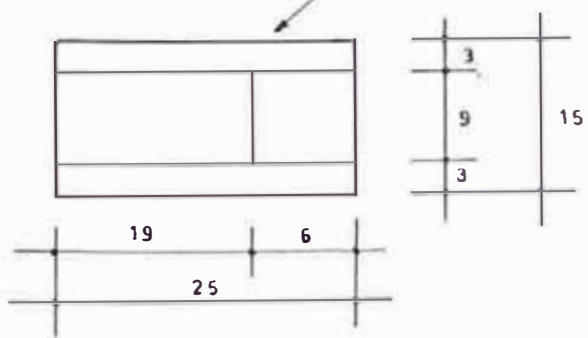
-Viga anillo superior, toma las presiones horizontales a una altura de 6 m ó es decir la última viga anillo.

-Viga anillo inferior toma la fuerza horizontal ejercida por la tolva.

-Los pernos horizontales toman la fuerza que



SECCION DE COLUMNA
COMPUESTA



UNIV. DE PUNO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA EN MECANICA

CONEXION TOLVA-COLUMNA

transmiten las pletinas, debidas a la tracción que se ejercen en las vigas anillos tanto superior como inferior se considera el mayor esfuerzo.

-Lo mismo para los pernos verticales, se compara y se toma el caso más crítico.

1) Diseño del anillo superior

a) Esfuerzo que toma la última viga anillo:

-Usando Janssen

$$P_y = P_h = 964.71 [1 - e^{-0.30y}]$$

$$y_A = 5.70 \text{ m} \quad P_{h_A} = 790.20 \text{ kgr/m}^2$$

$$y_B = 6.30 \text{ m} \quad P_{h_B} = 819.00 \text{ kgr/m}^2$$

-Afectándole por el coeficiente de sobre-presión. $c_d = 1.95$

$$P_{h_A} = 1540.90 \text{ kgr/m}^2$$

$$P_{h_B} = 1597.10 \text{ kgr/m}^2$$

-Por consiguiente "qH" será:

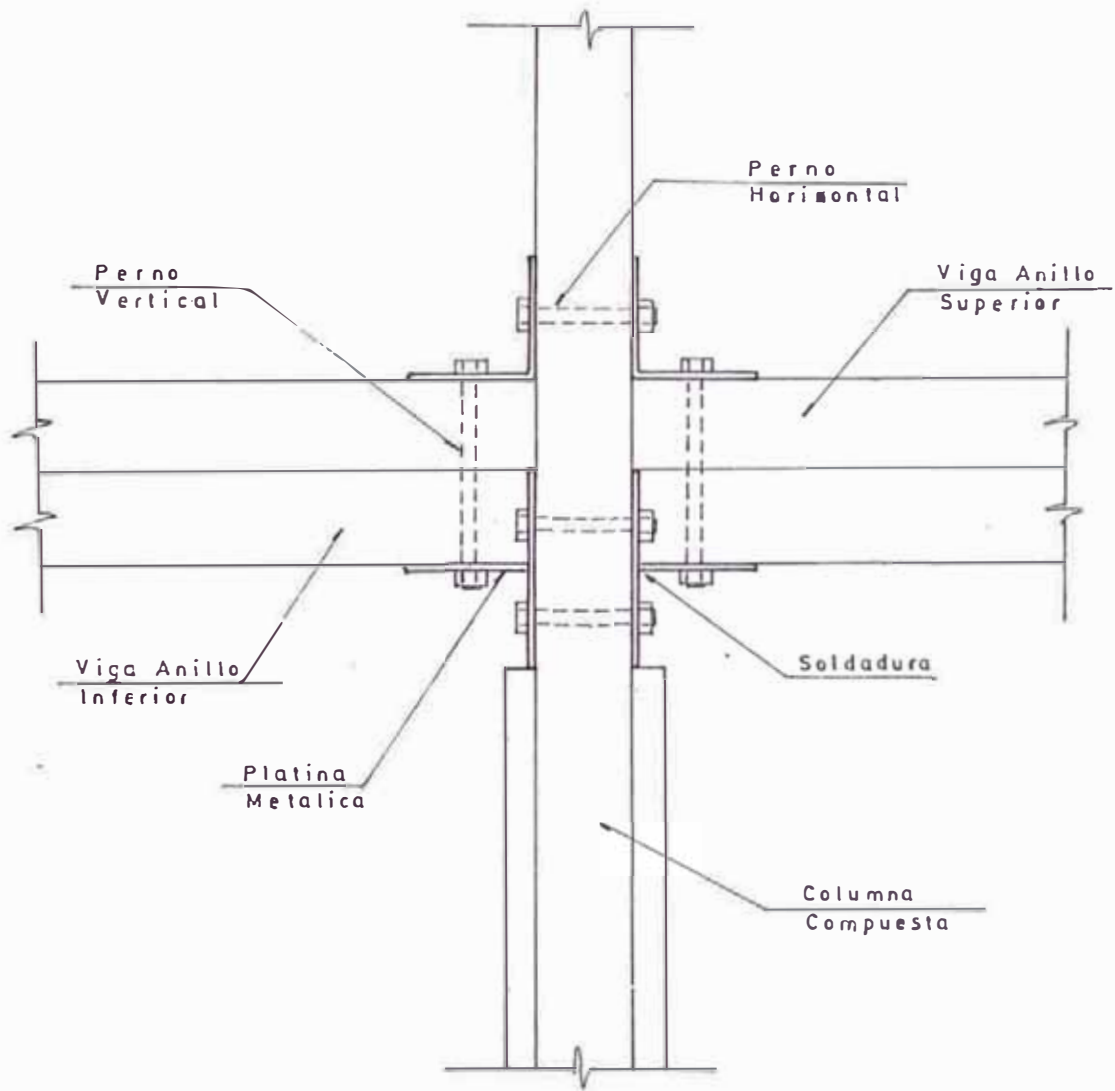
Hallando una q equivalente tendremos

$$q_{eq} = 1540.90 + (1597.10 - 1540.90) \times 0.5$$

$$e_{eq} = 1569.00 \text{ kgr/m}^2$$

$$q_H = 1569.0 \text{ kgr/m}^2 \times 0.60 \text{ m} = 941.40 \text{ kgr/m}$$

$qH_{\text{diseño}} = 941.40 \text{ kgr/m.}$



CONEXION TOLVA-COLUMNA
(VISTA DE FRENTE)

b) Verificación del elemento en la dirección horizontal:

- Haciendo el mismo análisis y cálculos que para la penúltima viga anillo tendremos:

- Verificando los efectos en la sección crítica

$$I_y = \frac{5 (941.4) (83)^3}{384 \times 75000 \times 100} = 186.90 \text{ cm}^4$$

Los efectos máximos serán:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} (941.4) (0.83)^2 = 81.1 \text{ kgr-m}$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} (941.4) (0.83) = 390.7 \text{ kgr}$$

-Por consiguiente el modulo de sección será:

$$Z_y = \frac{M}{f_m} = \frac{81.1 \times 100}{150} = 54.1 \text{ cm}^3$$

-La sección usada en el punto crítico es 9 x 9 cuyos valores de Inercia (I) y modulo de sección son:

$$I_x = 546.7 \text{ cm}^4 = I_y > 186.90 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 121.5 \text{ cm}^3 = Z_y > 54.10 \text{ cm}^3$$

¡ Verifica!

-Verificando como elemento a

flexo-tracción

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{|M|}{Z_{fm}} < 1$$

Donde:

$$N = PS = P \times \theta \times R = 941.4 \times \frac{\pi}{4} \times 1.20$$

$$N = 887.20 \text{ kgrs.}$$

-Luego hallando Nadmisible:

$$N_{adm} = f_t \times A = 105 \times 9 \times 9 = 8505 \text{ kgrs}$$

$$\frac{887.20}{8505} + \frac{81.1 \times 100}{121.5 \times 150} = 0.55 < 1$$

¡Verifica!

c) Verificación del elemento en la dirección vertical:

-Hallando la fuerza de fricción:

$$F_y = \underbrace{\frac{\gamma A}{L}}_{(1)} - \underbrace{\frac{0.80 q_y A}{L}}_{(2)}$$

-Hallando el factor (1):

$$\frac{\gamma A}{L} = 820 \times 6.00 \frac{2.40}{4} = 2952.0 \text{ kgr/m}$$

-Hallando el factor (2):

$$0.80 q_y \frac{A}{L} = 0.80 \times \underbrace{2298.84}_* \times \frac{2.40}{4} = 1103.40 \text{ kgr/m}$$

* Valor de la presión vertical a la altura
h = 6m sin considerar el coeficiente de sobrepresión

$$F_y = (1) - (2) = 2952.0 - 1103.40$$

$$F_y = 1848.60 \text{ kgr/m.}$$

-Hallando los efectos máximos:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} (1848.6)(0.83)^2 = 159.20 \text{ kgr-m}$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} (1848.6)(0.83) = 767.20 \text{ kgr}$$

-Verificando por deflexión:

$$I > \frac{5 w l^3 k}{384 E} = \frac{5(1848.6)(0.83)^3 (200)}{384 \times 75000 \times 100} = 367.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{actuante}} = 367.02 \text{ cm}^4 < 546.7 \text{ cm}^4 = I_{y\text{adm}}(9 \times 9)$$

-Verificando por resistencia:

$$Z < \frac{M}{f_m} = \frac{159.20}{150} \times 100 = 106.13 \text{ cm}^3$$

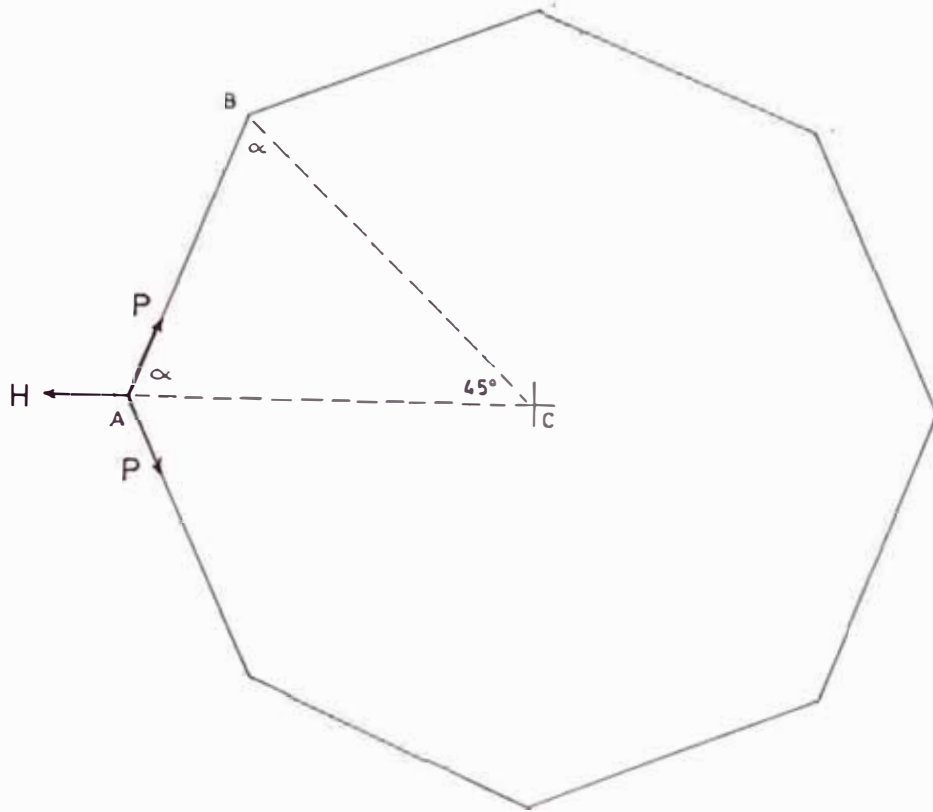
$$Z_{y_{\text{adm}}(9 \times 9)} = 121.5 \text{ cm}^3 > Z_{y_{\text{actuante}}} = 106.13 \text{ cm}^3$$

¡Verifica!

∴ Usaremos 9 x 9 en la sección crítica.

2) Diseño de la viga inferior:

a) Esfuerzo actuante:



-En el triangulo ABC:

$$2\alpha + 45^{\circ} = 180^{\circ} \quad \alpha = 67.5^{\circ}$$

-En el nudo (A) por equilibrio

$$2P \cos 67.5^{\circ} = H \quad P = \frac{H}{2 \cos 67.5^{\circ}} = \frac{974.3}{2 \cos 67.5^{\circ}}$$

$$P = 1272.98 \text{ kgrs.}$$

b) Diseño:

Solamente por tracción

$$A > \frac{N}{ft}$$

Donde:

A = Area de la sección en tracción

N = Esfuerzo de tracción

ft = Esfuerzo de tracción paralela a
la fibra kgr/cm² para el grupo B

ft = 105 kgr/cm²

-Reemplazando valores:

$$A > \frac{N}{ft} = \frac{1272.98}{105} = 12.12 \text{ cm}^2$$

Sección mínima a usar

$$4 \times 4 \approx 16 \text{ cm}^2$$

3) Diseño de pernos:

-Efecto debido a la viga superior

$$N = 887.20 \text{ kgrs.}$$

-Efecto debido a la viga inferior

$$N = 1272.98 \text{ kgrs.}$$

$$\therefore N = 1272.98 \text{ kgrs manda para el diseño}$$

a) Diseño:

1) Bases para el cálculo

a) Madera del grupo B

b) Carga actuante N = 1272.98 kgrs (tracción)

c) Diámetro del perno Ø

$$\frac{e}{d} \approx 7 \text{ (eficiente)}$$

$$d = \frac{e}{7} = \frac{9}{7} = 1.28 \text{ cm} \quad \phi = \frac{1}{2}''$$

2) Carga admisible por perno (perno sometido a doble cizallamiento.

a) Elemento central $e = 9 \text{ cm}$ (platinas metálicas)

b) De la tabla 12-7

$$\text{Para } e = 9 \text{ cm} \quad d = \phi \frac{1}{2}'' \quad \frac{e}{d} = 7.1 \text{ grupo B}$$

$$P = 835 \text{ kgrs}$$

$$Q = 326 \text{ kgrs}$$

Se usa P carga paralela al grano

-Por usar pletinas metálicas incrementamos el esfuerzo admisible.

$$P_{adm} = 835 \times 1.25 = 1043.8 \text{ kgrs}$$

3) Cálculo del número de pernos:

$$N^{\circ} \text{ pernos} = \frac{1272.98}{1043.8} = 1.22$$

-Si usamos pernos $\phi \frac{5}{8}''$

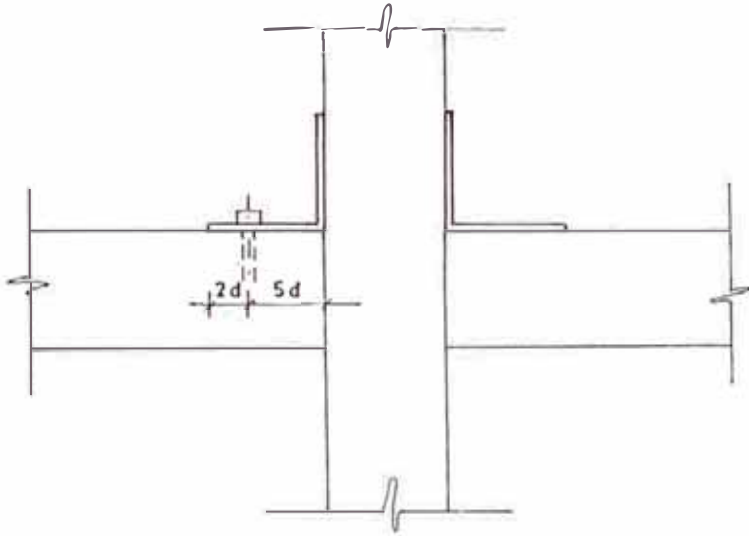
$$P = 1200 \text{ kgrs}$$

$$P_{adm} = 1200 \times 1.25 = 1500 \text{ kgrs}$$

$$N^{\circ} \text{ pernos} = \frac{1272.98}{1500.0} = 0.85$$

Usar 1 $\phi \frac{5}{8}''$

4) Ubicación del perno



$$5d = 5(1.59) = 7.95$$

$$2d = 2(1.59) = 3.18$$

Longitud mínima de pletina $l = 7d = 11.13 \text{ cm}$

5) Diseño de pletina:

$$t = \frac{P}{ns [d - h_n (D + 1.6)]}$$

$$t = \frac{1272.98}{2 \times 1500 [9 - 1(1.59 + 1.6)]}$$

$$t = 0.07 \text{ cm} \approx 1/16''$$

Usaremos pletinas $120 \times 120 \times 3/16''$

-Incrementamos el espesor por consideraciones de corrosión y seguridad

$$\text{corrosión} = 1/16''$$

$$\text{seguridad} = 1/16''$$

$$2/16'' + 1/16'' = 3/16''$$

CAPITULO V

DISEÑO CONSIDERANDO EFECTOS DE CARGAS LATERALES

DISEÑO CONSIDERANDO EFECTOS DE CARGAS LATERALES

5.1. CARGAS VERTICALES ACTUANTES

5.1.1. Peso propio.-

Para determinar el peso propio haremos el metrado de los elementos diseñados en el capítulo IV, considerando algunos elementos de protección para su conservación y uso.

A) Metrado y peso total de la estructura

	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PESO UNITARIO kg/m	PARCIAL (kg)	TOTAL (kg)
1.00	COBERTURA					
1.01	Viguetas 3"x4"x6'	m.	8	5.85	84.24	
1.02	Tablas 1"x4"x42'	m.	8	1.80	181.44	
1.03	Abertura de entrada					
	Tubo de acero ϕ 250x300x3/16"					
	Planchas de sujeción					
	100x200x3/16"					
	Pernos+ tapa (400x400x3/16")				50.00	
1.04	Clavos+calamina				40.00	
						355.68
2.00	COLUMNAS					
2.01	Sección 4"x8"x20'	m.	8	17.10	820.80	
	Sección 6"x12"x7'	m.	8	40.60	682.10	
						1502.90
3.00	VIGAS ANILLO					
3.01	Vigas 4"x8"x4'	m.	80	17.10	1641.60	1641.60
4.00	PAREDES LATERALES					
4.01	Tablas 1"x4"x20'	m.	76	1.80	820.80	820.80
5.00	TOLVA					
5.01	Viguetas 4"x6"x5'	m.	8	12.60	151.20	
5.02	Tablas 1½"x4"x24'	m.	8	2.70	155.52	
5.03	Viga anillo en la tolva					
	4"x8"x4'	m.	8	17.10	164.16	

DESCRIPCION	unidad	Cantidad	PESO UNITARIO kg/m	PARCIAL (kg)	TOTAL
5.04	Abertura de salida				
	T. acero ϕ 250x300x3/16"				
	Planchas de sujeción + pernos				
	+ tapa (estimado)			60.00	
					530.88
6.00	UNIONES Y CONEXIONES				
6.01	Pletinas 80x80x3/16"	320	0.380	97.28	97.28
					4949.14
	1% de pernos y clavos (estimado)				49.49
					4998.63

5.1.2. Peso del material almacenado

Para fines de cálculo se va a almacenar maíz amarillo duro cuyas características son las siguientes:

$$\rho = 780 \text{ a } 820 \text{ kgrs/m}^3$$

$$\phi = 26^\circ \text{ a } 29^\circ$$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$Ea = 0.41 \text{ a } 0.35$$

Volumen almacenado = (1) + (2)

(1) = Volumen del cilindro

(2) = Volumen del cono

(1) Volumen del cilindro

$$V = A_B \times H$$

$$A_B = \text{Area de la base} = \pi D^2 / 4$$

H = Altura del cilindro

$$V = \frac{\pi}{4} (2.40)^2 \times 6 = 27.14 \text{ m}^3 \quad \underline{\underline{(1)}}$$

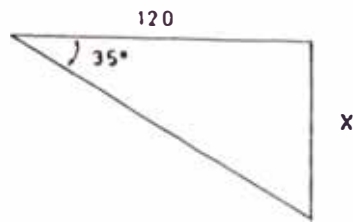
(2) Volumen del cono

$$V = \frac{1}{3} A_B \times H'$$

$$V = \frac{1}{3} \frac{\pi D^2}{4} \times H' = \frac{1}{3} \frac{\pi \times 2.40^2}{4} \times H'$$

H' = Altura del cono.

Cálculo de H' :



$$\tan 35^{\circ} = \frac{X}{1.20}$$

$$X = 0.80$$

$$H' = X = 0.80 \text{ m.}$$

$$V = \frac{1}{3} \frac{\pi (2.40)^2}{4} \times 0.80 = 1.21 \text{ m}^3 \quad (2)$$

Por consiguiente el volumen almacenado será igual a la suma de los valores obtenidos.

$$V_{\text{almacenado}} = (1) + (2) = 27.14 + 1.21$$

$$V = 28.35 \text{ m}^3$$

Densidad aparente:

Para nuestro caso tomaremos el máximo valor del dato obtenido:

$$\rho = 820 \text{ kgrs/m}^3$$

Peso del material almacenado:

Este peso lo obtenemos de multiplicar el volumen almacenado y la densidad aparente del material a almacenar.

$$W_{\text{ma}} = V_{\text{alm}} \times \text{Densidad}$$

Por consiguiente:

$$W_{ma} = 28.35 \text{ m}^3 \times 820 \frac{\text{kgrs}}{\text{m}^3} = 23247.00 \text{ kgrs}$$

$$W_{ma} = 23.25 \text{ Tn}$$

Resumen:

- | | |
|---------------------------------|---------------|
| 1) El silo descargado pesa | 4998.63 kgrs |
| 2) El peso del grano almacenado | 23247.00 kgrs |
| 3) El silo cargado pesa | 28245.63 kgrs |

$$\frac{\text{Peso grano}}{\text{Peso silo}} = \frac{23247.00}{4998.63} = 4.65$$

El silo es capaz de almacenar aproximadamente 5 veces su propio peso.

5.2. CARGAS LATERALES.-

Las cargas laterales denominada también carga temporal puede ser de origen climático o accidental (6). En las cargas de origen climático se encuentran las producidas por el viento y nieve, en las de origen accidental se encuentran principalmente las producidas por un sismo.

También dentro de las cargas temporales se encuentran las producidas por vibraciones de los equipos auxiliares y complementarios que los estamos considerando en la sobrecarga de servicio.

5.2.1. Efecto debido al viento:

Carga de origen climático que puede provocar un momento de volteo y comprometer la estabilidad del silo.

La determinaremos usando el RNC (7), en el Título V, capítulo 5.

Dentro de la clasificación de las edificaciones podremos ubicarnos en las de Tipo 2. (Estructura con una dimensión corta en el sentido del viento).

Velocidad de diseño

Del RNC. Velocidad hasta 10 m. de Altura, será la velocidad del medio pero no menor a 75 km/hora la velocidad en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$v_h = v \left[\frac{h}{10} \right]^{0.22}$$

Donde:

- v_h = Velocidad de diseño en la altura h en km/hora
- v = Velocidad diseño hasta 10 m.
- h = Altura sobre el terreno en m.

Para la ciudad de Amazonas, la velocidad del viento hasta 19 m de altura según (12) es de 70 km/hora < 75 km/hora por consiguiente tomaremos:

v = Velocidad de diseño = 75 km/hora hasta 10 m.

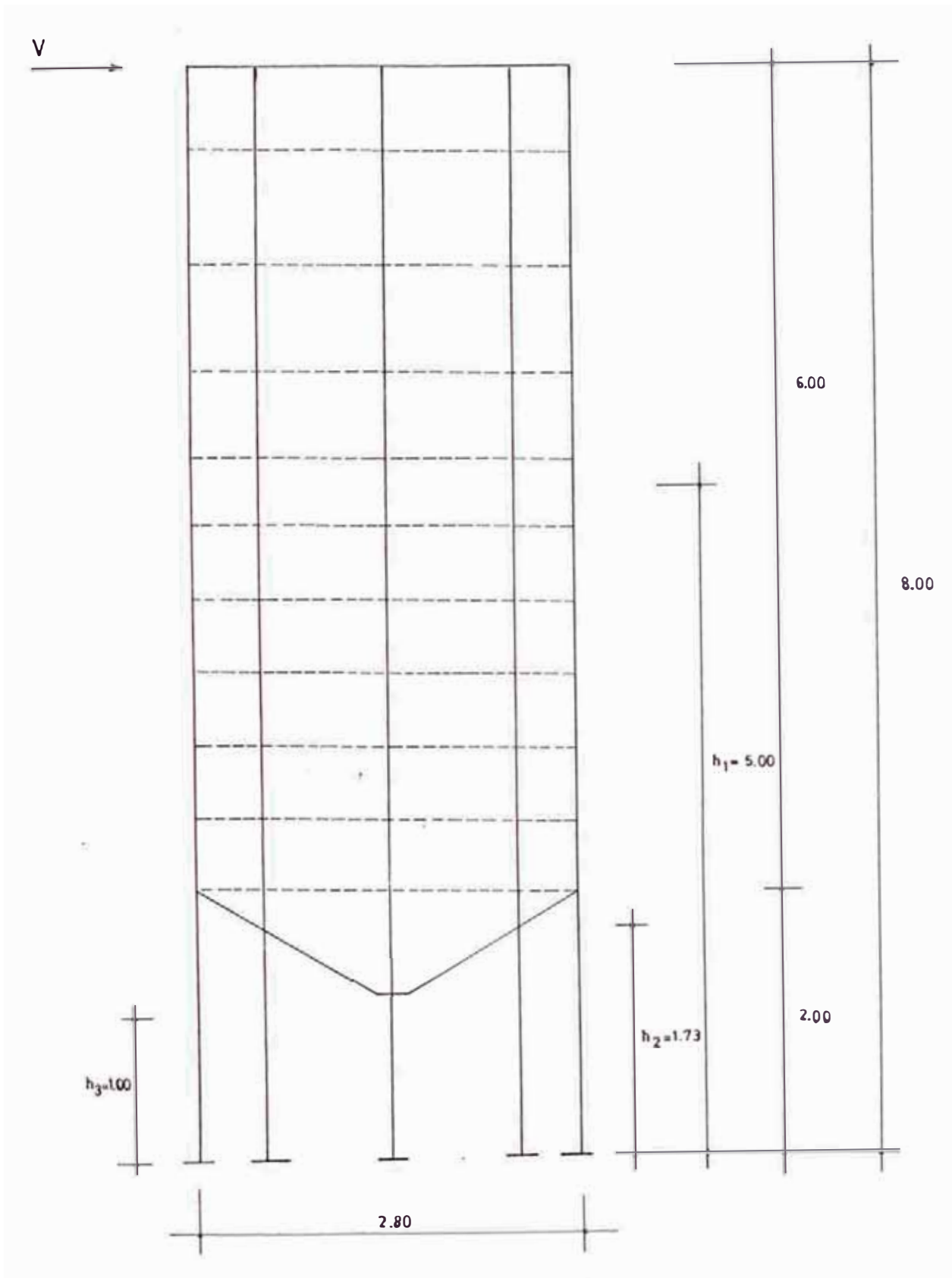


Fig. 24

Carga exterior de viento: (5)

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará de la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h en kg/m^2

C = Factor de forma adicional indicado

V_h = Velocidad de diseño a la altura h en km/hora

Para nuestro caso -paredes

$C = +0.7$ (presión Barlovento)

Sección circular de RNC.

-La fuerza de volteo debida al viento es:

$$F = S_{exp} \times P_h \quad \text{kg}$$

Donde:

S_{exp} = Superficie expuesta a la acción del viento (m^2)

-El momento de volteo será

$$M_{vol} = \sum F \times h$$

Donde:

h está definida en la figura 24 para cada parte del silo.

-La velocidad de diseño es:

$$v_h = 75 \left[\frac{8.00}{10} \right]^{0.22} = 71.41 \text{ km/hora}$$

Como la fuerza ejercida por el viento es directamente proporcional al área expuesta, y la sección es circular se analizará en una sola dirección como sigue:

MOMENTO DE VOLTEO DEBIDO AL VIENTO

	(*)C	P_h (kg/m ²)	S_{exp} (m ²)	F(kgr)	h(m)	M(kgr-m)
CUERPO	0.70	17.85	26.40	471.24	5.00	2356.20
TOLVA	0.70	17.85	1.12	19.99	1.73	34.60
COLUMNAS	1.50	38.25	0.90	34.43	1.00	34.43

$$M_{volteo} = 2425.23$$

(*) Valores obtenidos del RNC

$$S_{exp_{cuerpo}} = \frac{2\pi R}{2} \times 6.00 = \frac{2\pi \times 1.40}{2} \times 6.00 = 26.40 \text{ m}^2$$

$$S_{exp_{tolva}} = \frac{1}{2} \times b \times h = \frac{1}{2} (2.80) (0.80) = 1.12 \text{ m}^2$$

$$S_{exp_{columna}} = 0.09 \times 2.00 \times 5 = 0.90 \text{ m}^2$$

La carga axial sobre las columnas en estado crítico debido al momento de volteo se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$P_a = P_v + \frac{2M_{volteo}}{N \times d}$$

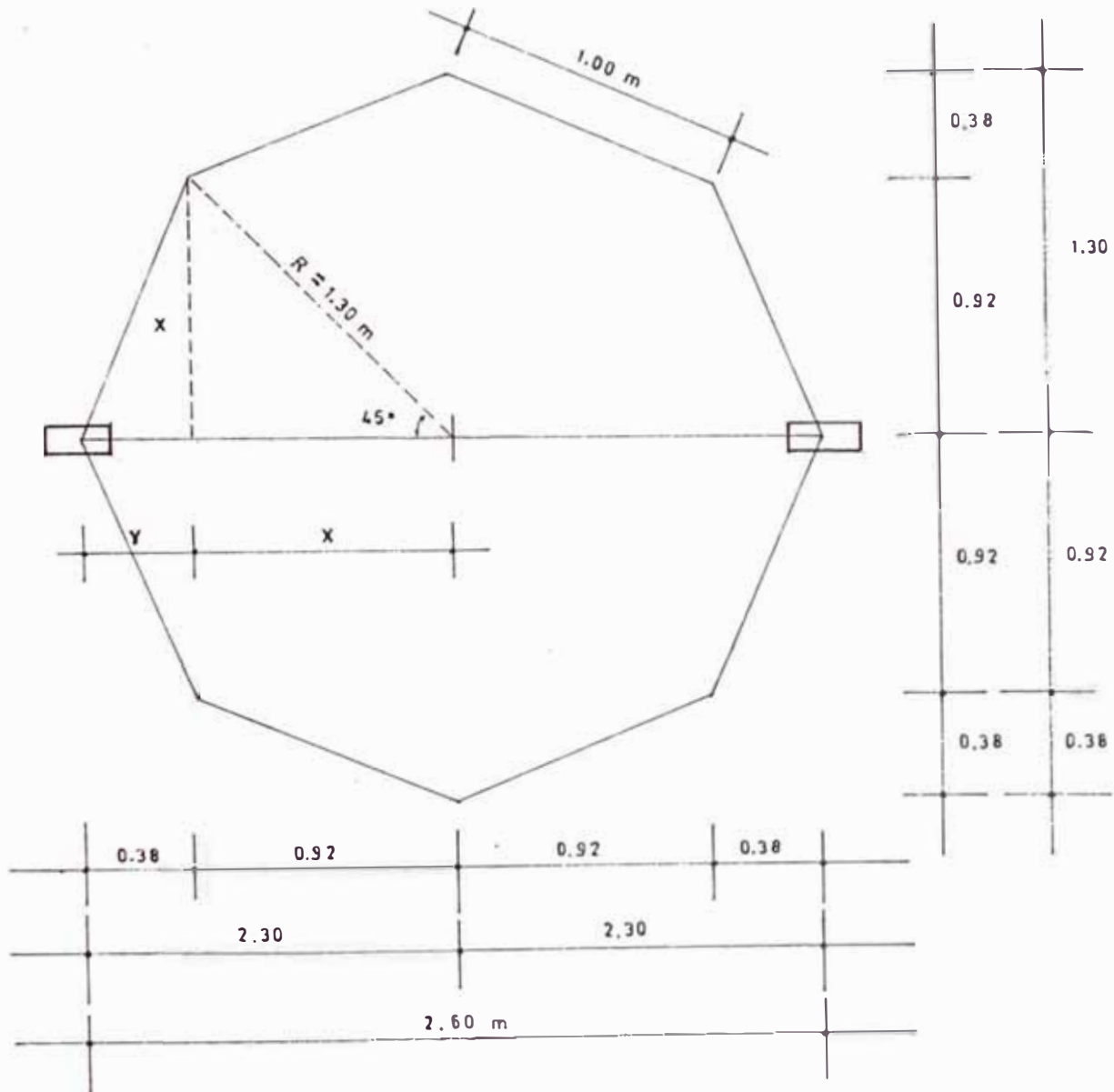
Donde:

P_v = Carga vertical cuando el silo está lleno o vacío en (kgrs)

d = Separación entre columnas (m)

N = Número de columnas

-Cálculo de la separación entre columnas



-Usando Pitagoras

$$x^2 + x^2 = 1.30^2$$

$$x = \sqrt{\frac{1.30^2}{2}} = 0.92 \text{ m.}$$

$$x + y = 1.30 \quad y = 1.30 - x$$

$$y = 1.30 - 0.92 = 0.38 \text{ m.}$$

-La separación entre columnas será:

$$d_1 = 0.92 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.30 \text{ m}$$

$$d_3 = 2.60 \text{ m}$$

-El número de columnas $N = 8$

Por consiguiente:

$$P_a = P_v \pm \frac{2 \times 2425.23}{8 \times 1.30} = P_v \pm 466.40$$

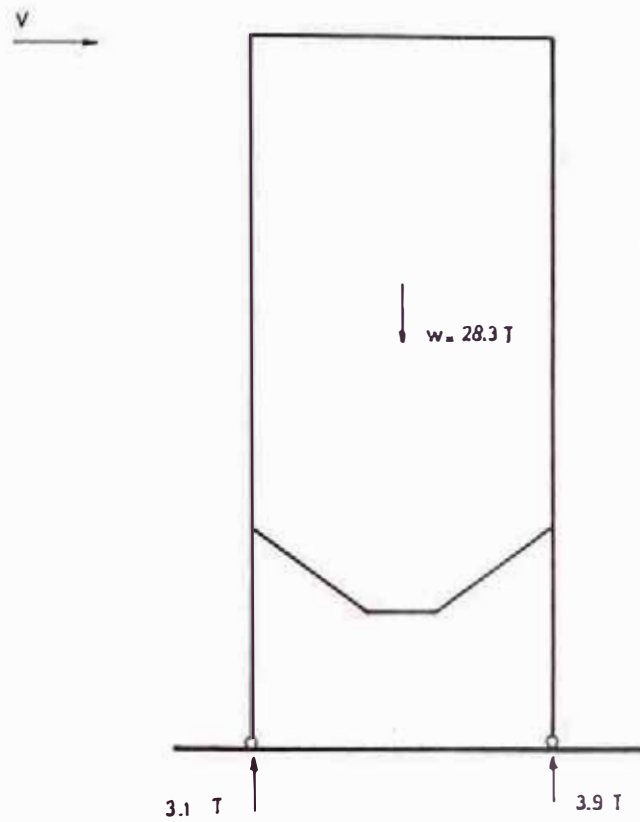
.CARGA AXIAL DEBIDA A LA ACCION DEL VIENTO

	.Pv(kgrs)	(+)Pa (kgrs)	(-)Pa (kgrs)
Viento con el silo lleno	3530.70	+3997.10	+3064.30
Viento con el silo vacío	624.83	+1091.23	+ 158.43

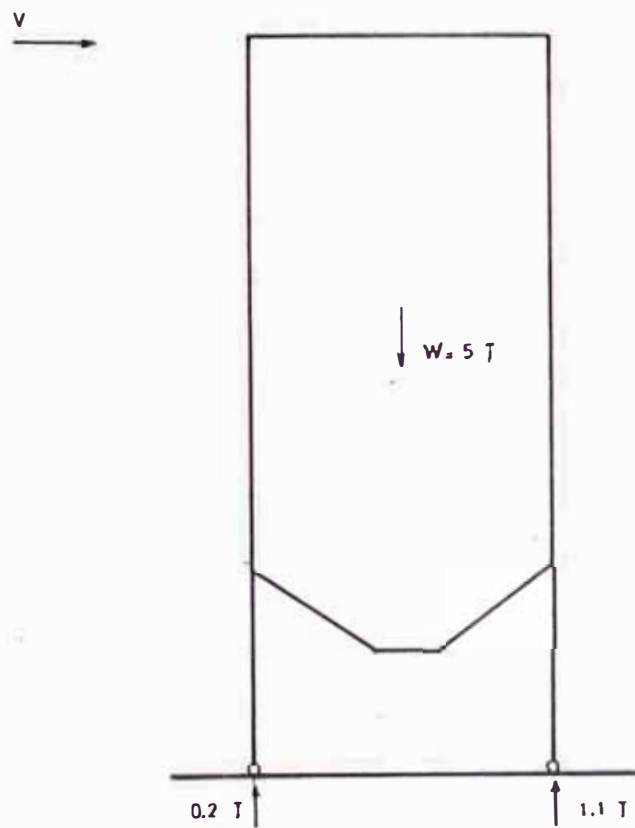
-Analizando los resultados.

Ver gráfico adjunto.

RESULTADOS CUANDO ACTUA EL VIENTO



(a) Silo lleno



(b) Silo vacio

-Verificando esfuerzos:

$$P_{comp_{m\acute{a}x}} = 3997.10 \text{ kg} < P_{adm} = 6297.1 \text{ kgrs}$$

¡Verifica!

La carga en compresión admisible es la obtenida de la sección 9 x 14 diseñada en el predimensionamiento.

La carga en tracción no se presenta porque el peso propio del silo y la distribución de las columnas es suficiente para tomar el momento de volteo.

5.2.2. EFECTO DEBIDO AL SISMO:

La determinación de las cargas debido al sismo se efectuará de acuerdo a lo indicado en el capítulo de Normas Básicas del RNC (7) y su distribución se efectuará entre todos los elementos resistentes constituyentes de la edificación, en proporción directa a sus rigideces y de acuerdo a su estructuración.

En el RNC Normas Básicas de Diseño Sismo-Resistente Artículo 1.1.4. dice Para reservorios, tanques, silos y estructuras similares las disposiciones de estas normas regirán en cuanto sean aplicables.

1.- Zonificación sísmica.-

Nuestro diseño lo haremos para Chachapoyas, Capital del Departamento de

Amazonas, por consiguiente estamos ubicados de acuerdo al mapa de zonificación del RNC en la zona 1.

2.- Clasificación del tipo de suelo.-

Según los estudios de suelos realizados para nuestra localidad de diseño nos ubicamos en el tipo III (suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos).

$T_s = 0.9$

3.- Clasificación del sismo de diseño.-

Sismo severo con intensidad igual o menor de V (MM), tomando en criterio de diseño según RNC (7):

1^o.- Resistir sismo leves sin daños

2^o.- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.

3^o.- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes, con una posibilidad remota de colapso.

4.- Categoría de la estructura.-

De acuerdo al uso e importancia que se da en el artículo 1.12 de la Norma Básica la ubicamos en la categoría B.

5.- Método General para la Determinación de la Fuerza Sísmica Horizontal.-

La fuerza horizontal o cortante basal debido a la acción sísmica se determina por la siguiente fórmula:

$$H = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R_d}$$

Donde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo

C = Coeficiente sísmico

R_d = Factor de ductibilidad

P = Peso de la edificación

Para nuestro caso según la Norma Básica de Diseño Sísmo-Resistente del RNC (7) tenemos:

a).- Factor "Z" Zona I Z = 1.0

b).- Factor "U" Categoría B U = 1.3

c).- Factor "S" Suelo III S = 1.4

d).- Coeficiente sísmico (C):

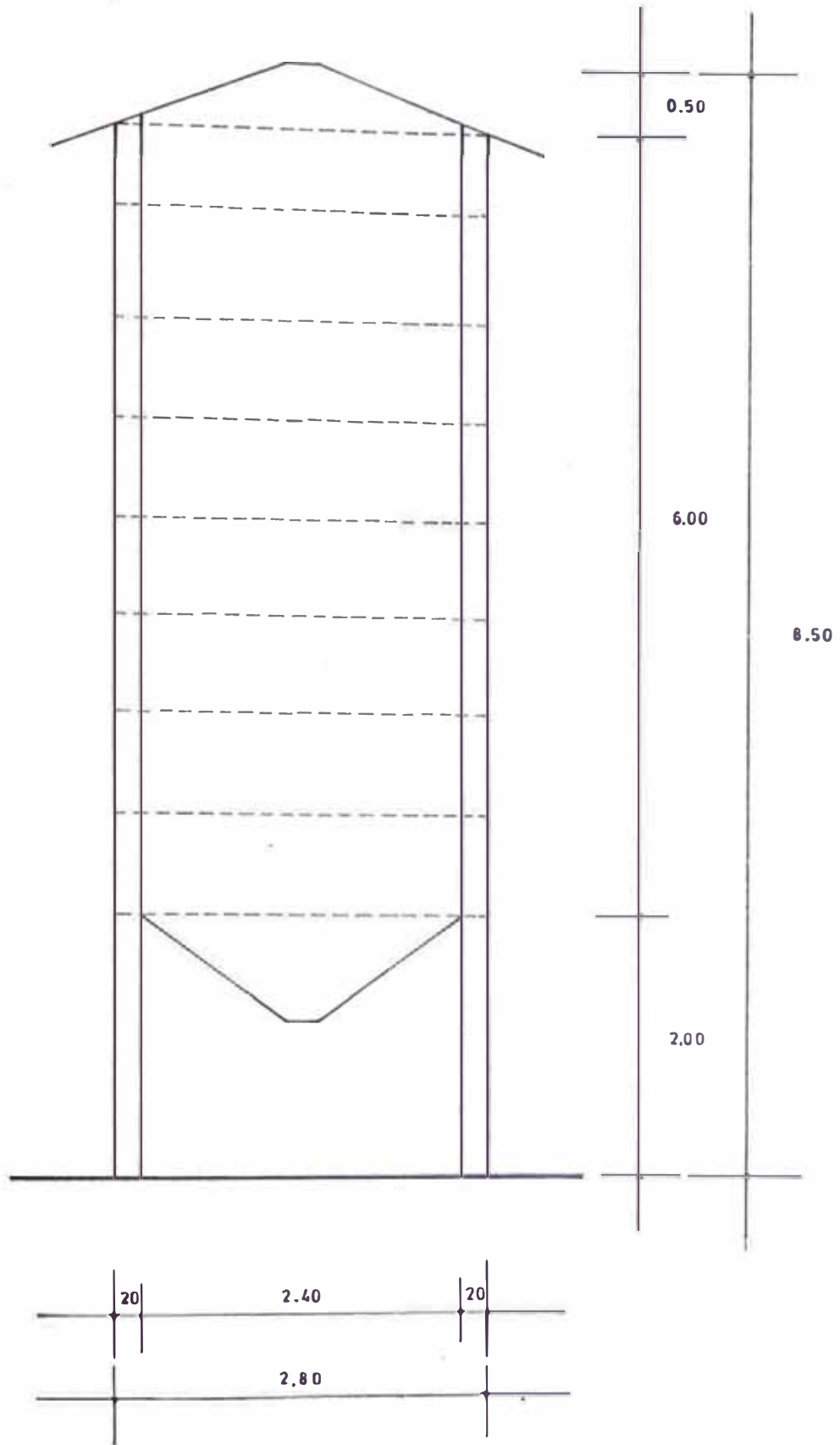
$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_S} + 1.0}$$

Donde:

$$0.16 \leq C \leq 0.40$$

$$0.3 \leq T_S \leq 0.9$$

Para nuestro caso : T_S = 0.9 seg.



SILLO ESTUDIADO

Para hallar el valor "T" primeramente usaremos el Reglamento de Diseño, luego haremos un análisis dinámico de la estructura para comparar resultados.

Haremos un aproximado con:

$$T = \frac{0.09}{\sqrt{D}} H \quad \text{Para edificios que están constituidos por pórticos únicamente.}$$

Donde:

H : Altura de la edificación con respecto al nivel del terreno en m.

D = Dimensión horizontal en metros en la dirección del sismo.

$$T = \frac{0.09 (8.50)}{\sqrt{2.80}}$$

$$T = 0.46 \text{ seg.}$$

Por consiguiente

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.46 + 1.00}{0.90}} = 0.53$$

$$C = 0.53 > 0.40$$

$$C = 0.40$$

e).- Factor de Ductibilidad (Rd).-

Lo determinamos según el RNC (7) de acuerdo a la característica de la edificación, materiales usados y el sistema de estructuración para resistir la fuerza sísmica:

Nos podemos ubicar en E_3 donde $Rd = 4$ ó E_4 donde $Rd = 3$, tomaremos el menor valor por consideración estructural.

$$Rd = 3$$

u).- Peso de la Edificación.-

El peso P se calculará adicionando a la carga permanente un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que la determinamos según el RNC (7) como sigue:

"En estructuras de tanques y silos se considerará el 100% de la carga que puede contener".

Por consiguiente:

$$P = CM + 100\% C.V.$$

CM = Carga muerta o peso propio de la estructura.

CV = Peso del material almacenado.

Donde:

$$CM = 4998.63 \text{ kgrs.}$$

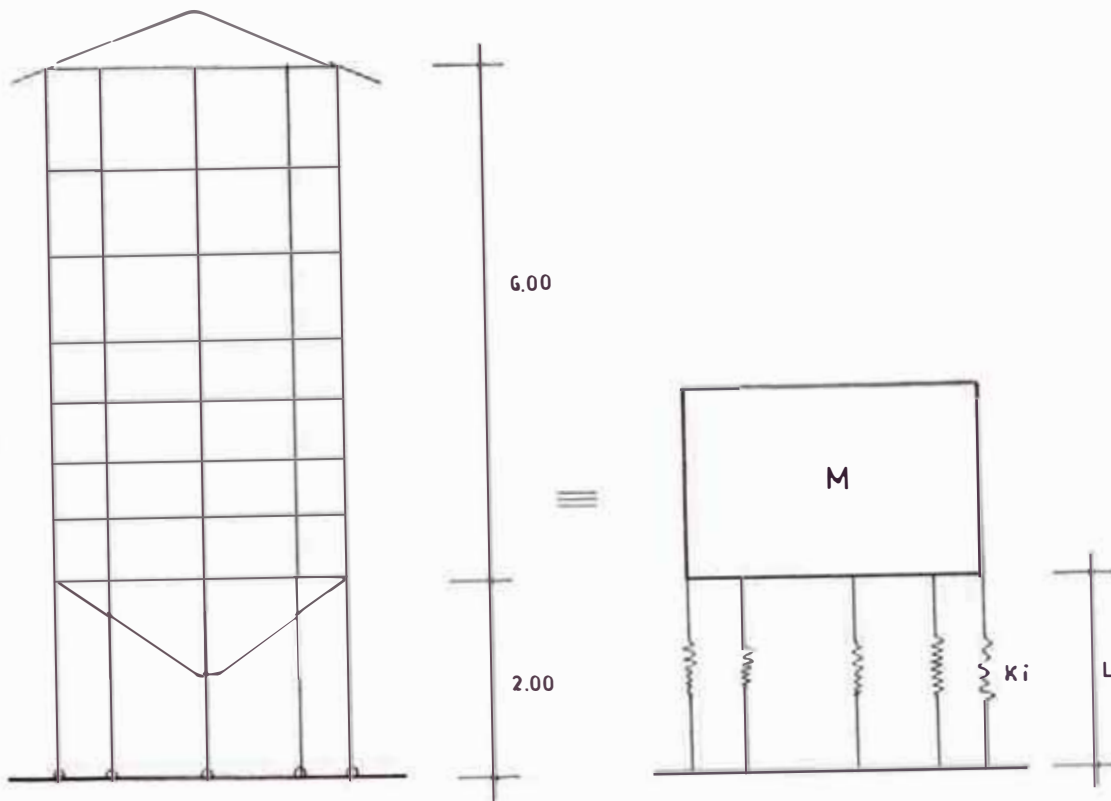
$$CV = 23247.0 \text{ kgrs.}$$

Reemplazando:

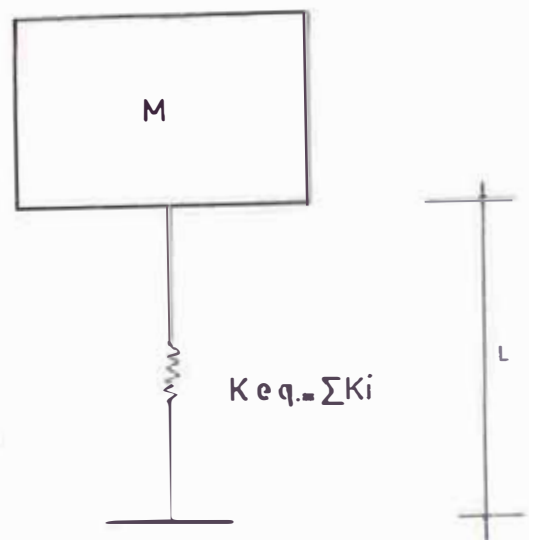
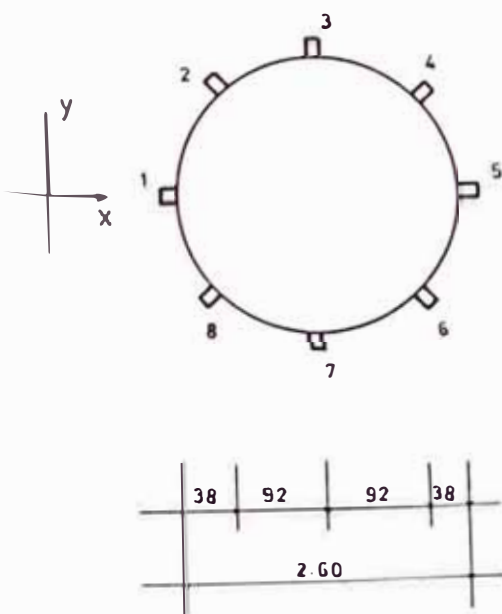
$$P = 4998.63 + 100\% (23247)$$

$$P = 28245.63 \text{ kgrs.}$$

ANALISIS DINAMICO:



a) Modelo Dinámico



b) Modelo Dinámico Equivalente

Por consiguiente:

$$H = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{K_d} = \frac{1.0 \times 1.3 \times 1.4 \times 0.40 \times P}{3}$$

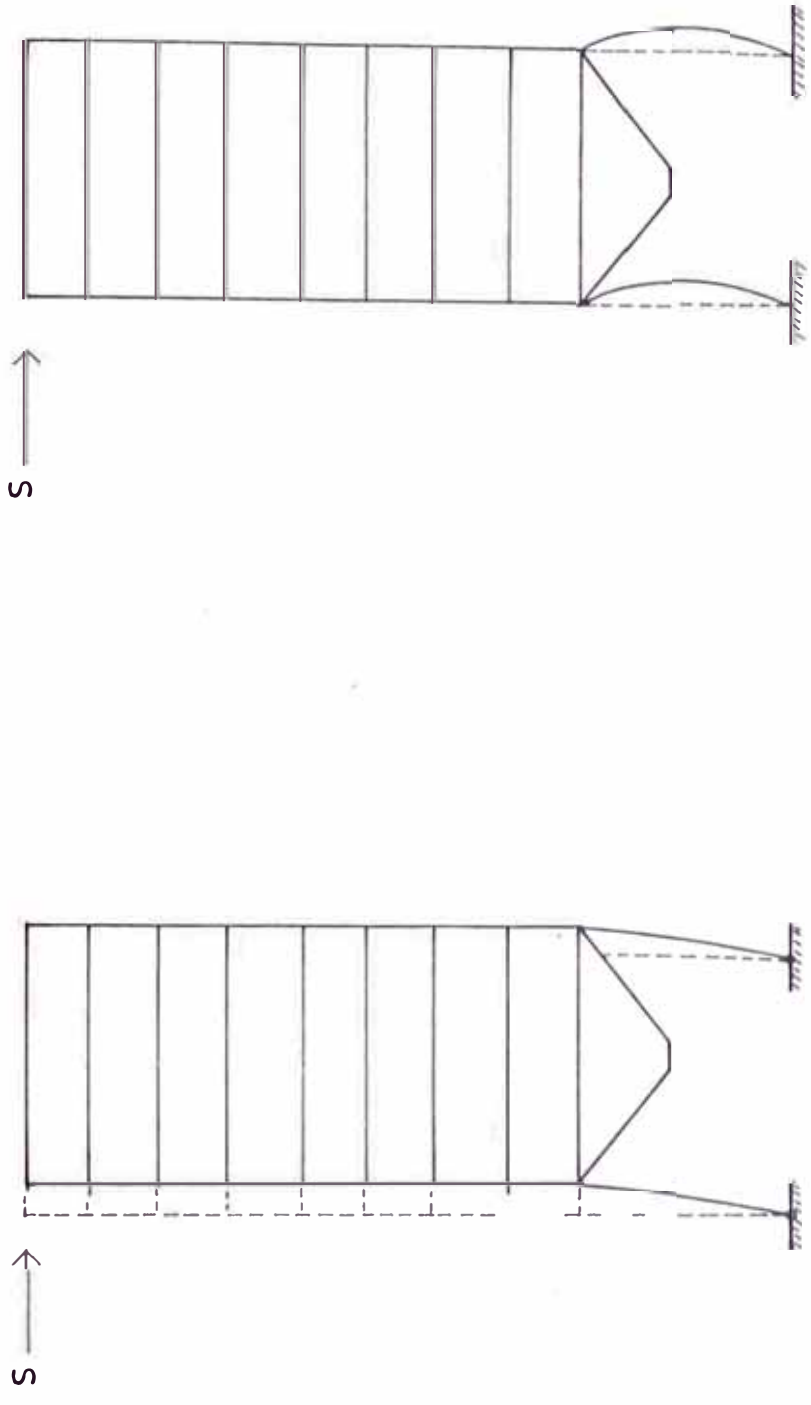
$$H = 0.243P$$

-Según reglamento "la fuerza horizontal mínima de diseño H será de 0.12P para las zonas 1 y 2

$$H = 0.243P$$

-Este valor lo compararemos del que nos resume haciendo el análisis dinámico y tomaremos el menor.

-Idealizando el comportamiento dinámico de cada elemento columna, considerando la posición que ocupa; al momento que el sismo actúa en el sentido X. (Ver figura adjunta).



a)- DESPLAZAMIENTO DE COLUMNAS 1-5 (articulado)

b)- DESPLAZAMIENTO DE COLUMNAS 2-3-4-6-7-8 (empotrado)

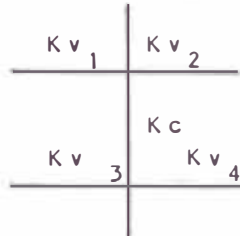
Fig.- EFECTO DEL SISMO

1) Rigidez de columnas según su desplazamiento, usaremos la teoría del Dr. Mutto para ambos casos donde de la rigidez la obtenemos mediante la siguiente relación:

$$K_e = a \frac{12 EI}{h^3}$$

y el valor de "a" según sea el caso.

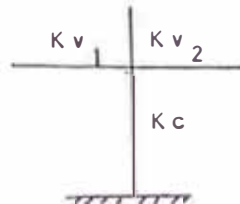
CASO (1) (Intermedia)



$$K = \frac{Kv_1 + Kv_2 + Kv_3 + Kv_4}{2Kc}$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

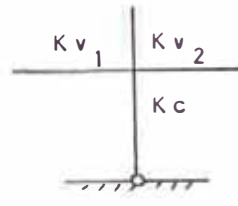
CASO (2) (empotrado)



$$K = \frac{Kv_1 + Kv_2}{Kc}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

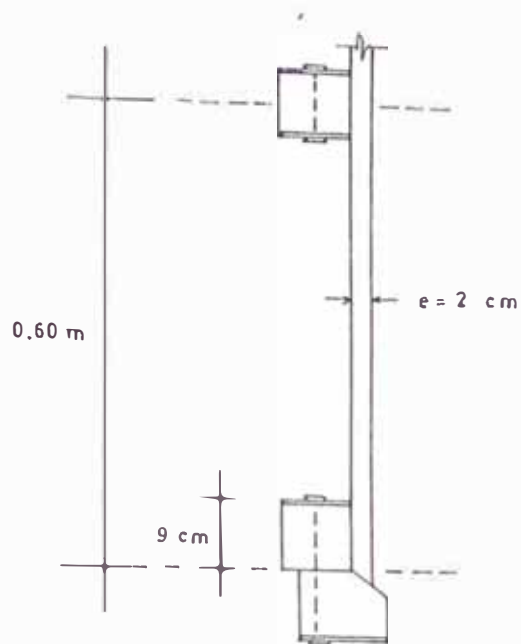
CASO (3) (articulado)



$$K = \frac{Kv_1 + Kv_2}{Kc}$$

$$a = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$$

Usaremos para todos los casos la rigidez de la viga de la siguiente manera



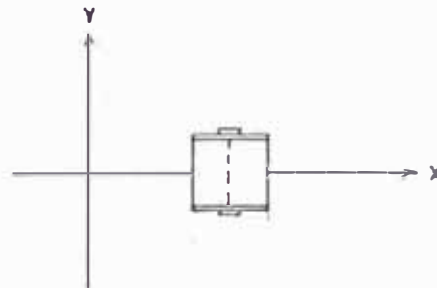
$$K_v = \frac{1}{12} bh^3$$

Entonces

$$K_v = \frac{1}{12}(9)(9)^3 + \left[\frac{1}{12}(9)(9)^3 + 9 \times 9 \times 2.5^2 \right] + \left[\frac{1}{12}(2)(9)^3 + 2 \times 9 \times 5.5^2 \right]$$

$$K_v = 2265.75 \text{ cm}^4$$

Para nuestro caso de sujeción de columnas



Consideraremos: Eje x articulado (Caso 3)

Eje y empotrado (Caso 2)

CASO (3)

$$\bar{K} = \frac{Kv_1 + Kv_2}{Kc} \quad Kv_1 = Kv_2 = Kv = 2265.75 \text{ cm}^4$$

$$\bar{K} = \frac{2Kv}{Kc} = \frac{2(2265.75)}{\frac{1}{12} (9)(14)^3} = 2.20$$

$$\text{Luego: } a = \frac{0.5 (2.20)}{1 + 2 (2.20)} = 0.20$$

$$Ke_3 = 0.20 \left[\frac{12 EI}{h^3} \right] = 2.40 \frac{EI}{h^3}$$

CASO (2):

$$E = \frac{Kv_1 + Kv_2}{Kc} \quad Kv_1 = 0 \quad Kv_2 = Kv$$

$$\bar{K} = \frac{(2265.75)}{\frac{1}{12} (14)(9)^3} = 2.66$$

$$\text{Luego: } a = \frac{0.5 + 2.66}{2 + 2.66} = 0.68$$

$$Ke_{(2)} = 0.68 \left[\frac{12 EI}{h^3} \right] = 8.13 \frac{EI}{h^3}$$

-Luego calculando la rigidez lateral;

$$Keq = \sum K_1 + \sum K_2$$

$$Keq = 2 \left[2.4 \frac{EIx}{h^3} \right] + 6 \left[8.13 \frac{EIy}{h^3} \right]$$

$$Keq = 2 \left[\frac{2.4 \times 75000 \times 2058}{200^3} \right] + 6 \left[\frac{8.13 \times 75000 \times 850.50}{200^3} \right]$$

$$Keq = 2 (46.31) + 6 (64.83)$$

$$Keq = 481.60 \text{ kgr/cm.}$$

2) Frecuencias y períodos

-Considerando el sistema como un péndulo invertido, el período será:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eq}}} = \frac{2\pi}{w}$$

a) Silo descargado



$$W = 4998.63 \text{ Kg}$$

$$K_{eq} = 481.60 \text{ kgr/cm.}$$

$$w_1 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{481.60 \times 981}{4998.63}} = 9.72 \text{ seg}^{-1}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = 0.65 \text{ seg.}$$

Luego el coeficiente sísmico será:

$$C = \frac{0.80}{T+1.0} = \frac{0.80}{0.65+1} = 0.47 > 0.40$$

Usar $C = 0.40$

b) Silo cargado



$$W = 28245.63$$

$$K = 481.60 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{481.60 \times 981}{28245.63}} = 4.09 \text{ seg}^{-1}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = 1.54 \text{ seg.}$$

-Luego el coeficiente sísmico será:

$$C = \frac{0.80}{\frac{1.54+1}{0.90}} = 0.30 < 0.40$$

$$\text{Usar } C = 0.30$$

3) Cálculo de la fuerza sísmica horizontal para silo cargado

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_d}$$

Luego reemplazando valores tenemos:

$$H = \frac{1.0 \times 1.3 \times 1.4 \times 0.30}{3} \times P$$

$$H = 0.18 P > 0.12 P$$

$$H = 0.18 (28245.63) = 5140.70 \text{ kgrs}$$

Para silo vacío:

$$H = \frac{1.00 \times 1.30 \times 1.40 \times 0.40}{3} \times P = 0.243P > 0.12P$$

$$H = 0.243 (4998.63) = 1215.00 \text{ Kgrs.}$$

6.- Distribución "H" en la altura de la edificación.

La fuerza horizontal o cortante "H" en la base se distribuirá usando la siguiente fórmula: RNC (+)

$$F_i = f_H \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

$$f = 0.85 \quad \text{SI } \frac{H}{D} \gg 6$$

$$f = 1.00 \quad \text{SI } \frac{H}{D} \leq 3$$

Para nuestro caso:

$$\frac{H}{D} = \frac{\text{ALTO}}{\text{LADO}} = \frac{800}{280} = 2.86 < 3 \quad f = 1.0$$

DISTRIBUCION DE LA FUERZA HORIZONTAL PARA EL SILO CARGADO

h _i (m)	w _i (kgrs)	W _i h _i	F _i = f _H $\frac{W_i h_i}{\sum w_i h_i}$	M _i
8.00	1839.24	14713.92	551.87	4414.94
7.20	3481.40	25066.08	940.14	6769.01
6.40	3296.20	21095.68	791.23	5063.84
5.70	3110.36	17729.05	664.95	3790.24
5.00	2925.00	14625.00	548.53	2742.66
4.40	2739.49	12053.76	452.09	1989.22
3.80	2739.49	10410.06	390.44	1483.69
3.20	2739.49	8766.37	328.80	1052.15
2.60	2739.49	7122.67	267.15	694.25
2.00	2635.47	5478.98	205.50	410.99
	28245.63	137061.57	5140.70	28410.99

-La carga axial sobre las columnas cuando actúa el sismo y el silo está lleno será:

$$P_{ax} = 0.75 \left[P_v \pm 2 \frac{M \text{ volteo}}{N_d} \right]$$

Calculando P_v tenemos:

$$P_v = \frac{W_T}{8} = \frac{28245.63}{8} = 3530.70$$

$$N = \text{Número de columnas} = 8$$

DISTRIBUCION DE LA FUERZA HORIZONTAL PARA EL SILO VACIO

h _i (m)	W _i (kgrs)	W _i h _i	$F_i = \frac{f H W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	M _i
8.00	355.68	2845.44	146.49	1171.92
7.20	514.01	3700.87	190.53	1371.82
6.40	514.01	3289.66	169.36	1083.90
5.70	514.01	2929.86	150.84	859.79
5.00	514.01	2570.05	132.31	661.55
4.40	514.01	2261.64	116.43	512.29
3.80	514.01	1953.24	100.56	382.13
3.20	514.01	1644.83	84.68	270.98
2.60	514.01	1336.43	68.80	178.88
2.00	530.88	1061.76	54.66	109.32
	4998.63	23593.78	1214.70	6602.58

-La carga axial sobre las columnas cuando actúa el sismo y está descargado será:

$$P_{ax} = P_v \pm \frac{M_{volteo}}{N d}$$

-Calculando P_v tenemos:

$$P_v = \frac{W T}{8} = \frac{4998.63}{8} = 624.33$$

$$N = \text{Número de columnas} = 8$$

La distancia entre columnas será:

$$d = 1.30 \text{ (ver análisis cuando actúa el sismo).}$$

Por consiguiente considerando lo siguiente hallaremos el cuadro adjunto:

a) Silo cargado:

$$P_s (+) = 0.75 \left[P_v + \frac{2M_{\text{volteo}}}{N_d} \right]$$

$$P_s (-) = P_v - 2 \frac{M_{\text{volteo}}}{N_d}$$

b) Silo descargado:

$$P_s (+) = P_v + 2 \frac{M_{\text{volteo}}}{N_d}$$

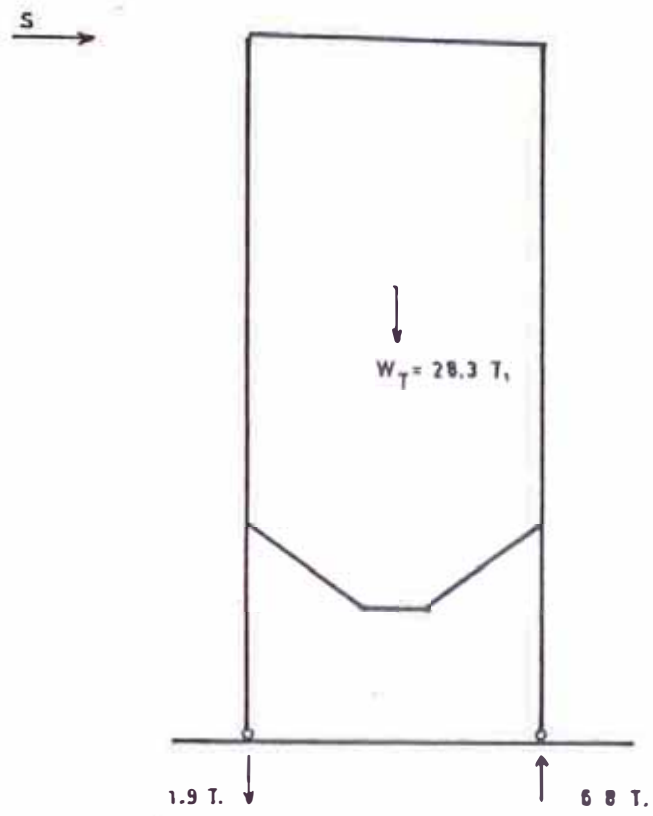
$$P_s (-) = P_v - 2 \frac{M_{\text{volteo}}}{N_d}$$

CARGA AXIAL DEBIDA A LA ACCION DEL SISMO

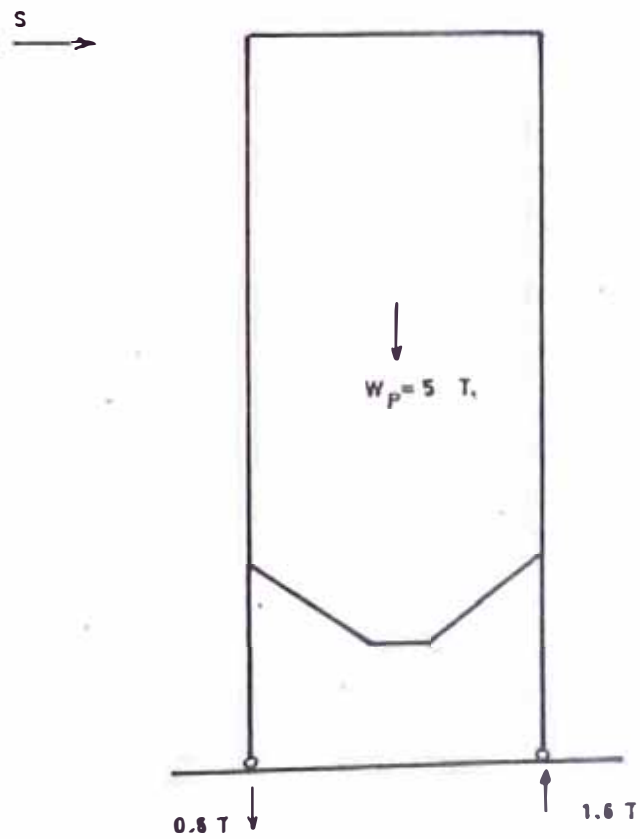
ESTADO DE CARGA	P _v (kgcs)	(+)P _s (Kgrs)	(-)P _s (Kgrs)
SISMO CON EL SILO LLENO	3530.70	(+)5745.76	(-)1932.95
SISMO CON EL SILO VACIO	624.83	(+)1610.37	(-) 644.90

Las fuerzas resultantes serán las mismas para ambas direcciones por tratarse de una estructura simétrica (Ver figura adjunta).

RESULTADOS CUANDO ACTUA EL SISMO



(a) Silo Lleno



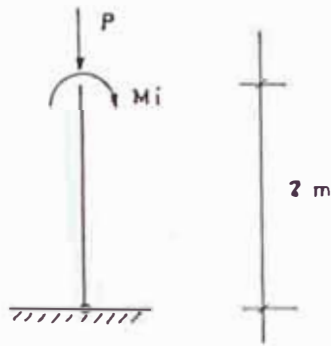
(b) Silo Vacio

5.3. VERIFICACION DE LA SECCION COLUMNA, CONSIDERANDO EFECTOS DE CARGAS LATERALES

$$P_{adm_{9 \times 14}} = 6297.10 \text{ kgrs} < P_{actuante} = 6745.76 \text{ sismo}$$

a) Diseño de la columna en el tramo (0-1) considerando sismo:

Columna a flexo-compresion



M₁ serán proporcionales a sus rigideces relativas según la posición de la columna

$$M_1 = \frac{64.83}{481.60} \times 28410.99 = 3824.51 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = \frac{46.31}{\dots} \times 28410.99 = 2731.96 \text{ Kg-m}$$

1) Bases de cálculo

- a) Se usará madera del grupo B
- b) La carga aplicada es $P = 6745.76 \text{ kgr}$
- c) Del análisis dinámico $K_x = 1.71$

$$K_y = 1.14$$

Longitud efectiva $L_{ef} = K L$

2) Efectos máximos

$$P_{actuante} = 6745.76 \text{ Kgr.}$$

$$M_{1 actuante} = 3824.51 \text{ Kgr-m}$$

3) Esfuerzos admisibles

$$E_{mfn} = 75000 \text{ Kgr/cm}^2 \quad (\text{TABLA 13-2})$$

$$f_c = 110 \text{ Kgr/cm}^2 \quad (\text{TABLA 13-2})$$

$$c_k = 18.34 \text{ Kgr/cm}^2 \quad (\text{TABLA 9-4})$$

$$f_m = 150 \text{ Kgr/cm}^2 \quad (\text{TABLA 13-2})$$

4) Tanteando el perfil 9 x 19

$$\lambda_y = \frac{1.14 \times 200}{9} = 25.33 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$\lambda_x = \frac{1.71 \times 200}{19} = 18.00$$

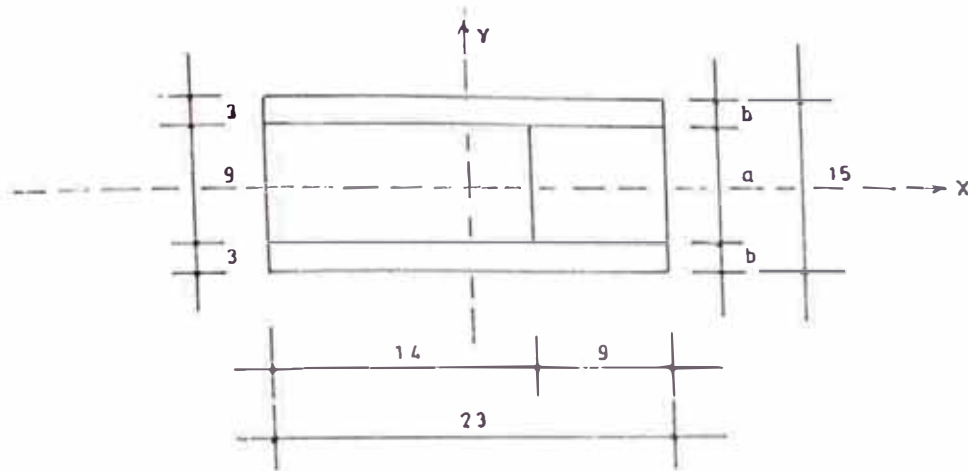
$$\lambda_y = 25.33 > c_k \quad \text{Columna larga}$$

$$N_{adm} = \frac{0.329 \times 75000}{(25.33)^2} \times 171 = 6576.32 \text{ kgrs}$$

$$N_{adm} = 6576.32 < N_{actuante} = 6745.76$$

¡NO VERIFICA!

Tendremos que hallar la carga admisible de la sección compuesta:



-Con respecto al eje X la longitud efectiva es:

TABLA 9 -1 K = 1.71

$$L_{ef} = 1.71 \times 200 = 342 \text{ cm.}$$

-Con respecto al eje y la longitud efectiva es:

Hallando un ancho equivalente. Referencia U)

$$b_e = 2b + \frac{5a}{3} \quad \begin{array}{l} a = 9 \text{ cm.} \\ b = 2 \text{ cm.} \end{array}$$

$$b_e = 2(3) + 5 \frac{(9)}{3} = 21 \text{ cm.}$$

Considerando la unión por medio de clavos, para sección compuesta:

TABLA 11-4 Referencia (1)

$$\text{Relación } \frac{d}{b} = 0 \quad K = 1.80$$

$$b_{ef} = \frac{b_e}{K} = \frac{21}{1.80} = 11.70 \text{ cm.}$$

Luego calculando la esbeltez para ambas direcciones:

$$y = \frac{1.14 \times 200}{11.70} = 19.50 > CK \quad (\text{Columna larga})$$

$$x = \frac{1.71 \times 200}{23} = 14.90 \quad (\text{Columna Intermedia})$$

10 < CK < 18.34

Cálculo de las cargas admisibles

Dirección x-x (Columna Intermedia)

$$N_{adm} = f_c \cdot A_{ef} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{CK} \right)^4 \right]$$

$$CK = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 18.34$$

$$N_{adm} = 110 \times 11.70 \times 23 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{14.90}{18.34} \right)^4 \right] =$$

$$N_{adm}_{x-x} = 25302.34 \text{ Kg.}$$

Dirección y-y (Columna larga)

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E m I_n \times A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm}_{y-y} = \frac{0.329 \times 75000 \times 269.10}{(19.50)^2} = 17462.31$$

Carga crítica de en la dirección que se presenta la flexión:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{ef}^2}$$

Dirección x-x

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 75000}{(1.71 \times 200)^2} \left[\frac{1 \times 11.70 (23)^3}{12} \right]$$

$$N_{cr}_{x-x} = 23897.20 \text{ Kgr.}$$

Dirección y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 75000}{(1.14 \times 200)^2} \left[\frac{1}{12} \times 23(11.70)^3 \right]$$

$$N_{cr_{y-y}} = 13913.80 \text{ Kgr.}$$

Factor de amplificación de momento (Eq 9-9)

Referencia (1)

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

Dirección x-x

$$K_{m_{x-x}} = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{6745.76}{23897.20}} = 1.73$$

Dirección y-y:

$$K_{m_{y-y}} = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{6745.76}{13913.80}} = 3.67$$

Verificando la sección sometida a flexo compresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m L M L}{Z_{fm}} < 1$$

Calculando el modulo de sección. De la sección compuesta:

$$Z_{x-x} = \frac{I_x}{r_x} = \frac{1}{12} \frac{(11.7)(23)^3 \times 2}{23} = 1031.55 \text{ cm}^3$$

$$Z_{y-y} = \frac{I_y}{r_y} = \frac{1}{12} \frac{(23)(11.7)^3 \times 2}{11.70} = 524.75 \text{ cm}^3$$

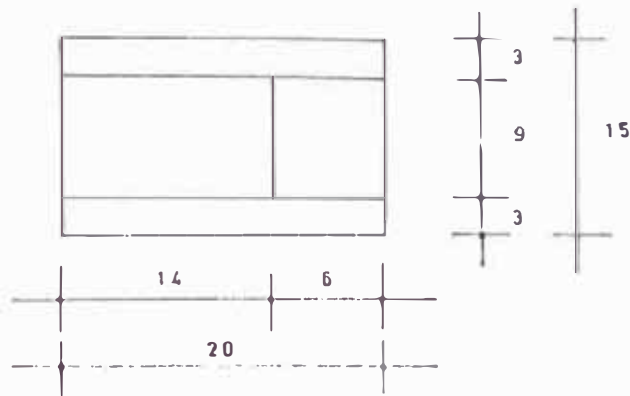
Dirección x-x:

$$\frac{6745.76}{25302.34} + \frac{1.73 \times 2731.96}{1031.55(150)} = 0.30 < 1$$

dirección y-y:

$$\frac{6745.76}{17462.31} + \frac{3.67 \times 3824.51}{524.75 (150)} = 0.56 < 1$$

Podemos observar que verifica ampliamente, si hacemos la verificación para el siguiente perfil:



Calculo de b_e :

$$b_e = 2 (3) + \frac{5 (9)}{3} = 21 \text{ cm.}$$

$$b_{ef} = \frac{21}{1.8} = 11.70 \text{ cm.}$$

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\lambda_x = \frac{1.71 \times 200}{20} = 17.10 \quad (\text{Columna Intermedia})$$

$10 < C_k < 18.34$

$$\lambda_y = \frac{1.14 \times 200}{11.70} = 19.50 > C_k \quad (\text{columna larga})$$

Calculo de las cargas admisibles:

Dirección x-x (Columna Intermedia)

$$N_{adm} = 110 \times 11.70 \times 20 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{17.10}{18.34} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm_{x-x}} = 17445.18 \text{ Kg.}$$

Dirección y-y (Columna larga)

$$N_{adm} = 0.329 \times \frac{75000 \times 234}{(19.50)^2} = 15184.62 \text{ Kg.}$$

Carga crítica de Euler

Dirección x-x

$$N_{cr_{x-x}} = \frac{\pi \times 75000}{(1.71 \times 200)^2} \left[\frac{1}{12} \times 11.70 \times (20)^3 \right]$$

$$N_{cr_{x-x}} = 15712.80$$

Dirección y-y

$$N_{cr_{y-y}} = \frac{\pi \times 75000}{(1.14 \times 200)^2} \left[\frac{1}{12} \times (20) (11.70)^3 \right]$$

$$N_{cr_{y-y}} = 12099.00 \text{ Kg.}$$

Factor de amplificación

Dirección x-x:

$$K_{m_{x-x}} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \times 6745.76}{15712.80}} = 2.81$$

Dirección y-y:

$$K_{m_{y-y}} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \times 6745.76}{12099.00}} = 6.11$$

Verificando la sección sometida a flexo compresión:

$$Z_{x-x} = \frac{1}{12} \times \frac{(11.70)(20)^3}{20} \times 2 = 780 \text{ cm}^3$$

$$Z_{y-y} = \frac{1}{12} \frac{(20)(11.70)^3 \times 2}{11.70} = 456.30 \text{ cm}^3$$

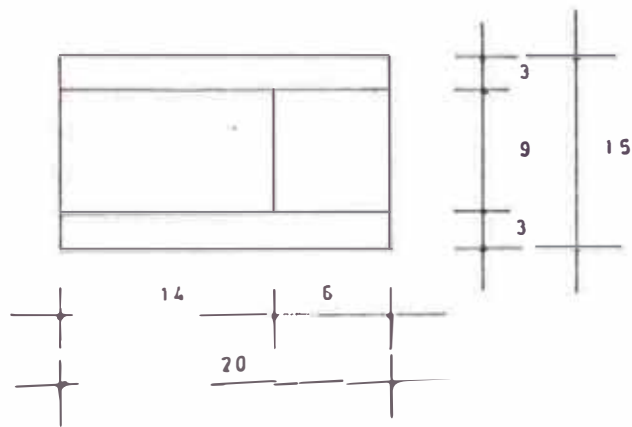
Dirección x-x:

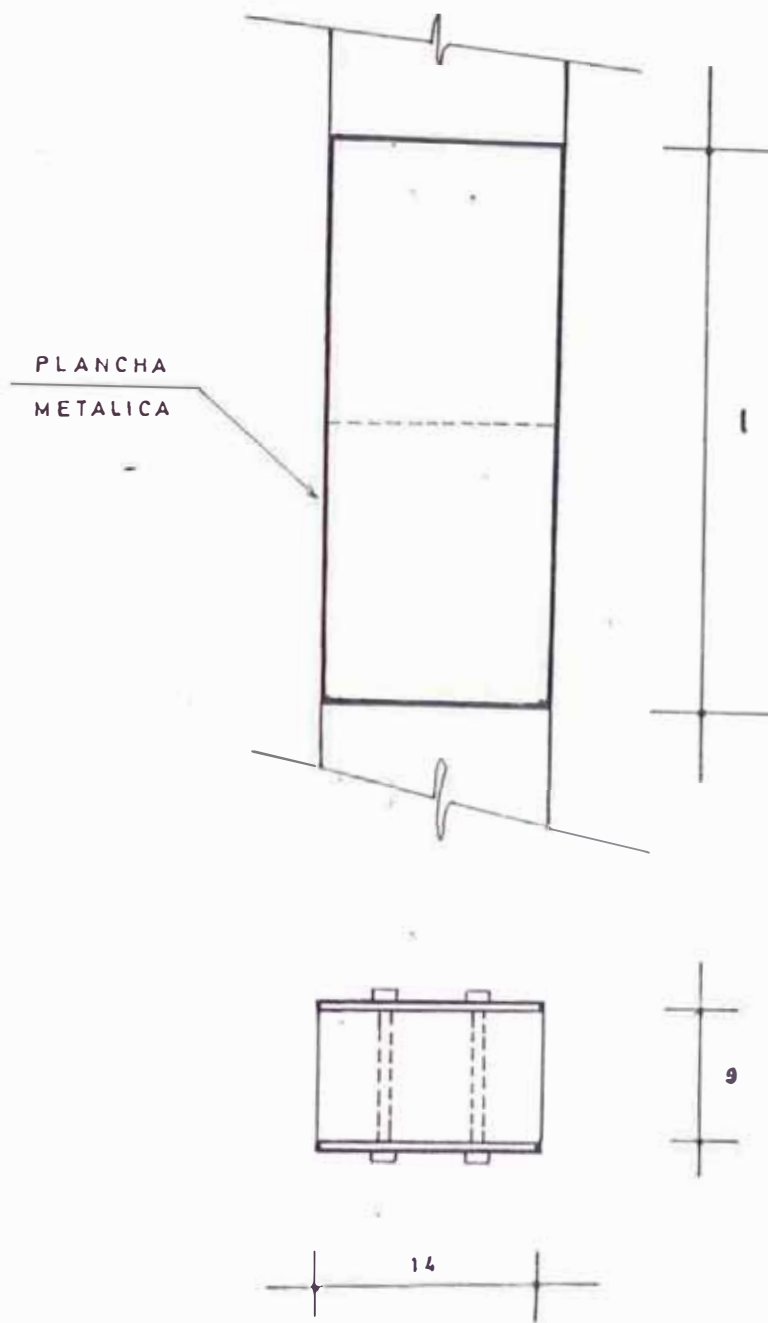
$$\frac{6745.76}{17445.18} + \frac{2.81 \times 2731.96}{780 \times 150} = 0.45 < 1$$

Dirección y-y:

$$\frac{6745.76}{15184.62} + \frac{6.11 \times 3824.51}{456.30(150)} = 0.79 < 1$$

Usaremos la sección verificada:





CONEXION COLUMNA - COLUMNA

5.4. VERIFICACION DE LAS CONEXIONES

1.- Conexión columna-columna de la figura adjunta:

$$P_{\max} \text{ tracción} = 1932.95$$

1) Diseño de la pletina metálica:

$$t = \frac{P}{ns [d - h_n (D + 1.6)]}$$

t = espesor de la placa en cm.

p = carga en kgrs.

n = número de placas.

s = esfuerzo permisible en tracción del acero.
Kgr/cm²

d = peralte del miembro principal en cm.

h_n = número de agujeros en la sección crítica

D = diámetro del perno.

-Cálculo del número de pernos.

Diseño

H) Bases de cálculo

a) Madera del grupo B

b) Carga actuante paralela al grano T = P = 1932.95 kgrs.

c) Diámetro del perno

$$\frac{l}{d} \approx 7 \quad d = \frac{l}{7} = \frac{9}{7} = 1.28$$

$$\phi = 1.28 \text{ cm} \approx 1/2''$$

2) Carga admisible del perno

Perno sometido a doble cizallamiento

a) Elemento central $l = 9$ cm (platinas metálicas)

b) De la 12.7

Para $l = 9$ cm $\phi = 1/2$ "

$\frac{l}{d} = 7.1$ GRUPO B $P = 835$ kgrs

$Q = 326$ kgrs

$P = 835$ kgrs

Por usar platinas metálicas

$P = 1.25 \times 835 = 1043.75$

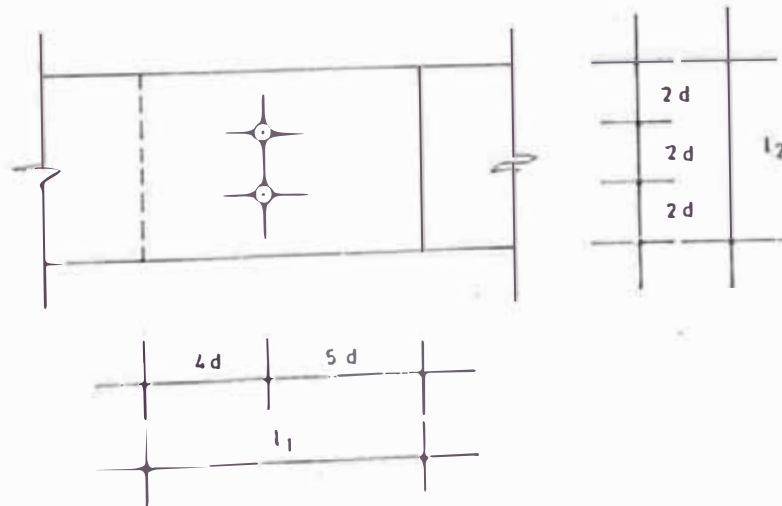
3) Número de pernos

Tomando 0.75 Pactuante $= 0.75 \times 1932.95$

$P_{\text{diseño}} = 1449.71$ kgrs

N° pernos $= \frac{1449.71}{1043.75} = 1.39 \approx 2 \phi \frac{1}{2}$ "

Ubicación del perno. Tabla 12-4 Referencia (1)



Longitud de platina

$$l_1 = 5(d) + 4(d) = 9d$$

$$d = 1.27 \text{ cm} \quad l_1 = 11.43 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 6d = 6(1.27) \quad l_2 = 7.62 \text{ cm}$$

Longitud de la platina. Lo calcularemos después del cálculo de espesor

$$t = \frac{P}{ns [d - h_n (D + 1.6)]} = \frac{1932.95}{4 \times 1500 [9 - 2(1.27 + 1.6)]}$$

$$t = 0.10 \text{ cm} \approx 1/16" = 0.16 \text{ cm.}$$

Usar $t = 3/16"$

Por razones de corrosión $1/16"$, seguridad $1/16"$

Total $2/16"$

Cálculo del área de la plancha:

$$A_c = \frac{P}{fb} \quad A_c = \frac{1932.95}{1500} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_c = t \times l_2 = l_2 = \frac{A_c}{t} = \frac{1.29}{0.48} = 2.70 \text{ cm}$$

Como el $l_{2\text{min}}$ requerido por los espaciamentos

de los pernos es 7.62 cm

Usar PI 100x 240 x $3/16"$

II.- Conexión tolva-columna

$$N = ps = P\theta R = 941.4 \times \frac{\pi}{4} \times 1.20 = 887.20$$

$$N = 887.20 \text{ kg (debido a la viga superior)}$$

$$N = 1272.98 \text{ kg (debido a la viga inferior)}$$

$$N = 205.50 \text{ kg (debido al sismo)}$$

$$N_{actuante} = 12.72.98 + 205.50 = 1478.48 \text{ kg.}$$

-Verificando el elemento a flexo-tracción:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{|M|}{Z_{fm}} < 1$$

$$\frac{1478.48}{8505.0} + \frac{81.10 \times 100}{121.50 \times 150} = 0.62 < 1$$

¡VERIFICA!

-Verificando el número y diámetro del perno diseñado:

$$N^{\circ} \text{ pernos} = \frac{1478.48}{1500.0} = 0.99 \quad | \quad \phi \ 5/8''$$

¡VERIFICA!

-La platina no necesita verificarse porque lo hemos sobredimensionado.

III. CONEXIONES VIGA ANILLO-COLUMNA

ESFUERZOS EN CONEXIONES CON EFECTO DE SISMO

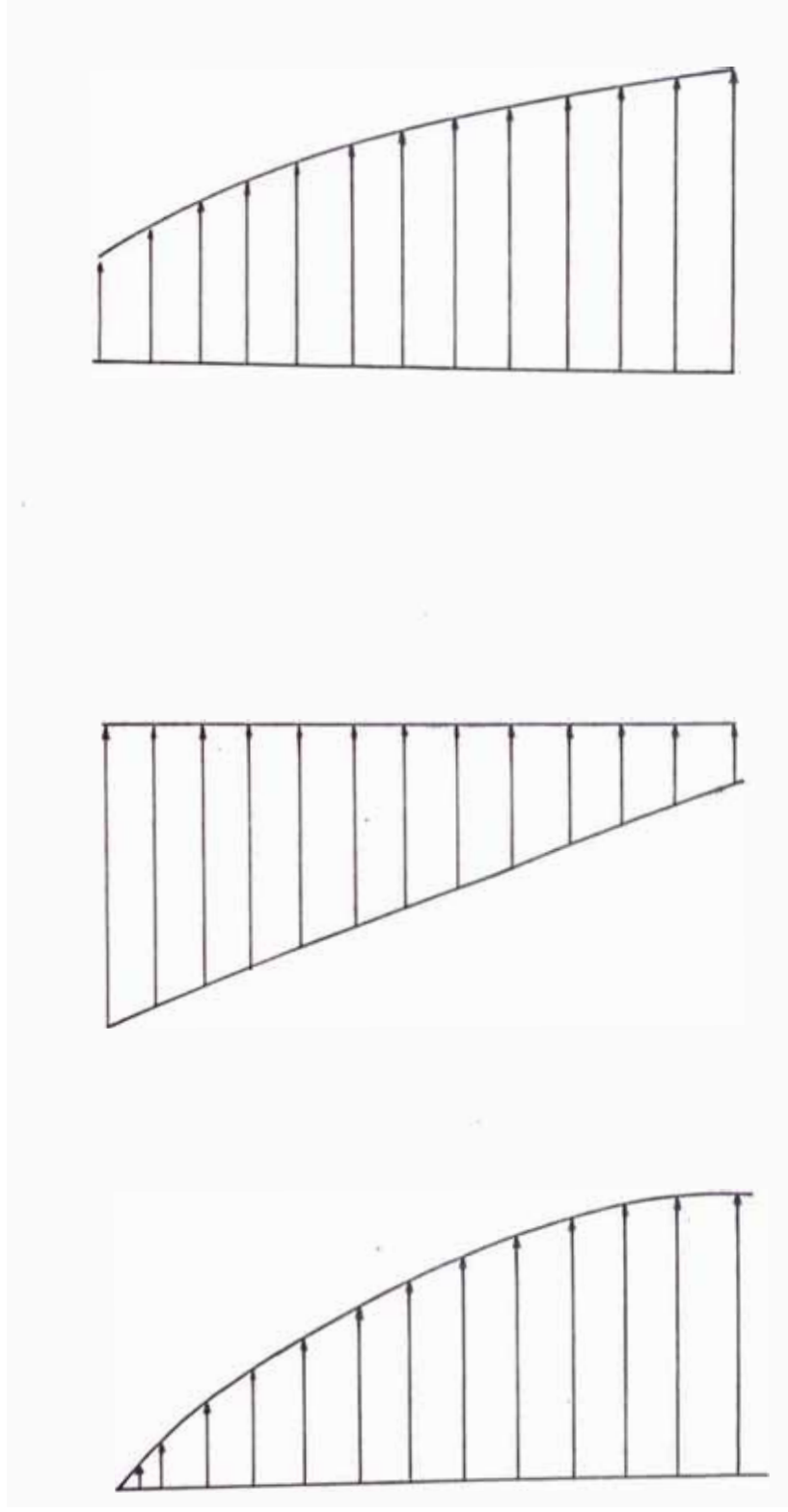
CONEXION	h(m)	ph(kgr)	Fsismo(kg)	Fs/4(kgr)	Ph+Fs/4(kgr)	ϕ (pulg)
10	0	0	551.87	137.48	137.98	3/8"
9	0.80	174.60	940.14	235.04	409.74	3/8"
8	1.60	311.95	791.23	197.81	509.76	3/8"
7	2.30	407.86	664.95	166.24	574.10	3/8"
6	3.00	631.29	548.53	137.13	768.42	1/2"
5	3.60	702.63	452.09	113.02	815.65	1/2"
4	4.20	762.04	390.44	97.61	859.65	1/2"
3	4.80	811.74	328.80	82.20	893.94	1/2"
2	5.20	853.26	267.15	66.79	920.05	1/2"
1	6.00	1272.98	205.50	51.34	1324.32	5/8"

haciendo este análisis podemos observar que tenemos diferentes diámetros de pernos de acuerdo a la sollicitación de carga, que tomaremos en cuenta para hacer la estructura económica.

IV. CONEXION COLUMNA-CIMENTACION

Haremos la conexión mediante platinas, dichos elementos serán capaces de tomar los esfuerzos de tracción y de compresión producidos por el efecto dinámico del sismo.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN CONEXIONES



(a) Presion horizontal debido a la materia ensilada

(b) 75 % de la fuerza horizontal de sismo

(c) Resultante silo lleno +75% sismo

La compresión la tomaría la plancha de apoyo y la tracción la tomarían los pernos de anclaje.

Plancha de apoyo:

Según el método de AISC Referencia (6)

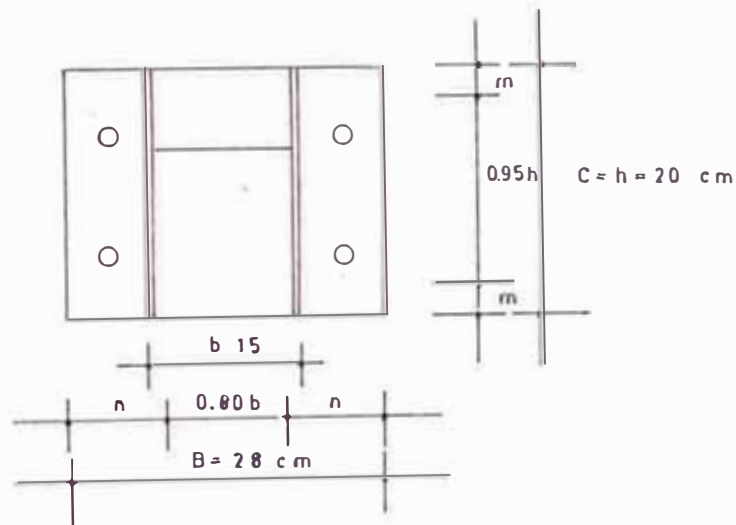
$$f_p < F_p$$

$$f_p = \frac{P_a}{B \times C} \quad (\text{esfuerzo actuante de compresión})$$

$$F_p = 0.35 f'_c \quad (\text{esfuerzo permisible de compresión})$$

Comportamiento de la plancha area sin flexión

$$0.95h \times 0.80b$$



El espesor de la plancha será:

$$t_m = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times m^2}{F_b}}$$

$$t_n = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times n^2}{F_b}}$$

Se tomará como solución el mayor de ellos.

Para nuestro caso:

$$\text{Si usamos } f'c = 175 \text{ kgr/cm}^2$$

$$Fp = 0.35 f'c = 0.35 (175) = 61.25 \text{ kgrs/cm}^2$$

El área necesaria de la plancha de apoyo es:

$$A_{req} = \frac{Pa}{Fp} = \frac{6745.76}{61.25} = 110.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si usamos } B = 28 \quad C = 20$$

$$A = B \times C = 28 \times 20 = 560 \text{ cm}^2 > A_{req}.$$

Luego el esfuerzo actuante será:

$$fp = \frac{6745.76}{560} = 12.05 \text{ kgr/cm}^2 < Fp = 61.25 \text{ kgr/cm}^2$$

Calculando m y n tenemos:

$$m = \frac{C - 0.95h}{2} = \frac{20 - 0.95(20)}{2} = 0.5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b}{2} = \frac{28 - 0.80(15)}{2} = 8 \text{ cm}$$

Luego:

$$t_m = \sqrt{\frac{3 \times 12.05 \times 0.5^2}{0.75 \times 2500}} = 0.07 \text{ cm}$$

$$t_n = \sqrt{\frac{3 \times 12.05 \times 8^2}{0.75 \times 2500}} = 1.11 \text{ cm}$$

Entonces tomaremos el mayor t_n :

$$t = 1.11 \text{ cm } \frac{1}{2}'' = 1.27 \text{ cm.}$$

Usar PL. 200 x 280 x $\frac{1}{2}''$

Pernos de anclaje:

Son diseñados para soportar la fuerza de levante producido por la acción del viento o sismo cuando el silo está vacío o cuando está lleno, siendo el mayor esfuerzo según nuestros resultados cuando actúa el sismo y el silo está lleno.

Tdiseño = 1932.95 kgrs.

Si colocamos 4 pernos de grado 5 A-325 ϕ $\frac{1}{2}$ " y área 1.27 cm^2 el esfuerzo cortante en cada perno es:

$$fv = \frac{1932.95}{4 \times 1.27} = 380.50 \text{ kgr/cm}^2 < Fv = 1000 \text{ kgr/cm}^2$$

Si usamos ϕ $\frac{3}{8}$ " $A = 0.71 \text{ cm}^2$

$$fv = \frac{1932.95}{4 \times 0.71} = 680.62 < Fv = 1000 \text{ kgr/cm}^2$$

Usar 4 ϕ $\frac{3}{8}$ "

La penetración del perno según el AISC será de 12 ϕ .

$$\text{penetración} = 12 (0.95) = 11.4 \text{ cm.}$$

$$\text{penetración} = 15 \text{ cm.}$$

Para la madera según nuestro diseño anterior de conexión columna-columna, ya no es necesario verificar, en este caso

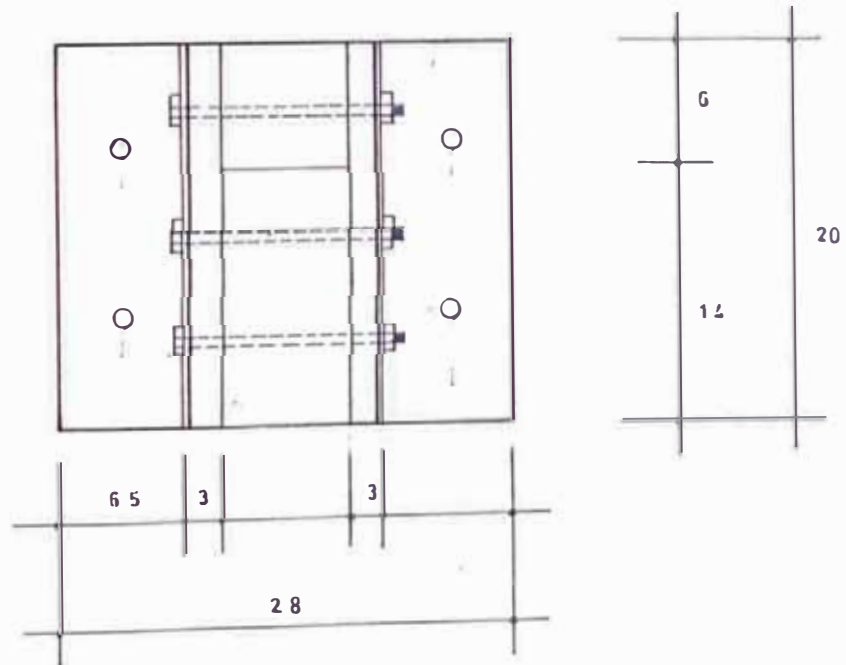
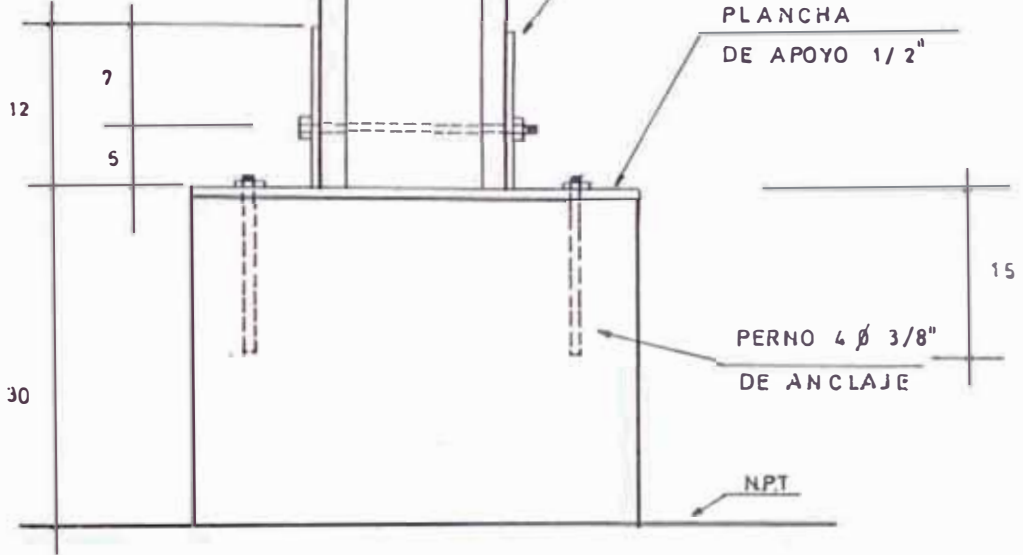
Usar 2 ϕ $\frac{1}{2}$ "

Separados según el gráfico adjunto que verifica ampliamente.

COLUMNA COMPUESTA
DE MADERA 15 x 20

PLANCHA 120 x 200 x 3/16"
DE ANCLAJE

PLANCHA
DE APOYO 1/2"



CONEXION COLUMNA CIMENTACION

PLANTA-ELEVACION

Para la soldadura usaremos soldadura de filete PMA. El diseño consideraremos acero A-25 y electrodo E-60.

$$F_w = 70.7 \text{ ws.}$$

$$\text{Si usamos } w_s = 4 \text{ mm.}$$

$$F_w = 70.7 \times 4 = 282.8 \text{ kgr/cm.}$$

Entonces la longitud de soldadura requerida sera:

$$l = \frac{T}{F_w} = \frac{1932.95}{282.80} = 6.84 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

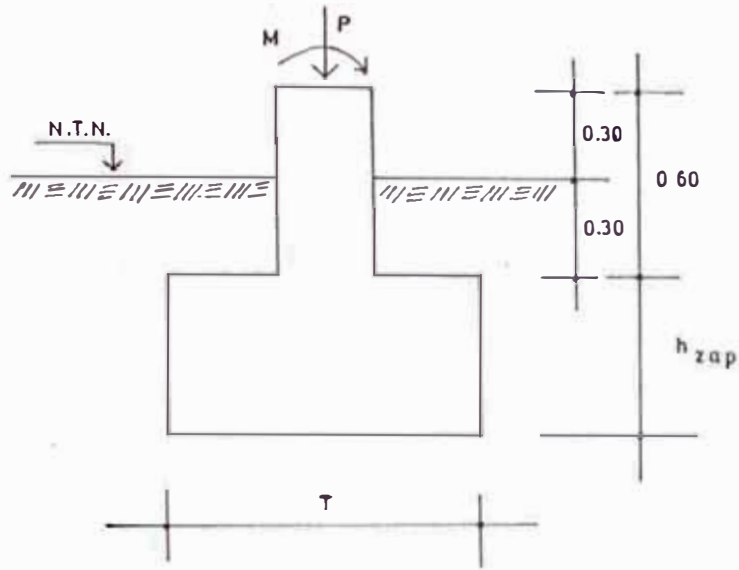
Usar soldadura de filete $w_s = 4$ mm. a todo lo largo de la platina.

5.5. DISEÑO DE CIMENTACION

Para nuestra cimentación usaremos zapatas aisladas conectadas por vigas de cimentación tal como mostraremos en la figura adjunta.

Haremos un pedestal de 0.30 m. de altura para proteger a la madera de la humedad del suelo y procederemos al diseño de los elementos constituyentes.

Cargas que se transmiten a la cimentación



La carga actuante $P = 6745.76$ kgr.

El momento actuante $M_1 = 3824.51$ kgr.

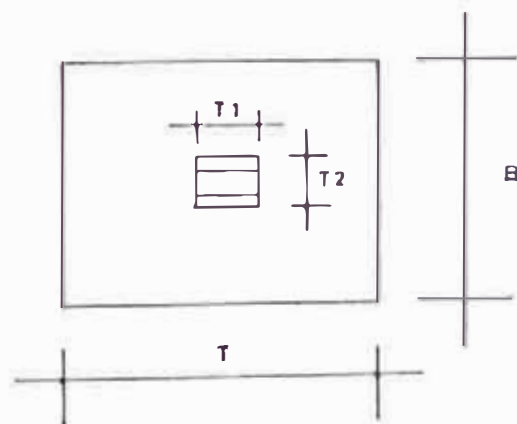
Cálculo del área de la zapata:

$$A_{zapata} = \frac{P_{total} \text{ actuante}}{\bar{G}_{terreno}}$$

La capacidad portante del terreno. Usaremos:

$$\bar{G}_t = 1.00 \text{ kgrs/cm}^2 \text{ (asumido que es un valor promedio en la selva).}$$

$$A_{zapata} = \frac{6745.76}{1.0 \times 10^4} = 0.68 \text{ m}^2$$



Por consiguiente como tenemos una columna de 20x28 rectangular entonces:

$$T = T_0 + \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$B = T_0 - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

Donde:

$$T_0 = Azap = 0.82 \text{ m.}$$

$$\frac{t_1 - t_2}{2} = \frac{28 - 20}{2} = 4 \text{ cm.}$$

Por consiguiente:

$$T = 82 + 4 = 86 \text{ cm.} \quad T = 90 \text{ cm.}$$

$$B = 82 - 4 = 78 \text{ cm.} \quad B = 80 \text{ cm.}$$

Hallando la reacción neta del terreno:

$$W_n = \frac{\text{Pactuante}}{B \times T} = \frac{6745.76}{80 \times 90} = 0.94 \text{ kgr/cm}^2 < \sigma_t = 1.00$$

Cálculo de la excentricidad debido al momento del sismo:

$$e = \frac{M}{P_{act}} = \frac{3842.60}{6745.76} = 0.57 \text{ m.}$$

Hallando:

$$\frac{T}{6} = \frac{90}{6} = 15 \text{ cm} \quad e = 57 \text{ cm} > \frac{T}{6} = 15 \text{ cm.}$$

Lo que implica que la resultante sale fuera de la zapata aislada, por consiguiente usaremos vigas de cimentación para que tomen los momentos actuantes.

Diseniando la zapata para soportar la carga actuante:

$$P = 6745.76 \text{ kgrs.}$$

Cálculo del momento actuante máximo:

$$M_{\text{máx}} = \frac{W a^2}{2}$$

$$W = \frac{P_{\text{actuante}} \times f_{pP}}{B}$$

f_{pP} = incremento del peso propio 10%

$$W = \frac{6745.76 \times 1.10}{80} = 92.8 \text{ kgr/cm}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{92.8 \times (45)^2}{2} = 93960.00 \text{ kgr-cm.}$$

Haciendo un predimensionamiento por flexion

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_{\text{máx}}}{k_1 B}} \quad \text{----- (1)}$$

Usando concreto $f'_c = 175 \text{ kgrs/cm}^2$

$$k_1 = \frac{1}{2} f_c k_j$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \times 175 = 78.75 \text{ kgr/cm}^2$$

$$f_s = 0.50 f_y = 0.50 \times 4200 = 2100.00 \text{ kgr/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{f_c n}} = 0.273$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.273}{3} = 0.909$$

$$K_1 = 1 (78.75) (0.273) (0.909) = 9.772 \text{ kgrs/cm}^2$$

Entonces en la ecuación (1) tenemos:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{93960}{9.772 \times 80}} = 10.96 \text{ cm} < 20 \text{ cm (mínimo en zapatas sin armar)}$$

Usaremos zapatas sin armar.

Por ser dimensiones pequeñas y por consiguiente área de influencia pequeña:

$$d_{\text{asumida}} = 30 \text{ cm} < 20 \text{ cm (mínimo por flexión)}$$

Referencia (15)

$$f_c = 0.65 f'_c = 0.65 (175) = 113.75 \text{ kgr/cm}^2$$

$$f_s = 1.3 (0.65) \sqrt{175} = 11.18 \text{ kgr/cm}^2$$

Diseño por corte:

$$V_u = \frac{3}{2} \frac{V_o}{bd} \quad V_u \leq V_p$$

$$V_p = 0.65 (0.53) f'_c =$$

$$V_p = 0.65 (0.53) \sqrt{175} = 4.56 \text{ kgr/cm}^2$$

V_o = corte a la distancia d

$$V_o = 12046.0 \times 0.90 (0.30) = 3252.42 \text{ kg.}$$

$$V_u = \frac{3}{2} \frac{(3252.42)}{90(30)} = 1.81 \text{ kgr/cm}^2$$

$$V_u = 1.81 \text{ kgr/cm}^2 < V_p = 4.56 \text{ kgr/cm}^2$$

Diseño por punzonamiento

$$V_u = \frac{3}{2} \frac{V}{b_o d} \quad V_u \leq V_p$$

$$V_p = 0.27 \left[2 + \frac{4}{B_c} \right] 0.65 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Referencia 15})$$

$$B_c = \frac{\text{lado mayor columna}}{\text{lado menor columna}} = \frac{28}{20} = 1.40$$

$$V_p = 0.27 \left[2 + \frac{4}{1.40} \right] 0.65 \sqrt{175} = 11.28 \text{ kgr/cm}^2$$

$$b_o = 2 (T_1 + T_2) = 2 (20+28) = 96 \text{ cm.}$$

Verificando:

$$\sqrt{u} = \frac{3 (6745.76)}{2 \cdot 96 \times 30} = 3.51 \text{ kgr/cm}^2$$

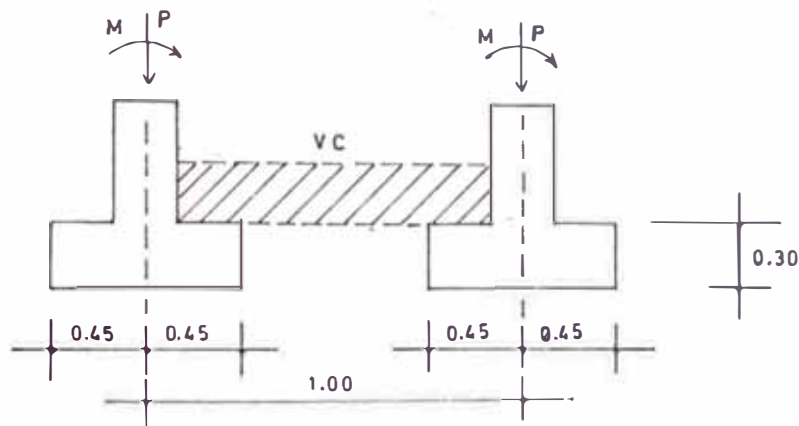
$$\sqrt{u} = 3.51 \text{ kgr/cm}^2 < v_p = 11.28 \text{ kgr/cm}^2$$

Usar zapata sin armar

$$0.90 \times 0.80 \times 0.30$$

$$f'c = 175 \text{ kgr/cm}^2$$

- Diseño de las vigas de cimentación



Predimensionamiento

$$b = \frac{p_1}{24 l_1} = \frac{6745.76}{24 (1.00)} = 0.28 \text{ m.}$$

$$h \geq \frac{l_1}{7} = \frac{1}{7} = 0.143 \text{ m.}$$

$$b \times h = 28 \times 15$$

El momento actuante $M_1 = 3824.51 \text{ kg-m}$ lo tomará esta viga para hacer el momento resultante igual a

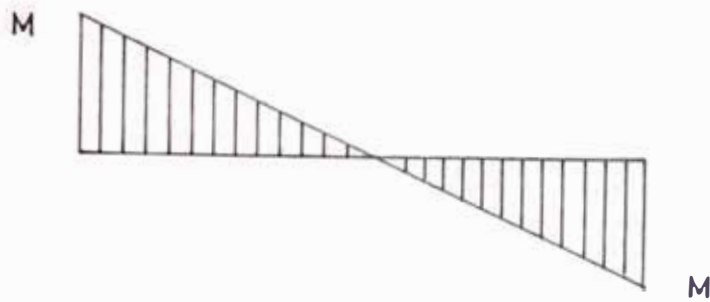
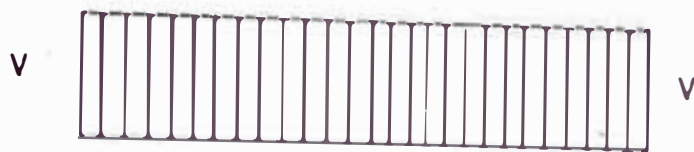
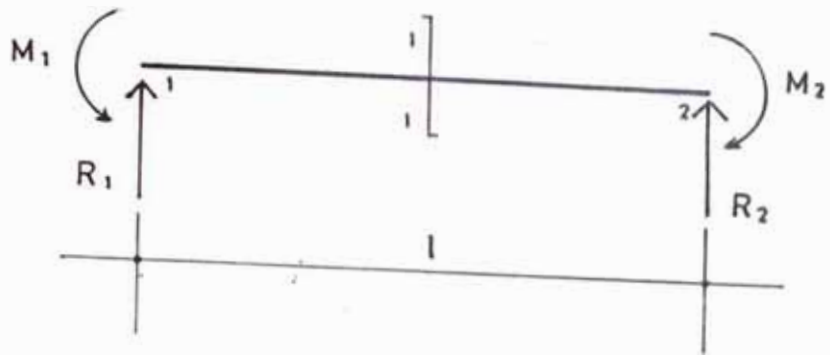


Fig. — DIAGRA. DE ESFUERZO CORTANTE
Y MOMENTO FLECTOR EN VC

cero.

Haciendo el diagrama de cuerpo libre de la viga, tal como mostramos en el gráfico adjunto tenemos:

$$M_1 = M_2 = M$$

$$(\uparrow) \sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = \frac{2M}{l} = \frac{M_1 + M_2}{l}$$

$$l = 1.00 \text{ m.}$$

Corte 1-1

$$M = R_1 X - M_1$$

$$V = R_1 = 2M$$

$$M = 2MX - M$$

Diseñando el acero por el método de cargas de servicio.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3824.51 \times 100}{2100 \times 0.909 \times 12} = 16.70$$

$$\text{Si usamos } \phi \ 5/8 \quad A = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s \ 9 \ \phi \ 5/8 \quad A = 17.82 \text{ cm}^2$$

Mucho acero para poco ancho de viga, por consiguiente usamos $b = 20$ ancho de columna, y haciendo la igualdad de Inercias.

$$28 (15)^3 = 20 (h)^3 \quad h = 17 \text{ cm.}$$

Tomaremos la sección $b \times h = 20 \times 30$ y calculando el área de acero por el método de la rotura:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \phi = 0.90$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{P f_y d}{0.85 f'_c}$$

Luego reemplazando datos y resolviendo para "P" cuantía, obtenemos:

$$P_2 = 0.0078$$

$$P_{mín} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$P_{máx} = 0.75 \times 0.85 \times R_1 \left[\frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 \times 4200} \right] \right] \quad R_1 = 0.85$$

$$P_{máx} = 0.0133$$

$$\text{Luego } P_2 = 0.0078 < P_{máx} = 0.0133$$

Por consiguiente el área de acero será:

$$A_s = p b d = 0.0078 (20)(27) = 4.212 \text{ cm}^2$$

Si usamos $\phi 5/8"$

$$A_s = 3 \phi 5/8" \quad A_s = 3 (1.98) = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \phi 5/8" + 1 \phi 1/4" \quad A_s = 2 (1.98) + (1.27) = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 2 \phi 5/8" + 1 \phi 1/4"$$

Cálculo de estribos

$$S = \frac{\phi A_v \times f_y d}{V_s}$$

$$\text{Si usamos } \phi 3/8" \quad A_v = 2 (0.71)$$

$$S = \frac{0.90 \times 2 (0.71)(4200)(27)}{2 (3824.51)} = 18.95 \text{ cm.}$$

$$\text{Usar } \phi 3/8" \quad 1 \text{ e } 0.05, 3 \text{ e } 10 \quad \text{Rsto e. } 15\%$$

Diseño de pedestal:

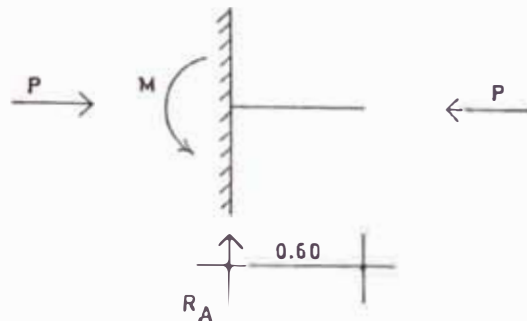
Por cuantía mínima de columna $p = 0.01$

$$A_s = pbt$$

$$A_s = 0.01 (20)(28) = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 4 \phi 5/8'' \quad A_s = 7.92 \text{ cm}.$$

Haciendo el diagrama de cuerpo libre:



$$(\uparrow) \Sigma F_v = 0$$

$$R_A (0.60) = M_A = 3824.51$$

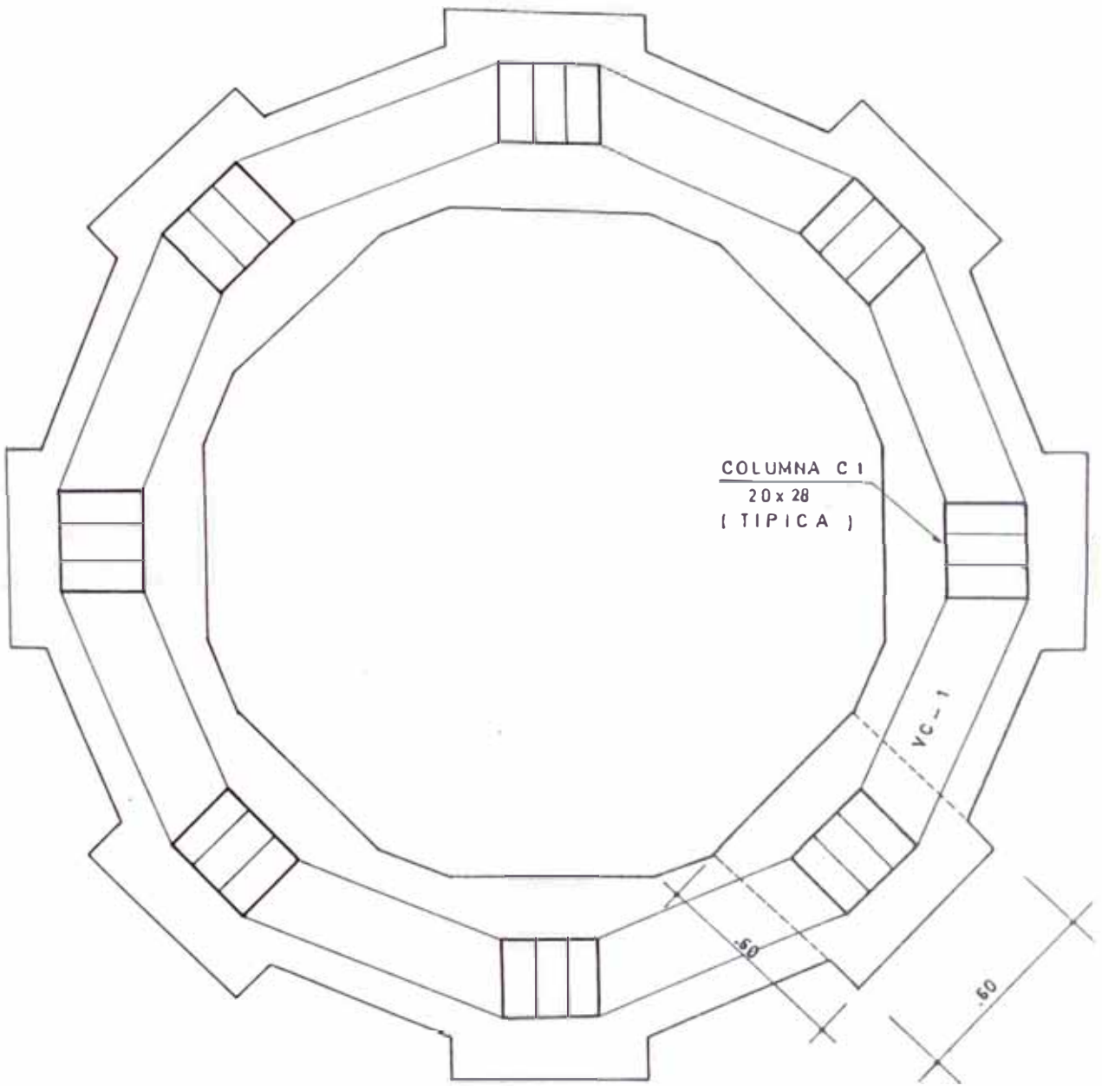
$$R_A = \frac{3824.51}{0.60} = 6374.20 \text{ Kg.}$$

Luego calculando los estribos ya que el corte manda al diseño:

$$\text{Usando } \boxtimes \phi 3/8'' \quad A_v = 2 (0.71)$$

$$S = \frac{0.90 \times 2(0.71) (4200) (25)}{6374.20} = 21.05 \text{ cm.}$$

$$\text{Usar } \boxtimes \phi 3/8'' \quad | e 0.05, 3 e. 10 \quad R_{sto} e- 20.$$



PLANTA DE CIMENTACION
(ESC: 1/20)

5.6. VERIFICACION DEL MOMENTO DE VOLTEO

Verificaremos el momento de volteo de nuestros resultados obtenidos, y usando el gráfico adjunto tenemos:

$$M_v = 28410.00 \text{ Kgr-m.}$$

$$W_T = 28245.63 \text{ Kgr.}$$

$$W_c = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_1 = 8 \times 0.20 \times 0.28 \times 0.30 \times 2400 = 322.56 \text{ Kg.}$$

$$W_2 = 8 \times 0.30 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 1152.00 \text{ Kg.}$$

$$W'_3 = 8 \times 0.90 \times 0.80 \times 0.30 \times 2400 = 4147.20 \text{ Kg.}$$

$$W''_3 = 8 \times \left[\frac{0.60 + 0.20}{2} \right] \times 0.30 \times 2400 = 2304.00 \text{ Kg.}$$

Tomando el momento en 0.

$$M_R = W_T \times 1.30 + W_c \times 1.30 = 1.30 (W_T + W_c)$$

$$M_R = 47022.81$$

$$M_R = \frac{47022.81}{28410.99} = 1.66 < 1.75 < (\text{Coeficiente de seguridad})$$

Esto implica que debemos de aumentar en "d" de la zapata, asumiendo $d = 0.60 \text{ m.}$ y haciendo un cimiento circular tenemos:

$$W_c = 322.56 + 1152.00 + W_3$$

$$W_3 = \pi (1.65^2 - 0.75^2) \times 0.60 \times 2400 = 9771.61$$

$$W_c = 11246.17$$

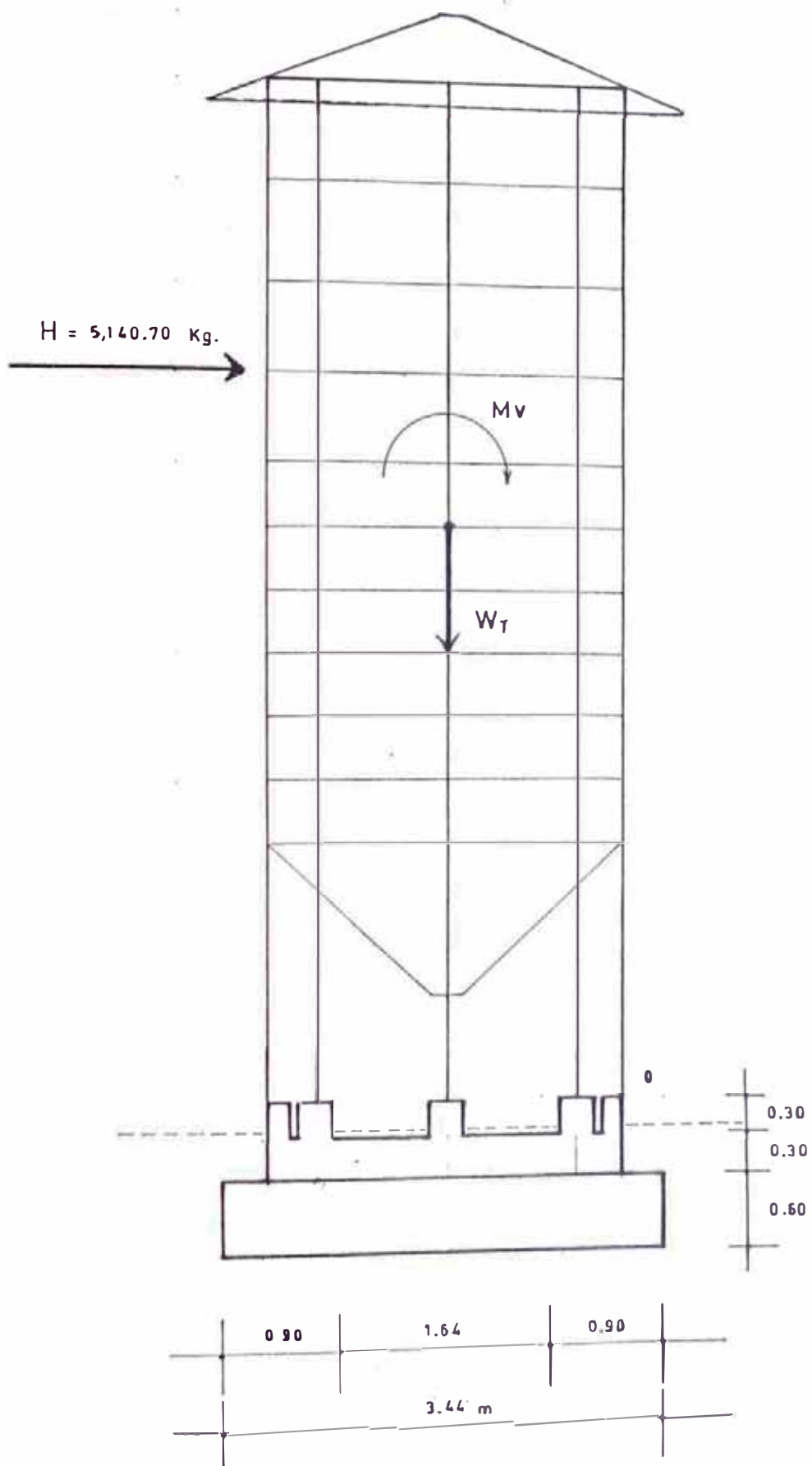


Fig.- VERIFICACION MOMENTO DE VOLTEO

$$MR = (28245.63 + 11246.17) \times 1.30 = 51339.34 \text{ Kgr-m.}$$

$$\frac{MR}{M_v} = \frac{51339.34}{28410.99} = 1.81 > 1.75$$

Usar cimiento circular

90 x 50

CAPITULO VI
COSTOS Y PRESUPUESTOS

CAPITULO VI

COSTOS Y PRESUPUESTOS

EN ESTE CAPITULO QUE VAMOS A DESARROLLAR HAREMOS UN ANALISIS PARA DETERMINAR EL COSTO DIRECTO DE ESTA ESTRUCTURA.

NO CONOCIENDO RENDIMIENTOS EN ESTE TIPO DE OBRAS, DE LA **MANO** DE OBRA TOMAREMOS UN PORCENTAJE DEL COSTO DE MATERIAL Y LOS PRECIOS REFERIDOS A ENERO 89.

EN EL ANALISIS DE COSTOS SE HA TOMADO EN CUENTA LOS MATERIALES DESCRITOS SIN CONSIDERAR OTROS, Y LOS PRECIOS SON PARA EL DEPARTAMENTO DE LIMA.

EL PRECIO DEL DOLAR PROMEDIO PARA EL MES ENERO 89 :
1/. 2000.00 AL CAMBIO LIBRE.

HOJA DE METRADO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO = JIMC

HOJA N^o : 2 DE:

Part	DESCRIPCION	Cant	Unid	MEDIDAS a h	PARCIAL	TOTAL
3.20	Vigas anillo (10 niveles)					
	9x19 4"x8" 4"x8"x4' l= 1m 4' 12	80	p ²		11.00	880.00
3.30	Paredes laterales					
	2x9 1"x4" 1"x4"x20' l= 6m 20' 12	80	p ²		7.00	560.00
3.40	Tolva					
3.41	Viguetas de apoyo					
	9x14 4"x6"x 4"x6"x6' l= 1.50 6' 12	8	p ²		12.00	96.00
3.42	Entablado					
	3x9 1½"x10"x24' 1½"x10"x24' l= 12	8	p ²		30.00	240.00
3.43	Anillo de borde					
	9x19 4"x8" 4"x8"x4' l= 1m 4' 12	8	p ²		11.00	88.00
3.44	Abertura de salida	1	ud.			1.00
3.50	Techo					
3.51	Viguetas de apoyo					
	6.5x9 3"x4" 3"x4"x6' l= 6' 12	8	p ²		6.00	48.00

HOJA DE METRADO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO = JIMC

HOJA N^o : 3 DE :

Part	DESCRIPCION	Cant	Unid	MEDIDAS a h	PARCIAL l.	TOTAL
3.52	Entablado					
	2x9 1"x10" l= 42'	8	p ²		35.00	280.00
	1"x10"x42' 12					
3.53	Abertura de entrada	1	Ud			1.00
3.54	Ingreso limpieza	1	Ud			1.00
3.55	Acceso a ingreso limpieza	1	Ud			1.00
4.00	Unidades y conexiones					
4.10	Unión columna-columna	8	Ud			8.00
4.20	Conexión cimentación- columna	8	Ud			8.00
4.30	Conexión vigas-anillos- columnas	64	Ud			80.00
4.40	Conexión tolva-columna	8	Ud			8.00
4.50	Conexión techo-columna	8	Ud			8.00
5.00	Pintura					
5.01	En paredes y techo exteriormente					
	z (2.8) x 8		m ²			150.00
6.00	Impermeabilización de techo		m ²			
	(1.72) ² x		m ²			

HOJA DE METRADO DE FIERRO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

HECHO = JIMC

HOJA N° : 1 DE : 1

PART	DESCRIPCION	CONCRETO	ENCOFRADO	FIERRO	φ	N°	φ 3/8"	φ 1/4"	φ 3/8"	φ 1/2"	5/8"	φ 3/4"	TOTAL
2.12	Fierro en columnas	8x0.30x0.255x0.60 +5%	8x2(0.255+0.30)x0.60 +5%	 $f = 0.95$	5/8"	32	0.25	0.57	1.01	1.56	2.25	30.40	
2.22		8 x 0.05	5.60	 $f = 1.05$	3/8"	40	42.00	42.00	30.40	47.42	71.36	75k	
		8x0.25x0.30x1.00 +5%	(2x0.30+0.25)x1.00x8 +5%	 $f = 1.30$ 50k : 4	5/8"	32	41.6	20.80	41.6	20.80	41.60	75k	
		0.63	7.14	 $f = 1.05$	3/8"	72	75.60	75.60	75.60	75.60	75.60	75.60	
	2-φ 5/8" x 1-φ 1/2"						43.10	21.00	64.90	129.00	135.50	135.50	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N° : 1 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
1.01	Concreto en zapata; f'c = 175 kgrs/cm ²		Rendimiento 12.5 m ³ /día			
	MATERIAL					
	Cemento	b/s	8.000	5000.00	40000.00	
	Arena gruesa	m ³	0.473	5000.00	2365.00	
	Piedra chancada	m ³	0.950	6000.00	4750.00	47115.00
	MANO DE OBRA					
	01 capataz	h.h.	0.064	598.96	38.33	
	01 operario	h.h.	0.640	544.51	348.49	
	01 oficial	h.h.	0.640	481.15	307.94	
	04 peon	h.h.	2.560	433.51	1109.79	1804.60
	EQUIPO Y HERRAMIENTA					
	Mezcladora	h.m.	0.045	10000.00	450.00	450.00
					TOTAL :	49369.60
2.10	COLUMNAS CONCRETO :					
			El mismo que zapatas.			
2.11	FIERRO COLUMNAS :		Rendimiento 400 kg/día			
	MATERIAL					
	Fierro de construcción	kg	1.000	850.00	850.00	
	Alambre negro # 16	kg	0.020	2000.00	40.00	890.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 2 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		P.UNIT.	COSTOS	
		UNID	INSUMO		P.PARCIAL	P.TOTAL
MANO DE OBRA						
	01 capataz	h.h.	0.002	598.96	1.198	
	01 operario	h.h.	0.020	544.51	10.890	
	01 oficial	h.h.	0.020	481.15	9.623	21.70
	Herramienta	5%	M.O.			1.10
					TOTAL :	912.80
ENCOFRADO COLUMNAS : Rendimiento : 10 m ² /día						
MATERIAL						
	Madera encofrado	p ²	2.301	350.00	805.35	
	Refuerzos y puntales	p ²	0.800	350.00	280.00	
	Alambre # 8	kg	0.20	2000.00	400.00	
	Conos const. proy.	kg	0.10	2000.00	200.00	1685.35
MANO DE OBRA						
	01 capataz	h.h.	0.08	598.96	47.92	
	01 operario	h.h.	0.80	544.51	435.61	
	01 oficial	h.h.	0.80	481.15	384.92	868.45
	Herramientas	5%	M.O.			43.42
					TOTAL :	2597.22

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 3 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
3.10	COLUMNAS (p ²)					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	1.05	600.00	630.00	
	Clavos	kg	0.20	2000.00	400.00	1030.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					412.00
	Herramientas 10% M.O.					41.20
					TOTAL:	1483.20
3.20	VIGAS ANILLO (p ²)					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	1.05	600.00	630.00	
	MANO DE OBRA					
	60% del material				378.00	
					TOTAL:	1008.00
3.30	PAREDES (p ²)					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	1.05	600.00	630.00	630.00
	Clavos	kg	0.20	2000.00	400.00	1030.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N° : 4 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P. UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
	MANO DE OBRA					
	60% del material					618.00
	Herramientas 10% M.O.					61.80
					TOTAL:	1709.80
3.41	VIGUETAS (p ²)					
	MATERIAL					
	Madera del grupo B	p ²	1.05	600.00	630.00	630.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					252.00
	Herramientas 10% M.O.					25.20
					TOTAL:	907.20
3.43	ANILLO DE BORDE (p ²)					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	1.05	600.00	630.00	630.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					252.00
	herramientas 10% M.O.					25.20
					TOTAL:	907.20

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 5 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
3.44	ABERTURA SALIDA DE GRANO (Ud)					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.40	113120.00	45248.00	
	Soldadura	kg	0.50	5000.00	2500.00	
	Pernos ϕ 1/2"	Ud	16.	2500.00	40000.00	87748.00
	MANO DE OBRA					
	60% del material					52648.80
	HERRAMIENTAS 10% M.O.					5264.88
					TOTAL:	145661.88
3.50	ABERTURA ENTRADA DE GRANO					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.30	113120.00	33936.00	
	Soldadura	kg	0.50	5000.00	2500.00	
	Pernos ϕ 1/2"	Ud	8.00	2500.00	20000.00	56436.00
	MANO DE OBRA					
	60% del material					33861.60
	HERRAMIENTAS 10% M.O.					3386.20
					TOTAL:	93683.20

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 6 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
4.10	CONEXION COLUMNA-COLUMNA (Ud) (Incluye colocación)					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.02	113120.00	2262.40	
	Pernos ϕ 5/8"	Ud	4.00	4800.00	19200.00	
	Pintura anticorrosiva	GI	0.02	12000.00	240.00	21702.40
	MANO DE OBRA					
	40% del material					8680.90
	HERRAMIENTAS 10% M.O.					868.10
					TOTAL:	31251.40
4.20	CONEXION COLUMNA-CIMENTACION (Ud) (Incluye colocación)					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.02	113120.00	2262.40	
	Plancha A-25 1/2"	PI	0.03	339360.00	10180.80	
	Pernos ϕ 3/8"	Ud	4.00	2500.00	10000.00	
	Pernos ϕ 1/2"	Ud	2.00	2500.00	5000.00	
	Soldadura	kg	0.40	5000.00	2000.00	
	Pintura anticorrosiva	GI	0.04	12000.00	480.00	29923.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					11969.30
	HERRAMIENTAS 10% M.O.					1197.00
					TOTAL:	43089.50

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA FECHA = ENE 89
 TEMA = TESIS DE GRADO HECHO POR = JIMC
 HOJA N^o : 7 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
4.30	CONEXION VIGA-ANILLO-COLUMNA (Ud) (Incluye colocación)					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.03	113120.00	3393.60	
	Perno ϕ 1/2"	Ud	4.00	2500.00	10000.00	
	Soldadura	k	0.40	5000.00	2000.00	
	Pintura anticorrosiva	GI	0.04	12000.00	480.00	15873.60
	MANO DE OBRA					
	20% del material					3174.70
	HERRAMIENTAS 10% M.O.					317.50
					TOTAL:	19365.80
4.40	CONEXION TOLVA-COLUMNA (Ud) (Incluye colocación)					
	MATERIAL					
	Plancha A-25 3/16"	PI	0.08	113120.00	9049.60	
	Pernos ϕ 5/8"	Ud	7.00	4800.00	33600.00	
	Soldadura	kg	0.50	5000.00	2500.00	
	Pintura anticorrosiva	GI	0.04	12000.00	480.00	45629.60
	MANO DE OBRA					
	60% del material					27377.80
					TOTAL:	73007.40

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA FECHA = ENE 89
 TEMA = TESIS DE GRADO HECHO POR = JIMC
 HOJA N^o : 8 DE :

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		COSTOS		
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	P.TOTAL
5.10	PINTURA EXTERIOR TECHO Y PAREDES (M ²)					
	Rendimiento : 20 m ² /GI					
	MATERIAL					
	Pintura protectora de					
	madera	GI	0.05	30000.00	1500.00	1500.00
	MANO DE OBRA					
	60% del material					900.00
					TOTAL:	2400.00
5.11	IMPERMEABILIZACION DE TECHO (m ²)					
	MATERIAL					
	Asfalto	GI	0.02	25000.00	500.00	
	Calamina	m ²	0.20	40000.00	8000.00	
	Clavo	Kg	0.02	3000.00	60.00	8560.00
	MANO DE OBRA					
	60% del material					5136.00
					TOTAL:	13696.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

PART	DESCRIPCION	MEDIDAS		HOJA N.º 9 DE:		P.TOTAL
		UNID	INSUMO	P.UNIT.	P.PARCIAL	
6.10	INGRESO A LIMPIEZA					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	6.00	600.00	3600.00	
	Bisagras	Ud	2.00	500.00	1000.00	
	Clavos	Kg	0.02	2000.00	40.00	4640.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					1856.00
					TOTAL:	6496.00
6.20	ACCESO A INGRESO LIMPIEZA					
	MATERIAL					
	Madera grupo B	p ²	27.50	500.00	13750.00	
	Clavos	Kl	2.00	2000.00	3600.00	17350.00
	MANO DE OBRA					
	40% del material					6940.00
					TOTAL:	24290.00

HOJA DE PRESUPUESTO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 1 DE: 2

PART	DESCRIPCION	UNID	CANT.	P.U.	P. PARCIAL	P. TOTAL
1.00	OBRA DE CONCRETO SIMPLE					
1.01	Concreto en zapata	m ³	4.10	49369.60	202415.36	202415.36
2.00	OBRA DE CONCRETO ARMADO					
2.10	COLUMNAS					
	Concreto	m ³	0.40	49369.60	19747.90	
	Fierro	Kg	75.0	912.80	68460.00	
	Encofrado	m ²	5.60	2597.22	14544.40	102752.30
2.20	VIGAS CIMENTACION					
	Concreto	m ³	0.63	49369.60	31102.90	
	Fierro	Kg	135.50	912.80	123684.40	
	Encofrado	m ²	7.14	2597.22	18544.20	173331.50
						478499.20
3.00	ESTRUCTURA DE MADERA					
3.10	COLUMNAS	p ²	888.00	1483.20	1317081.60	
3.20	VIGAS ANILLO	p ²	880.00	1008.00	887040.00	
3.30	PAREDES	p ²	560.00	1709.80	957488.00	3161609.60
3.40	TOLVA					
	Viguetas	p ²	96.00	987.20	87091.20	
	Entablado	p ²	240.00	1709.80	410352.00	
	Anillo borde	p ²	88.00	907.20	79833.60	

HOJA DE PRESUPUESTO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N^o : 2 DE: 2

PART	DESCRIPCION	UNID	CANT.	P.U.	P. PARCIAL	P. TOTAL
	Abertura salida grano	Ud	1.00	145661.70	145661.70	722938.50
3.50	TECHO					
	Viguetas	p ²	48.00	907.20	43545.60	
	Entablado	p ²	280.00	1709.80	478744.00	
	Abertura entrada grano	Ud	1.00	93683.80	93683.80	615973.40
						4500521.50
4.00	CONEXIONES Y UNIONES					
4.10	UNION COLUMNA-COLUMNA	Ud	8	31251.40	250011.20	
4.20	CONEXION CIMENTACION - COLUMNA	Ud	8	43089.50	344716.20	
4.30	CONEXION VIGA ANILLO - COLUMNA	Ud	64	19365.80	1239411.20	
4.40	CONEXION TOLVA-COLUMNA	Ud	8	73007.40	584059.20	
4.50	CONEXION TECHO-COLUMNA	Ud	8	26686.30	213490.40	2631688.00
5.00	PINTURA E IMPERMEABI - LIZACION					
5.10	PINTURA EXTERIOR EN TECHO Y PAREDES	m ²	150.00	2400.00	360000.00	
5.20	IMPERMEABILIZACION DE TECHO	m ²	9.50	13696.00	130112.00	490112.00

HOJA DE PRESUPUESTO

OBRA = CONSTRUCCION SILO DE MADERA

FECHA = ENE 89

TEMA = TESIS DE GRADO

HECHO POR = JIMC

HOJA N° 3 DE: 2

PART	DESCRIPCION	UNID	CANT.	P.U.	P. PARCIAL	P. TOTAL
6.00	VARIOS					
6.10	INGRESO A LIMPIEZA	Ud	1.00	6496.00	6496.00	
6.20	ACCESO A INGRESO DE LIMPIEZA	Ud	1.00	24290.00	24290.00	30786.00
TOTAL:					1/. 8131606.70	
EQUIVALENCIA EN \$.						4100.00

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

OBSERVACIONES

1. Se puede observar que en cálculo por cargas actuantes, las secciones resultantes son pequeñas, pero por razones de ensamblaje tenemos que optar por secciones mayores.
2. Se puede observar del presupuesto calculado los elementos de uniones representan un alto porcentaje del costo total.
3. Podemos observar que no hemos utilizado una madera industrial, como puede ser un triplay, porque en nuestro país no se usa este elemento como material estructural.
4. Podemos observar de los cálculos de platinas que estamos usando espesores relativamente mayores a los resultados obtenidos; esto es debido a la falta de experiencia en el comportamiento de estos materiales en este tipo de estructura.
5. Podemos observar que para el cálculo de la fricción entre grano y pared, hemos considerado valores obtenidos usando otro material y no madera igual que para el cálculo de sobrepresión.
6. Podemos observar del cálculo de la columna compuesta que cuando se usa la unión de dos secciones, el ancho efectivo es K veces el ancho total, siendo $K < 1$; dependiendo del tipo de unión entre ellos.
7. Se puede observar que para el diseño de clavos se ha

tomado un criterio de diseño, a fin de que sea usado como referencia en lo sucesivo, además se ha tomado el diámetro promedio, porque comercialmente es el más usado. Análogamente para el cálculo de pernos.

8. Se puede observar que se han tomado consideraciones de índole estructural y también de uso ya que el viento tiene acción importante en la duración del silo por alteraciones del humedecimiento y seguridad del maderamen. (El silo debe ser ubicado donde las paredes sequen rápidamente, donde la humedad del suelo no deposite y sobre un apropiado sobreclimiento).

9. Se puede observar que según la escasa experiencia anterior descrita en el ítem 1.1.4. Cap. 1; un silo de madera bien hecho y bien cuidado dura de 10 a 15 años en servicio.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda hacer el estudio de este mismo silo, usando como elementos que toman la presión sunchos de acero.
2. Se recomienda industrializar la madera, como es, hacer un triplay estructural de tal manera que se use para fines estructurales ya que nuestro país es muy rico en esta materia prima.
3. Se recomienda continuar con el estudio de esta estructura, haciendo experiencias siguiendo los criterios de diseño; se podría disminuir su costo.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- (1) Manual de Diseño del Acuerdo de Cartagena.
- (2) Encofrados Peurlfoy.
- (3) 1^o Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Julio 83
- (4) Construcción de Silos - Teoría y Práctica
Marcel y Andrei Reimbert.
- (5) Estructuras - Allan Hodgkinson
- (6) "Diseño de un Silo de Acero" - Tesis de Bachiller,
Agurto Herrera Luis - 1986
- (7) Reglamento Nacional de Construcciones.
- (8) Boletín Estadístico de la Producción Agropecuaria
1986 - Región Agraria XII - Amazonas.
Editada por el Ministerio de Agricultura.
- (9) Silos de Hormigón de Cemento Portland
Editado por el Instituto del Cemento Portland
Argentino - Serie F.
- (10) Diseño Moderno de Estructuras de Madera
Howard J. Hansen I.C.
- (11) Teoría de Placas y Láminas
S. Timoshenko - S. Wolnowsky - Krieger
Urmo S.A. de Ediciones
- (12) Vientos Extremos en el Perú - Tesis de Grado
Ponce y Peñagrande - 1966 UNI
- (13) Aplicación de los Silos y Graneros a la Industria
Pecuaria - Tesis de Grado
Felipe Quiróz Pérez - UNA - 1948

- (14) Diseño Estructural en Acero
Ing^o. Luis F. Zapata Baglieto - Lima-Perú 1983
- (15) Copias de Concreto Armado I - Curso dictado en la
UNI Prof. Ing^o. Quispe.
- (16) Copias de Concreto Armado II - Curso dictado en la
UNI Prof. Ing^o. Morales M.
- (17) Copias de Diseño Sísmico en Obras de Ingeniería
Civil - Curso dictado en la UNI
Prof. Dr. Torres C.