

870415
B
24

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA DE INGENIERIA



**CALCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA
METALICA PARA UNA BODEGA
DE ALMACENAMIENTO**



TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

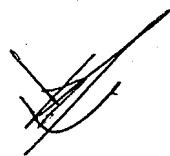
PRESENTA

MARIANO ALBERTO DIAZ AGUIRRE

1987

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Asesor:



A large, stylized handwritten signature, possibly the name of the author or advisor, located on the left side of the page.



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

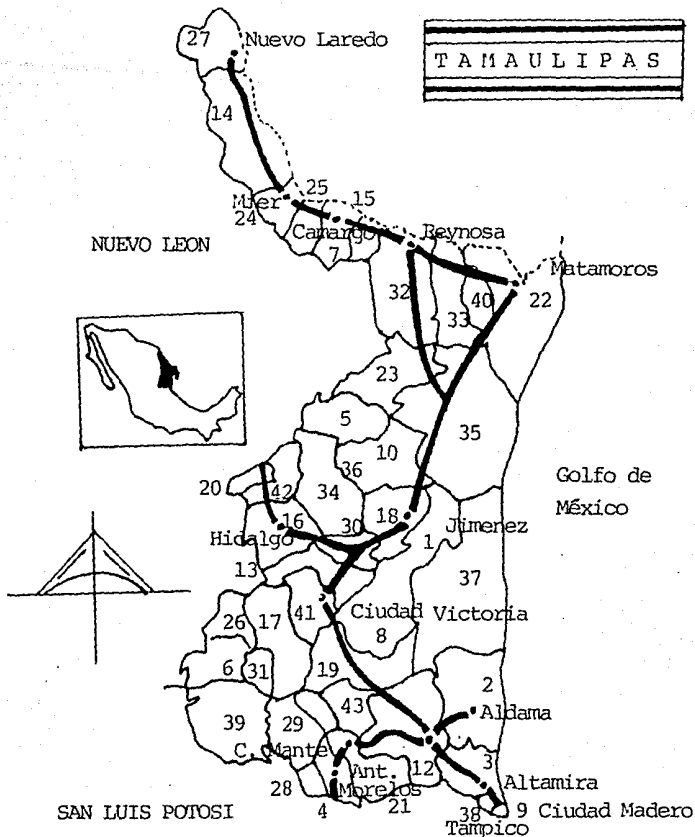
Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INDICE

| | <u>Página</u> |
|---|---------------|
| I. GENERALIDADES | |
| a) Localización | 1 |
| b) Dimensiones | 5 |
| c) Especificaciones a seguir | 6 |
| II. CALCULO Y DISEÑO DE LA BODEGA | |
| a) Estructuración | 8 |
| b) Análisis de Cargas | 9 |
| c) Análisis Estructural | 24 |
| d) Dimensionamiento | 38 |
| e) Revisión | 38 |
| III. CALCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACION | |
| a) Análisis de Cargas | 80 |
| b) Estudios de Mecánica de Suelos | 81 |
| c) Cálculos y Dimensionamiento | 89 |
| d) Revisión | 96 |
| PLANOS ESTRUCTURALES | 100 |
| IV. CONCLUSIONES | 105 |
| BIBLIOGRAFIA | 107 |

CAPITULO I



La capital es Ciudad Victoria. Forman la entidad 5,995 localidades distribuidas en 43 municipios, de los cuales nueve tienen menos de cinco mil habitantes; siete, de cinco mil a 9,999; 19, de 10 mil a 49,999; uno, de 50 mil a 99,999; y siete, más de 100 mil.

Municipios: 1. Abasolo, 2. Aldama, 3. Altamira, 4. Antiquo Morelos, 5. Burgos, 6. Bustamante, 7. Camargo, 8. Casas, 9. Ciudad Madero, 10. Cruillas, 11. Gómez Farías, 12. González, 13. Guemez,

14. Guerrero, 15. Gustavo Díaz Ordaz, 16. Hidalgo, 17. Jaumave, 18. Jiménez, 19. Llera, 20. Mainero, 21. Mante, 22. Matamoros, 23. Méndez, 24. Mier, 25. Miguel Alemán, 26. Miquihuama, 27. Nuevo Laredo, 28. Nuevo Morelos, 29. Ocampo, 30. Padilla, 31. Palmillas, 32. Reynosa, 33. Río Bravo, 34. San Carlos, 35. San Fernando, 36. San Nicolás, 37. Soto la Marina, 38. Tampico, 39. Tula, 40. Valle Hermoso, 41. Victoria, 42. Villagrán y 43. Xicoténcatl.

En 1980 el Estado registró una población censal de 1,924,484 habitantes (2.9% del total nacional), que para 1985 se estimó en 2.2 millones de personas.

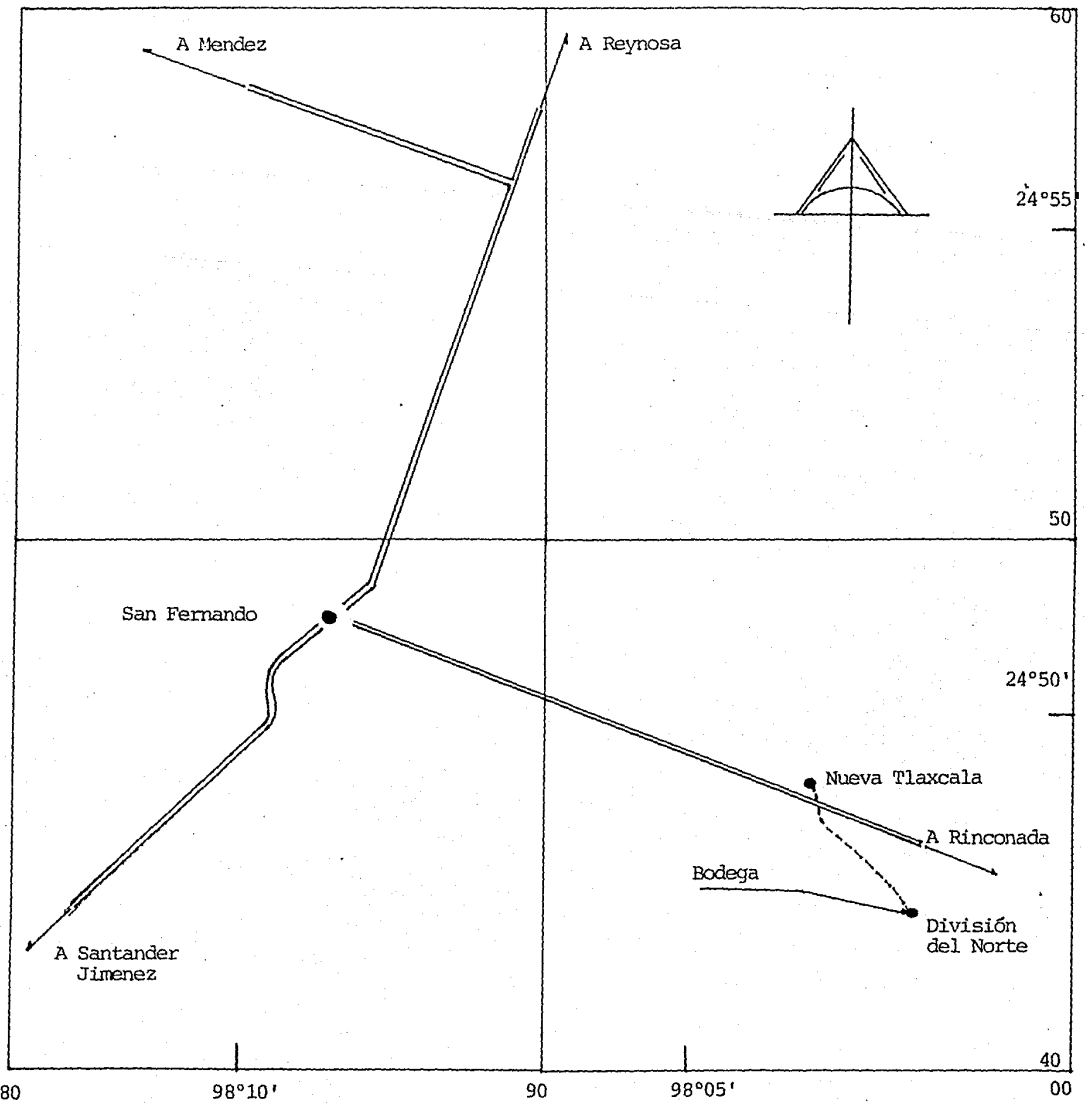
Se cultivaron 1,038,795 hectáreas (496,037 de riego y 542,758 de temporal) con seis productos seleccionados y se cosecharon 1,745,025 toneladas de sorgo, 727,875 de maíz, 28,491 de frijol y 23,582 de cártamo, entre los cultivos; y 1,820,399 de caña de azúcar y 238,519 de naranja entre los frutales y plantaciones.

Por lo visto anteriormente, se justifica el hecho que se esté construyendo bodegas en la región, para el almacenaje de estos productos; estas se están haciendo en conjunto con el Banco de Fomento Agropecuario e Industrias Conasupo.

La bodega en cuestión se localiza en el distrito de drenaje de San Fernando, Tamaulipas, en el centro de Acopio, División del Norte.

Dicha bodega será para almacenar sorgo. El proyecto de mi te

sis, es, la construcción de la boedega por medio de marco rígido, aunque, también existe la solución de armaduras combinadas con cols. A continuación adjunto un mapa con la debida localización de dicha boedega.



Referencia en Carta Topográfica San Fernando G14D53 (Tamaulipas).

Brecha -----

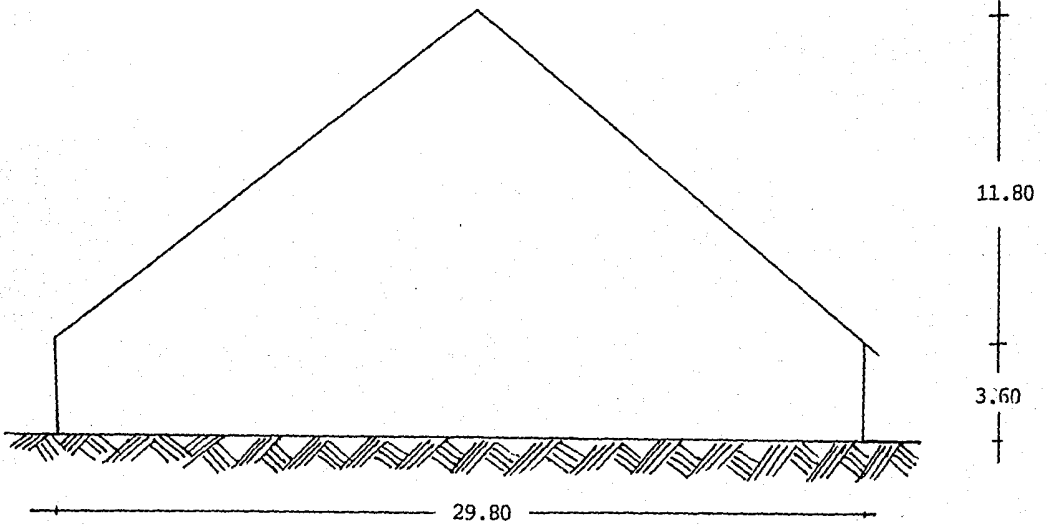
Escala 1:100 000

DIMENSIONES

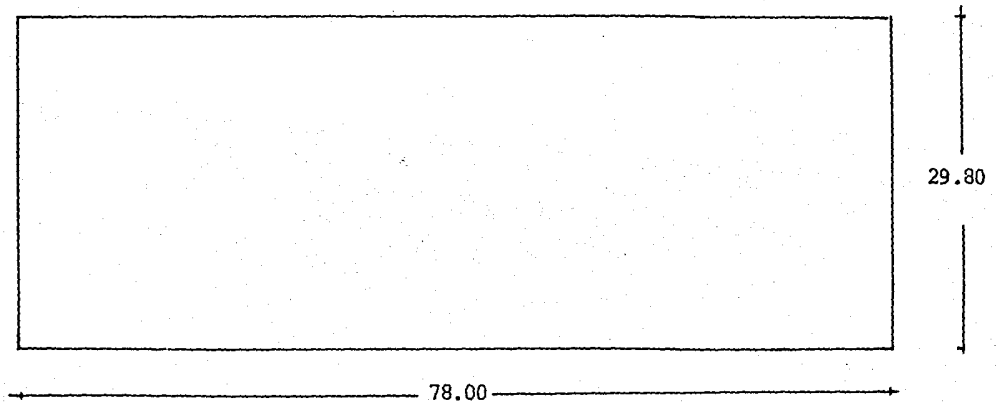
Las dimensiones propuestas para la bodega serán:

Escala 1:200

Acotaciones en mts.



Escala 1:500



ESPECIFICACIONES

Para el diseño de todos los elementos estructurales se utilizará acero calidad A-36 con un límite aparente de elasticidad de $2,530 \text{ Kg/cm}^2$.

Los electrodos para la soldadura de arco se ajustaran a la serie E-70 de acuerdo a las especificaciones para electrodos en soldadura de arco para aceros suaves A.S.T.M. A-233.

El acero de los tornillos será de acuerdo a las especificaciones A.S.T.M. A-307 (en las anclas).

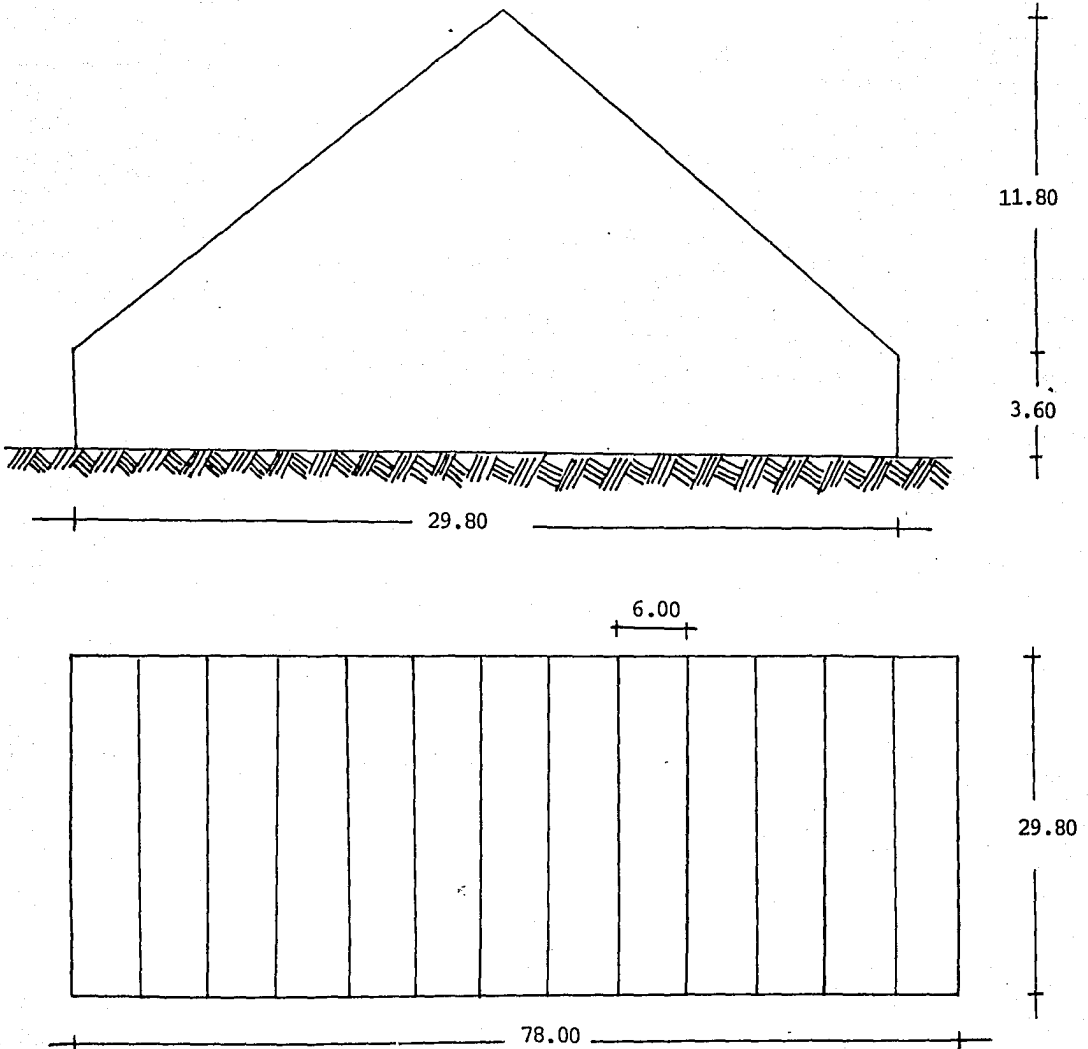
Los esfuerzos unitarios permitidos a utilizarse serán:

| | |
|---|------------------------------|
| Tensión y Compresión en Miembros Compuestos | $F_b = 0.6 F_y$ |
| Tensión en los Polines | $F_b = 2100 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Corte en el Anclaje | $F_v = 0.75 F_y$ |
| Tensión en el Anclaje | $F_t = 850 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Aplastamiento en el Concreto | $F_p = 0.375 f'_c$ |

CAPITULO II

ESTRUCTURACION

Los marcos se colocaron a cada seis metros de distancia



ANALISIS DEL MARCO POR CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA

Manual A H M S A "Construcción de Acero", Capítulo sexto, página 79; si $n > 10$ en una viga, donde $n =$ distancias parciales dentro de la longitud de una viga o marco, considere la carga uniformemente repartida; por lo tanto se tomará la carga uniformemente repartida.

(La separación entre las marcas es de 6.00 m y el largo de la misma es de 78 m.).

ANALISIS DE CARGAS

Carga Viva.

Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20% del Reglamento para construcciones del Distrito Federal Quinta Edición= 30 Kg/m^2 .

Carga Muerta.

Propongo lámina zintro R-72 calibre # 24 con posterior revisión,
 Peso = 6.0 Kg/m^2

Propongo peso propio de polines con posterior revisión
 Peso = 8.0 Kg/m^2

Peso de lámparas, imprecistos, etc
 Peso = 4.0 Kg/m^2

Peso Propio de Separadores
 Peso = 2.0 Kg/m^2

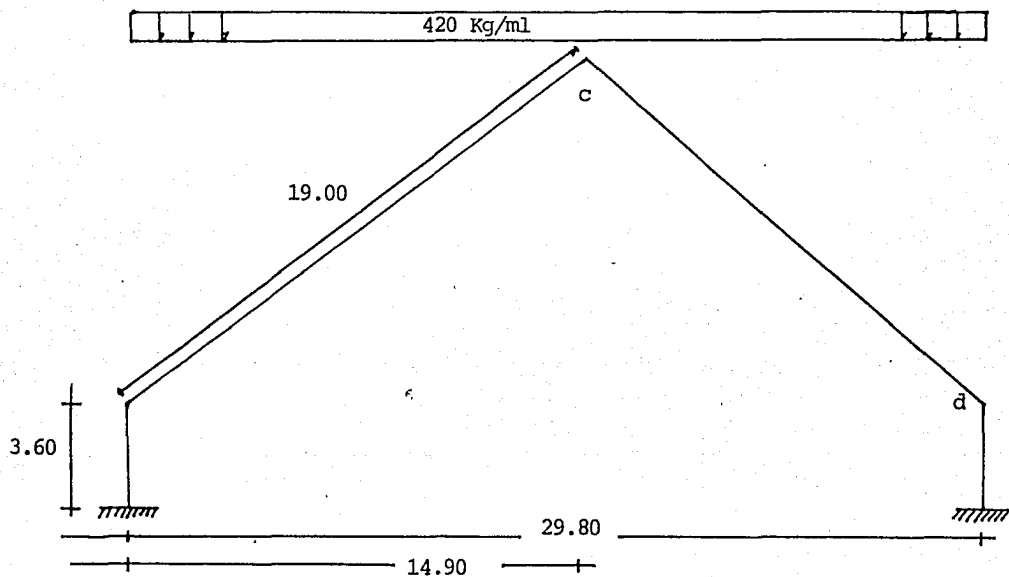
Peso Propio de la Estructura
 Peso = 20 Kg/m^2

$$W \text{ viva} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ muerta} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

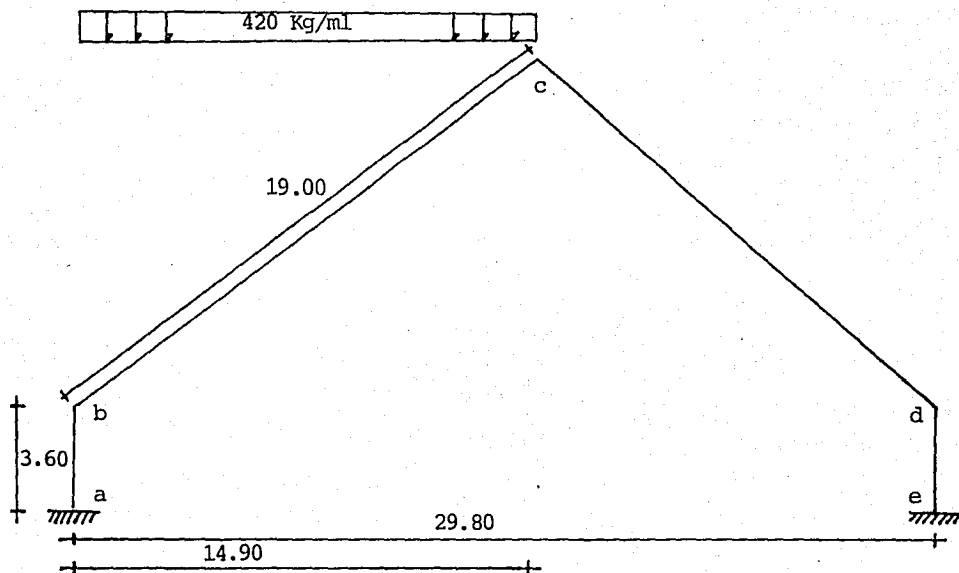
$$W \text{ tot.} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 70 \text{ Kg/m}^2 (6.00 \text{ m}) = 420 \text{ Kg/ml.}$$



(todas las acotaciones en metros)

Por ser un marco simétrico, tomaré la carga solo hasta la mitad, para agilizar los cálculos, luego se sumarán los resultados de la otra mitad.



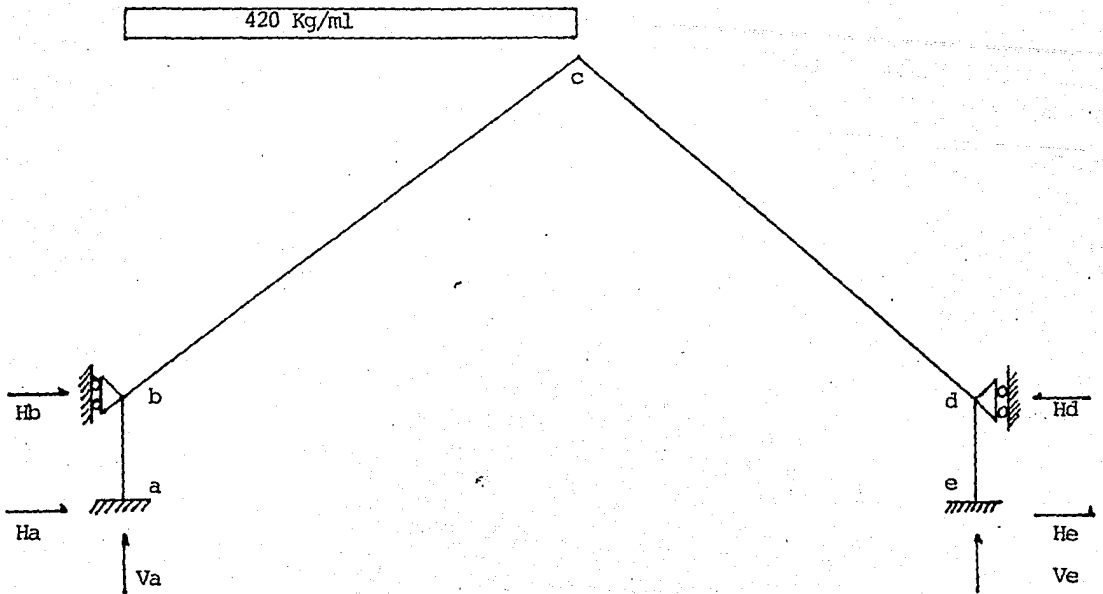
$$M_{emp} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$K = 4 \frac{EI}{L}$$

$$F.D. = \frac{K}{\sum K}$$

| NUDO | A | | B | | C | | D | | E |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---|
| Ext. | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | ED | |
| K | 1.11 | 1.11 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | 1.11 | 1.11 | |
| F.D. | 0 | 0.84 | 0.16 | 0.50 | 0.50 | 0.16 | 0.84 | 0 | |

| | | | | | | | | |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|
| Memp. | | | +7770 | -7770 | | | | |
| Eq. | | -6257 | -1243 | +3885 | +3825 | | | |
| Trans. | -3264 | | +1943 | -622 | | +1943 | | |
| Eq. | | -1632 | -311 | +311 | +311 | -311 | -1632 | |
| Trans. | -816 | | +156 | -156 | -156 | +156 | | -816 |
| Eq. | | -131 | -25 | +156 | +156 | -25 | -131 | |
| Trans. | -66 | | +78 | -13 | -13 | +78 | | -66 |
| Eq. | | -66 | -12 | +13 | +13 | -12 | -66 | |
| Trans. | -33 | | +7 | -6 | -6 | +7 | | -33 |
| Eq. | | -6 | -1 | +6 | +6 | -1 | -6 | |
| Trans. | -3 | | +3 | -0.5 | -0.5 | +3 | | -3 |
| Eq. | | -2.5 | -0.5 | +0.5 | +0.5 | -0.5 | -2.5 | |
| | -4182.0 | -8364.5 | +8364.5 | -4196.0 | +4196.0 | +1837.5 | -1837.5 | -918.0 |



$$\Sigma M_b; izq. = 0; 8364.5 + 4182 - H_a(3.6) = 0$$

$$H_a = 3485 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M_d; izq. = 0; -1837.5 + 4182 - 3485(3.6) - 6258(22.35) + 29.80 V_a = 0$$

$$V_a = 5035.83 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_d; der. = 0; 1837.5 + 918 - H_e(3.6) = 0$$

$$H_e = 765.42 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_b; der. = 0; -8364.5 + 918 - 765.42(3.6) + 6258(7.45) - V_e(29.80) = 0$$

$$V_e = 122.15 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_c; izq. = 0; 4196 + 4182 - 3485(15.40) + 5035.83(14.90)$$

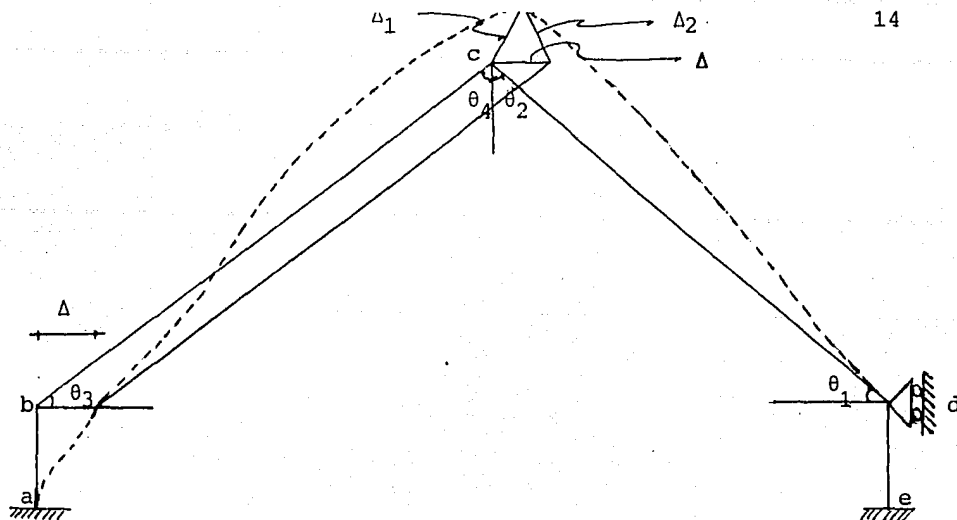
$$- 6258(7.45) - 11.80(H_b) = 0$$

$$H_b = -1430.44 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_c; der. = 0; -4196 + 918 - 765.42(15.4) - 1222.15(14.90)$$

$$+ H_d(11.80) = 0$$

$$H_d = 2819.96 \text{ Kg.}$$



Se tiene, por la Ley de Trigonometría de los senos, que:

$$\Delta_1 = \frac{\Delta}{\text{Sen}(\theta_1 + \theta_3)} \text{Sen} \theta_4$$

$$\Delta_2 = \frac{\Delta}{\text{Sen}(\theta_1 + \theta_3)} \text{Sen} \theta_2$$

en donde:

$$\text{Sen}(\theta_1 + \theta_3) = \text{Sen} \theta_1 \text{Cos} \theta_3 + \text{Sen} \theta_3 \text{Cos} \theta_1$$

$$= \left(\frac{11.80}{19} \cdot \frac{14.90}{19} \right) 2 = \frac{351.64}{361}$$

$$\therefore \Delta_1 = \Delta_2 = \frac{\Delta}{\frac{351.64}{361}} \cdot \frac{14.90}{19} = \frac{\frac{14.90}{19} \Delta}{\frac{351.64}{361}} = 0.8051 \Delta$$

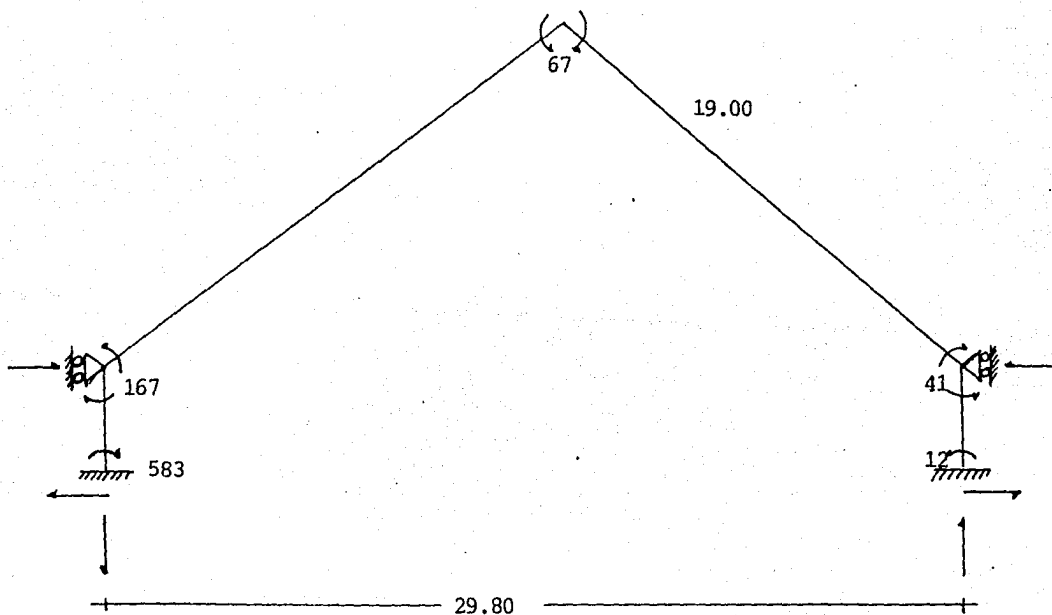
$$1000 = \frac{6EI \Delta}{(3.6)^2} = \frac{2160}{EI} = \Delta$$

$$M_{BC} = M_{CB} = - \frac{6EI}{361} \left(0.8051 \frac{2160}{EI} \right)$$

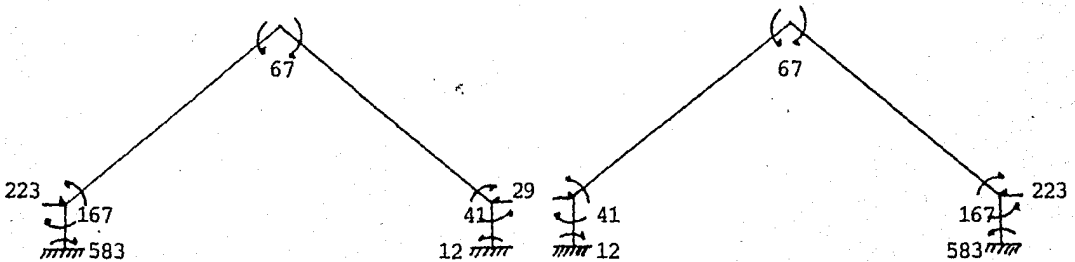
$$M_{BC} = M_{CA} = - 29$$

| NUDD | A | B | | C | | D | | E |
|------|----|------|------|-----|-----|------|------|----|
| Ext. | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | ED |
| F.D. | 0 | 0.84 | 0.16 | 0.5 | 0.5 | 0.16 | 0.84 | 0 |

| | | | | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|
| Memp. | +1000 | +1000 | - 29 | - 29 | + 29 | + 29 | | |
| Eq. | 0 | - 816 | - 155 | 0 | 0 | - 5.0 | - 24 | |
| Trans. | - 408 | | 0 | - 78 | - 3 | 0 | | - 12 |
| Eq. | 0 | | | + 40 | + 40 | | | 0 |
| Trans. | | | + 20 | | | + 20 | | |
| Eq. | | - 17 | - 3 | | | - 3 | - 17 | |
| Trans. | - 9 | | | - 2 | - 2 | | | |
| Eq. | | | | + 2 | + 2 | | | |
| | + 583 | + 167 | - 167 | - 67 | + 67 | + 41 | - 41 | - 12 |



$$\begin{aligned} \Sigma M_b; izq. &= 0; - 167 - 583 + H_a(3.6) & H_a &= 208 \text{ Kg.} \\ \Sigma M_d; izq. &= 0; - 41 - 583 + 208(3.6) - V_a(29.80) & V_a &= 4 \text{ Kg.} \\ \Sigma M_d; der. &= 0; + 41 + 12 - H_e(3.6) = 0 & H_e &= 15 \text{ Kg.} \\ \Sigma M_b; der. &= 0; + 167 + 12 - 15(3.6) - V_e(29.80) & V_e &= 4 \text{ Kg.} \\ \Sigma M_c; izq. &= 0; + 67 - 583 - 4(14.9) + 208(15.4) - H_b(11.80) & H_b &= 223 \text{ Kg.} \\ \Sigma M_c; der. &= 0; - 67 + 12 - 15(15.4) - 4(14.9) + H_d(11.80) & H_d &= 29 \text{ Kg.} \end{aligned}$$



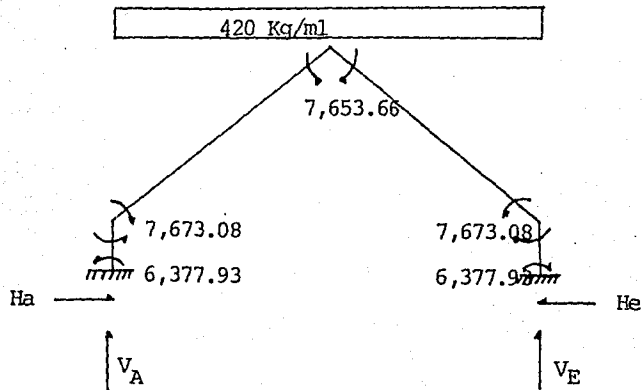
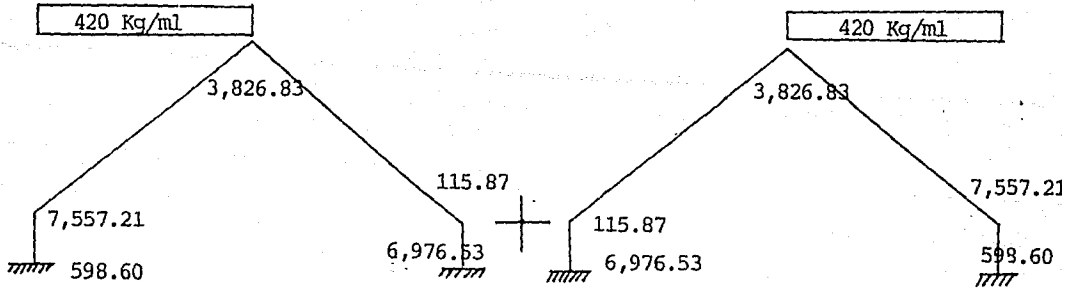
$$- 1430.44 + 223 \cdot f_1 + 29 f_2 = 0$$

$$- 2919.96 - 29 f_1 - 223 f_2 = 0$$

$$f_1 = 8.20$$

$$f_2 = -13.71$$

$$\begin{aligned} M_{AB} &= -4182.0 + 583(8.20) + 12(-13.71) = + 598.60 \text{ Kg.- m} \\ M_{BA} &= -8364.5 - 167(8.20) + 41(-13.71) = -7557.21 \text{ Kg.- m} \\ M_{BC} &= +8364.5 - 167(8.20) - 41(-13.71) = +7557.21 \text{ Kg.- m} \\ M_{CB} &= -4196.0 - 67(8.20) - 67(-13.71) = -3826.83 \text{ Kg.- m} \\ M_{CD} &= +4196.0 + 67(8.20) + 67(-13.71) = +3826.83 \text{ Kg.- m} \\ M_{DC} &= +1837.5 + 41(8.20) + 167(-13.71) = - 115.87 \text{ Kg.- m} \\ M_{DE} &= -1837.5 - 41(8.20) - 167(-13.71) = + 115.87 \text{ Kg.- m} \\ M_{ED} &= - 918.0 - 12(8.20) - 583(-13.71) = +6976.57 \text{ Kg.- m} \end{aligned}$$



$$\Sigma M_B, izq; = 0; +7673.08 + 6377.93 - Ha(3.6) \quad Ha = 3,903.06 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_D, izq. = 0; +7673.08 + 6377.93 - 3,903.06(3.6) + Va(29.80) - 12,516(14.90)$$

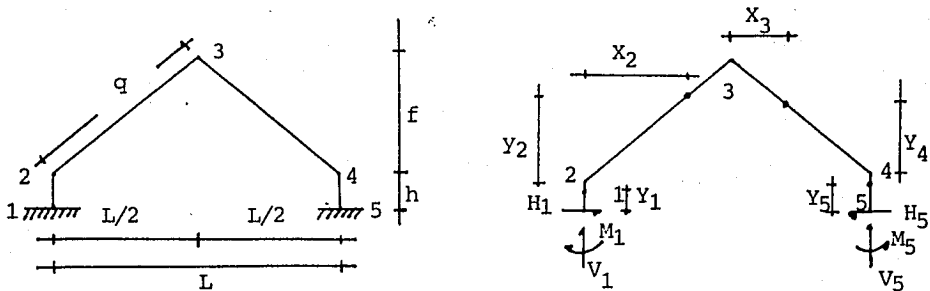
$$Va = 6,258 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_D, der; = 0; -7673.08 - 6377.93 + HE(3.6) \quad He = 3,903.06 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_B, der; = 0; -7673.08 - 6377.93 + 3,903.06(3.6) + 12,516(14.9) - Ve(29.80)$$

$$Ve = 6,258 \text{ Kg.}$$

Análisis del Marco para la carga viva más carga muerta por medio de fórmulas de libro "Pórticos y Arcos de Valeran Leon tovich" séptima impresión capítulo 7 página 131, Pórticos Si métricos de doble vertiente con Apoyos Fijos.



Notaciones, coordenadas y constantes de la estrechura.

Direcciones positivas de los momentos y de las componentes vertical y horizontal de las reacciones de la estructura. De fine también las coordenadas para cualquier sección de la estructura. Las coordenadas se consideran únicamente en sentido positivo.

Constantes de la Estructura

$$\phi = \frac{I_{1-2}}{I_{2-3}} \cdot \frac{q}{h}$$

$$\psi = \frac{f}{h}$$

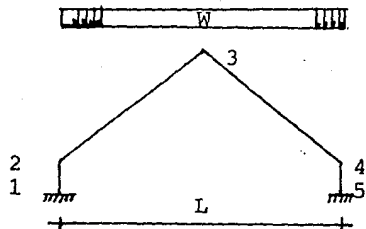
$$A = \frac{3(1 - \phi \psi)}{2(1 + \phi \psi^2)}$$

$$B = \frac{6(1 + \phi)}{1 + \phi \psi^2}$$

$$D = 16(3 + \phi)$$

$$F = 12 [2 + 2\phi - A(1 - \phi \psi)]$$

Carga Vertical Uniformemente Repartida sobre toda la Viga.



$W =$ Carga Total

$$\phi = \frac{a}{h} = \frac{19.00}{3.60} = 5.278$$

$$\psi = \frac{f}{h} = \frac{11.80}{3.60} = 3.278$$

$$A = \frac{3[1 - (5.278)(3.278)]}{2[1 + (5.278)(3.278)]^2} = -0.424$$

$$B = \frac{6(1 + 5.278)}{1 + (5.278)(3.278)^2} = 0.653$$

$$F = 12 \left[2 + 2(5.278) - (-0.424) [1 - (5.278)(3.278)] \right] = 67.731$$

$$G = 2 + \frac{5A\psi}{4} = 2 + \frac{5(-0.424)(3.278)}{4} = 0.263$$

$$J = 2A + \frac{5B\psi}{8} = 2(-0.424) + \frac{5(0.653)(3.278)}{8} = 0.490$$

$$M_2 = M_4 = -\frac{WLG\phi}{F} = -\frac{(12,516)(29.80)(0.263)(5.278)}{67.731} = -7643.98 \text{ Kg-m}$$

$$M_1 = M_5 = \frac{WL\phi}{F} (J - G) = \frac{(12,516)(29.80)(5.278)}{(67.731)} (0.490 - 0.263) =$$

$$M_1 = M_5 = 6597.65 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_5 = \frac{W L J \phi}{F h} = \frac{(12,516)(29.80)(0.490)(5.278)}{67.731(3.60)} = 3956.01 \text{ Kg.}$$

$$M_3 = - \frac{W L G \varnothing}{F} + \frac{W L}{8} - H_5 f$$

$$M_3 = - \frac{(12,516) (29.80) (0.263) (5.278)}{67.731} + \frac{(12,516) (29.80)}{8} - 3956.01(11.80)$$

$$M_3 = -7702.80 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2} = \frac{12516}{2} = 6258.00 \text{ Kg.}$$

$$M_1 = M_5 = 6,597.65 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_4 = - 7,643.98 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - 7,702.80 \text{ kg-m}$$

$$H_1 = H_5 = 3,956.01 \text{ kg}$$

$$V_1 = V_5 = 6,258.00 \text{ kg}$$

- Como podrá verse, haciendo una comparación entre los momentos obtenidos por el análisis por cross y obtenidos por medio de fórmulas del libro "Pórticos y Arcos", hay una gran aproximación; en vista de esto, los demás cálculos se harán con las fórmulas de dicho libro Capítulo séptimo "Pórticos Simétricos de doble vertiente, con apoyos fijos".

ANALISIS DEL MARCO POR CARGA DE VIENTO

Diseño por viento del Libro "Manual para Constructores",
Compañía Siderúrgica de Guadalajara, S.A. de C.V., página
No.125. "Diseño por Viento".

Se producirá una parte de éste:

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

2.1.2 Requisitos Generales

Los requisitos generales que a continuación se enumeran son aplicables al diseño de estructuras sujetas a la acción del viento y deberán considerarse como los mínimos indispensables.

Los requisitos para diseño son:

- a) Dirección de análisis. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. Se elegirán las direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura en estudio, o parte de la misma.
- b) Factores de carga y resistencia. Se seguirán los lineamientos establecidos en este Manual.

- c) Seguridad contra volteo. Para verificar la estabilidad de las construcciones en cuanto a volteo, se analizará esta posibilidad suponiendo nulas las cargas vivas que contribuyen a disminuir este efecto. El momento estabilizador no deberá ser menor de 1.5 veces el momento actual de volteo.
- d) Seguridad contra deslizamiento. Deberán tomarse las provisiones necesarias para evitar el deslizamiento de las estructuras sujetas a la acción del viento. Al analizarse esta posibilidad deberán suponerse nulas las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y el desplazamiento horizontal actuante deberá ser por lo menos igual a 2.
- e) Presiones interiores. Además de revisar la seguridad general de las construcciones, deberá estudiarse el efecto de presiones interiores de acuerdo con los requisitos que se indican en 2.4.2.5 En todos los casos deberá revisarse la seguridad de la cubierta y sus anclajes.
- f) Seguridad durante la construcción. Deberán tomarse las provisiones necesarias durante la construcción de las estructuras para garantizar su seguridad bajo la acción de un viento con velocidad igual al 60% de la de diseño.
- g) Protección por otras construcciones. Se considerarán en

todos los casos que la estructura se encuentra aislada, sin la protección que otros edificios u obstáculos pudieran proporcionarle durante la acción del viento. Sin embargo, cualquier incremento en las succiones, presiones u otros efectos que resulte de dicha cercanía, deberá ser tomada en consideración.

h) Análisis estructural. Son aplicables los criterios generales de análisis que señalan en el manual.

2.1.3 Nomenclatura

La siguiente notación es aplicable a las recomendaciones y comentarios del presente capítulo de diseño por viento:

| | |
|----|---|
| A | Area en metros cuadrados |
| C | Coefficiente de empuje |
| Fr | Factor de ráfaga |
| h | Altura del edificio en metros |
| H | Relación entre la altura y el ancho del edificio |
| K | Factor que depende de la topografía del lugar |
| n | Relación de aberturas; relación entre el área abierta y el área total de una pared. |
| p | Presión de viento, en kg/m^2 |
| s | Succión de viento, en kg/m^2 |
| Vb | Velocidad básica del viento (a una altura de 10 m sobre el terreno, en km/h). |

| | |
|-------|---|
| V_D | Velocidad de diseño, en km/h . |
| V_R | Velocidad regional, en km/h |
| V | Velocidad gradiente, en km/h |
| V_Z | Velocidad del viento a una altura de Z sobre el terreno, en km/h. |
| Z | Altura sobre el nivel del terreno, en metros |
| | Exponente de la expresión para cálculo de V_Z (función de la topografía). |
| | Altura gradiente, en metros. |

2.2 CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS

2.2.1 General

Para fines de diseño por viento, las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a las características de su respuesta ante la acción del viento, según se detalla en 2.2.2 y 2.2.3, respectivamente.

2.2.2 Clasificación de las estructuras según su destino.

Las solicitudes que se adopten para el diseño por viento de una estructura deben ser en función del grado de seguridad aconsejable para ella. Este, a su vez, depende de la gravedad de las consecuencias de una eventual falla, y de cómo varía el costo de la estructura en función de su resistencia.

Atendiendo a la seguridad aconsejable, las estructuras se clasifican como se indica a continuación:

Nota: Sólo se hará mención del caso en estudio.

2.2.2.2 Grupo B

Pertencen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de magnitud moderada.

Este es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolinerías, comercios, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos u oficinas, bardas cuya altura excede de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras construcciones de este grupo o del grupo A.

2.2.3 Clasificación de las Estructuras por las Características de su Respuestas ante Viento

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasifican en cuatro tipos:

Nota: Sólo se hará mención del caso en estudio.

2.2.3.1 Tipo 1

Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se incluyen explícitamente las siguientes construcciones:

- a) Edificios de Habitación u Oficinas con altura menor de 60 m.
- b) Bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas, techadas con sistema de arcos, trabes, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante a menos que mediante la adopción de geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo o el empleo de otra medida conveniente se logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- c) Puentes y Viaductos constituidos por losas, trabes, armaduras simples o continuas, o arcos.

Estudio de la Estructura en cuestión.

Estructura del Grupo B: V_r (Velocidad Regional) con período de recurrencia de 50 años.

V_r en Km/hr. tomada del libro manual para constructores de "Compañía Siderúrgica de Guadalajara, S.A. de C.V.".

$V_r = 160$ Km/hr Capítulo 9 página # 155 correspondiente a la zona eólica 4.

Velocidad Básica: (V_b)

$$V_b = K V_r$$

Donde K es un factor que depende de la topografía del sitio y se tomará con respecto a la tabla 2.2 página # 132 del manual en cuestión, $K = 1.00$ correspondiente a campo abierto, terreno plano.

$$V_b = 1.00 (160) = 160 \text{ Km/hr (a 10 mts, sobre el terreno)}$$

Variación de la Velocidad con la Altura:

V_z : Velocidad a una altura z.

z : Altura sobre el Terreno.

$$V_z = V_b \quad \text{para } z \quad 10 \text{ m.}$$

$$\therefore V_z = 160 \text{ Hm/hr}$$

Velocidad de Diseño: (V_d):

$$V_d = F_r V_z$$

donde F_r es el factor de ráfaga que es igual a 1.00 para estructuras tipo 1

$$V_d = 1.00 (160 \text{ Km/hr}) = 160 \text{ Hm/hr}$$

Presión de Diseño.

$$P = 0.0048 G C V_d^2 \text{ tomada del libro "Manual para Constructores"}$$

Compañía Siderúrgica de Guadalajara S.A. de
C.V., página # 136.

C Coeficiente de empuje (sin dimensiones)

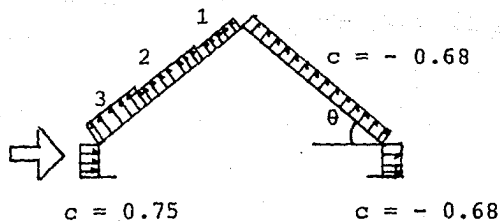
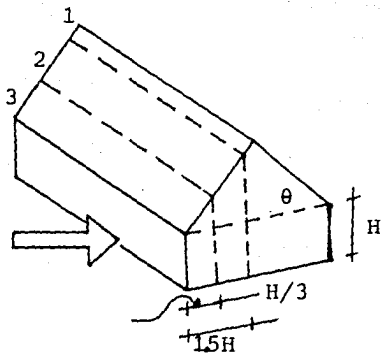
P Presión o succión debida al viento, en Kg/m^2

V_d Velocidad de Diseño, en Km/hr

G Factor de reducción de atmósfera (se tomará 1.00)

$$P = 0.0048 (1.00) (160)^2 C$$

$$P = 122.9 C \text{ Kg/m}^2$$



1 Zona de Sotavento

$$C = -0.4$$

2 Zona Central

$$C = -1.2 + 0.013 \theta = -0.7$$

3 Zona de Barlovento

$$C = -2.1 + 0.023 \theta = -1.2$$

Presión (Barbolento) $P = 122.9 (0.75) = 92.2 \text{ Kg/m}^2$

Succión (sotavento) $P = 122.9 (-0.68) = -83.6 \text{ Kg/m}^2$

Succión Cubierta Zna.1, $P = 122.9 (-0.40) = -49.2 \text{ Kg/m}^2$

Succión Cubierta Zna.2, $P = 122.9 (-0.70) = -86.0 \text{ Kg/m}^2$

Succión Cubierta Zna.3, $P = 122.9 (-1.20) = -147.5 \text{ Kg/m}^2$

$$W \text{ prom. Cubierta} = \frac{147(1.2) + 86.0(4.2) + 49.2(9.5)}{14.90} = 67.5 \text{ Kg/m}^2$$

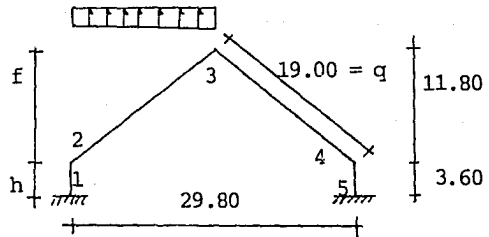
ANALISIS DEL MARCO POR CARGA DE VIENTO, POR MEDIO DE FORMULAS DEL LIBRO "PORTICOS Y ARCOS" DE VALERIAN LEANTOVICH 7a. IMPRESION CAPITULO 7.

Viento sobre Cubierta (succión)

a) Porción izquierda:

$$W = 67.5 \text{ kg/m}^2 (6.00 \text{ m})$$

$$W = 405 \text{ kg/ml}$$



Constantes de la Estructura:

$$\phi = \frac{q}{h} = \frac{19.00}{3.60} = 5.278 \quad \frac{f}{h} = \frac{11.80}{3.60} = 3.278$$

$$A = \frac{3(1 - \phi \Psi)}{2(1 + \phi \Psi^2)} = \frac{3[1 - 5.278(3.278)]}{2[1 + (5.278)(3.278)]} = -0.424$$

$$B = \frac{6(1 + \phi)}{1 + \phi \Psi^2} = \frac{6(1 + 5.278)}{1 + 5.278(3.278)^2} = 0.653$$

$$D = 16(3 + \phi) = 16(3 + 5.278) = 132.448$$

$$F = 12[2 + 2\phi - A(1 - \phi)]$$

$$F = 12[2 + 2(5.278) - (-0.424)[1 - 5.278(3.278)]] = 67.731$$

$$G = 2 + \frac{5AV}{4} = 2 + \frac{5(-0.424)(3.278)}{4} = 0.263$$

$$J = 2A + \frac{5BV}{8} = 2(-0.424) + \frac{5(0.653)(3.278)}{8} = 0.490$$

$$M_2 = M_4 = -Wl\phi \left(\frac{G}{F} - \frac{1}{2D} \right) \quad W = \text{Carga Total}$$

$$M_2 = -(-6,034.5)(29.80)(5.278) \left(\frac{0.263}{67.731} + \frac{1}{2(132.448)} \right) = +7,268.53 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = -(-6,034.5)(29.80)(5.278) \left(\frac{0.263}{67.731} \right) - \frac{1}{2(132.448)} =$$

$$M_4 = +102.451 \text{ kg - m}$$

$$H_1 = H_5 = \frac{W l J \phi}{F h} = \frac{(-6,034.5)(29.80)(0.490)(5.278)}{67.731(3.60)}$$

$$H_1 = H_5 = -1,907.362 \text{ Kg.}$$

$$M_1 = M_2 + H_1 h = +7,268.53 + (-1,907.362)(3.6) = 402.03 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = - \frac{WlG\phi}{F} + \frac{Wl}{8} - H_5 f$$

$$M_3 = - \frac{(-6,034.5)(29.80)(0.263)(5.278)}{67.731} + \frac{(-6034.5)(29.80)}{8} - (-1907.3)(11.8)$$

$$M_3 = 3,713.85 \text{ Kg-m}$$

$$M_5 = M_4 + H_5 h = + 102.451 + (-1907.362)(3.6) = - 6,764.05 \text{ Kg/m}$$

$$V_5 = - \frac{W}{4D}(D - 4\phi) = \frac{(-6,034.5)}{4(132.448)}(132.448 - 4(5.278)) =$$

$$V_5 = - 1,268.15 \text{ Kg}$$

$$V_1 = W - V_5 = (-6,034.5) - (-1,268.15) = -4,766.35 \text{ Kg.}$$

Viento sobre cubierta (succión)

b) Porción Derecha:

$$w = 49.20 \text{ Kg/m}^2 (6.00 \text{ m.})$$

$$w = 295.20 \text{ Kg/ml}$$

$$W = 295.20(14.9) = 4,398.48 \text{ Kg (Carga Total) =}$$

$$M_2 = - Wl \phi \left(\frac{G}{F} + \frac{1}{2D} \right)$$

$$M_2 = -(-4,398.48)(29.80)(5.278) \left(\frac{0.263}{67.731} + \frac{1}{2(132.448)} \right) =$$

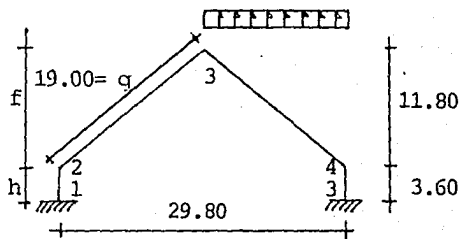
$$M_2 = + 74.68 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = -(-4398.48)(29.80)(5.278) \left(\frac{0.263}{67.731} + \frac{1}{2(132.448)} \right) =$$

$$M_4 = + 5,297.95 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_5 = + \frac{W l J \phi}{Fh} = + \frac{(-4,398.48)(29.80)(0.490)(5.278)}{67.731(3.6)} =$$

$$H_1 = H_5 = -1,390.25 \text{ Kg.}$$



$$M_5 = M_4 + H_1 h = + 5,297.95 + (-1,390.25) (3.6) = + 293.05 \text{ Kg-m}$$

$$M_1 = M_2 + H_5 h = + 74.68 + (-1,300.25) (3.6) = -4,930.22 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - \frac{W l G \phi}{F} + \frac{Wl}{8} - H_1 f$$

$$M_3 = - \frac{(-4,398.48) (29.80) (0.263) (5.278)}{67.731} + \frac{(-4,398.48) (29.80)}{8}$$

$$- (-1,390.25) (11.80)$$

$$M_3 = 2,706.92 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = \frac{W}{4D} (D - 4 \phi) = \frac{(-4,398.48)}{4(132.448)} (132.448 - (5.278)) = - 924.34 \text{ Kg.}$$

$$V_5 = W - V_1 = (-4,398.48) - (-924.34) = -3,474.15 \text{ Kg}$$

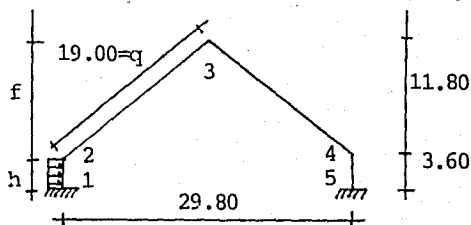
Viento Sobre Columna Izquierda:

$$w = 92.2 \text{ Kg/m}^2 (6.00) =$$

$$w = 553.20 \text{ Kg/ml}$$

$$w = 553.20 \text{ Kg/ml (3.6 m) =}$$

$$w = 1991.52 \text{ Kg.}$$



$$M_2 = \frac{Wh}{2F} (4 - 3A) + \frac{4Wh}{D}$$

$$M_2 = \frac{1991.52 (3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) + \frac{4(1991.52) (3.6)}{132.448} = + 495.55 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = \frac{1991.52 (3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) - \frac{4(1991.52) (3.6)}{132.448} = + 62.5 \text{ Kg-m}$$

$$H_5 = \frac{W}{4F} (3B - 8A) = \frac{1991.52}{4(67.731)} (3(0.653) - 8(-0.424)) = + 39.33 \text{ Kg}$$

$$H_1 = - (W - H_5) = - (1991.52 - 39.33) = - 1952.19 \text{ Kg.}$$

$$M_1 = M_2 + H_5 h - \frac{W h}{2} = + 495.55 + 39.33(3.6) - \frac{(1991.52)(3.6)}{2} =$$

$$M_1 = - 2,947.60 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = \frac{W h}{2 F} (4 - 3A) - H_5 f =$$

$$M_3 = \frac{(1991.52)(3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) = + 279.03 \text{ Kg-m}$$

$$M_5 = M_4 + H_5 h = + 62.50 + 39.33(3.6) = + 204.09 \text{ Kg-m}$$

$$V_5 = \frac{8 W h}{D l} = \frac{8(1991.52)(3.6)}{132.448(29.80)} = + 14.53 \text{ Kg}$$

$$V_1 = - V_5 = - 14.53 \text{ Kg.}$$

Viento Sobre Columna Derecha (Succión):

$$w = 83.6 \text{ Kg/m}^2 (6.00 \text{ m})$$

$$w = 501.60 \text{ Kg/ml}$$

$$w = 501.60(3.6) = 1,805.76 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = \frac{W h}{2 F} (4 - 3A) - \frac{4 W h}{D}$$

$$M_2 = \frac{(1805.76)(3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) - \frac{4(1805.76)(3.6)}{132.448}$$

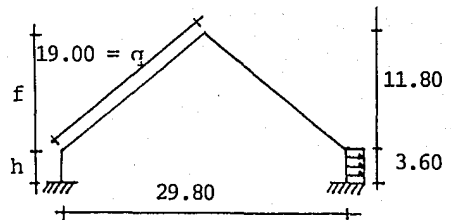
$$M_2 = + 56.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = \frac{W h}{2 F} (4 - 3A) + \frac{4 W h}{D}$$

$$M_4 = \frac{(1805.76)(3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) + \frac{4(1805.76)(3.6)}{132.448} = + 449.33 \text{ Kg-m}$$

$$H_5 = - (W - H_1) = - (1805.76 - 35.67) = - 1770.09 \text{ Kg.}$$

$$H_1 = \frac{W}{4 F} (3B - 8A) = \frac{1805.76}{4(67.731)} (3(0.653) - 8(-0.424)) = + 35.67 \text{ Kg.}$$



$$M_1 = M_2 + H_1 h = + 56.67 + (+ 35.67) (3.6) = + 185.08 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = \frac{W h}{2 F} (4 - 3A) - H_1 f$$

$$M_3 = \frac{(1805.76) (3.6)}{2(67.731)} (4 - 3(-0.424)) - (+ 35.67) (11.80) = - 167.91 \text{ Kg-m}$$

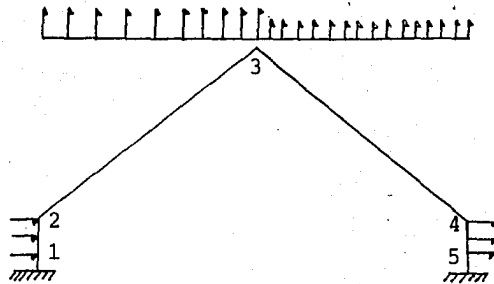
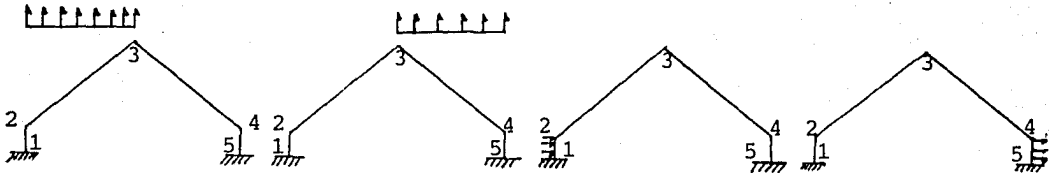
$$M_5 = M_4 + H_1 h - \frac{W h}{2}$$

$$M_5 = + 449.33 + (+ 35.67) (3.6) - \frac{(+ 1805.76) (3.6)}{2} = - 2,672.63 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = \frac{8 W h}{D l} = \frac{8(1805.76) (3.6)}{132.448(29.80)} = + 13.18 \text{ Kg.}$$

$$V_5 = - V_1 = - 13.18 \text{ Kg.}$$

RESUMEN CARGA POR VIENTO



$$M_1 = - 7,290.71 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = + 7,895.43 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = + 6,531.89 \text{ kg-m}$$

$$M_4 = + 5,707.33 \text{ kg-m}$$

$$M_5 = - 9,144.44 \text{ kg-m}$$

$$H_1 = - 2,433.63 \text{ kg}$$

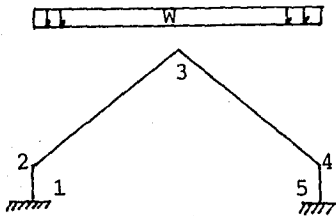
$$H_5 = - 2,247.87 \text{ kg}$$

$$V_1 = - 5,692.04 \text{ kg}$$

$$V_5 = - 4,740.94 \text{ kg}$$

Resumen

a) Carga Muerta



$$W_m = 40 \text{ kg/m}^2 \quad 57\% \text{ de } W_t$$

$$M_1 = M_5 = + 3,770.09 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

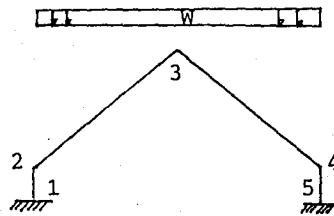
$$M_2 = M_4 = - 4,367.99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = - 4,401.60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$H_1 = H_5 = + 2,260.58 \text{ kg}$$

$$V_1 = V_5 = + 3,576.00 \text{ kg}$$

b) Carga Viva



$$W_v = 30 \text{ kg/m}^2 \quad 43\% \text{ de } W_t$$

$$M_1 = M_5 = + 2,827.56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

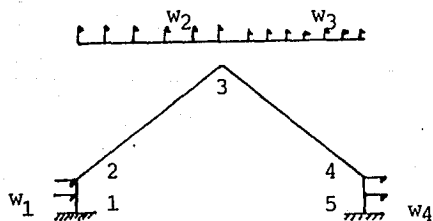
$$M_2 = M_4 = - 3,275.99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = - 3,301.20 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$H_1 = H_5 = + 1,695.43 \text{ kg}$$

$$V_1 = V_5 = + 2,682.00 \text{ kg}$$

b) Carga de Viento



$$w_1 = 92.2 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Presión)}$$

$$w_2 = 67.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Succión)}$$

$$w_3 = 49.2 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Succión)}$$

$$w_4 = 83.6 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Succión)}$$

$$M_1 = - 7,290.71 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = + 7,895.43 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = + 6,531.89 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = + 5,707.33 \text{ Kg-m}$$

$$M_5 = - 9,144.44 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = - 2,433.63 \text{ Kg}$$

$$H_2 = - 2,247.87 \text{ Kg}$$

$$V_1 = - 5,692.04 \text{ Kg}$$

$$V_5 = - 4,740.94 \text{ Kg}$$

Combinaciones de Carga:

a) Carga Muerta + Carga Viva:

$$W = W_m + W_v = 70 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 420 \text{ Kg/ml}$$

$$M_1 = M_5 = + 6,597.65 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = M_4 = - 7,643.98 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - 7,702.80 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_5 = + 3,956.01 \text{ Kg}$$

$$V_1 = V_5 = + 6,258.00 \text{ Kg}$$

b) (Carga Muerta + Carga Viva + Carga de Viento) 0.75

$$M_1 = - 519.80 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = + 1,141.79 \text{ Kg}$$

$$M_2 = + 188.59 \text{ Kg-m}$$

$$H_5 = + 1,281.11 \text{ Kg}$$

$$M_3 = - 878.18 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = + 424.47 \text{ Kg}$$

$$M_4 = - 1,452.49 \text{ Kg-m}$$

$$V_5 = + 1,137.80 \text{ Kg}$$

$$M_5 = - 1,910.09 \text{ Kg-m}$$

c) (Carga Muerta + Carga de Viento) 0.75

$$M_1 = - 2,640.47 \text{ Kg}$$

$$H_1 = - 129.79 \text{ Kg}$$

$$M_2 = + 2,645.58 \text{ Kg-m}$$

$$H_5 = + 9.53 \text{ Kg}$$

$$M_3 = + 1,597.72 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = - 1,587.08 \text{ Kg}$$

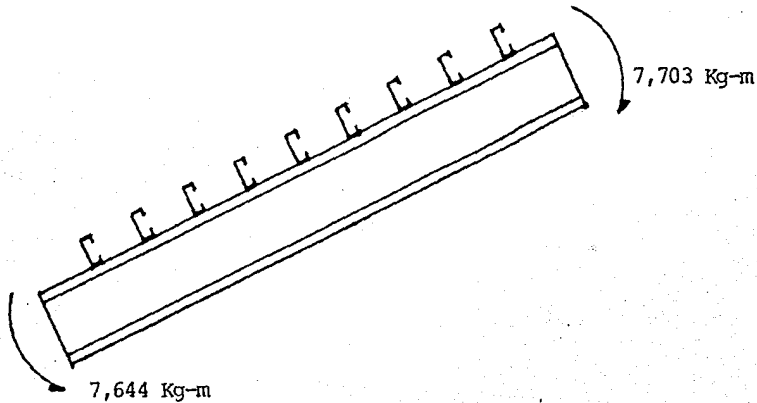
$$M_4 = + 1,004.51 \text{ Kg-m}$$

$$V_5 = - 873.71 \text{ Kg}$$

$$M_5 = - 4,030.76 \text{ Kg-m}$$

Dimensionamiento y Revisión:

De las combinaciones de cargas hechas, la que resultó más desfavorablemente es la combinación de carga viva más carga muerta; como podrá verse, hay muy poca diferencia en el valor de los dos momentos de la viga, como también en los momentos de la columna, por lo que se optó por hacer un diseño de marco en sección continua.

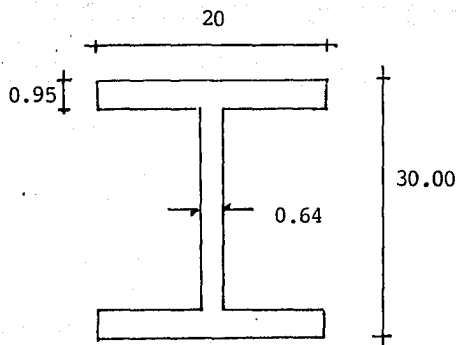


Se diseñará con el momento de 7,703 Kg-m por ser el mayor de los dos

$$F_b = 0.6 (2530) = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\text{nec.}} = \frac{770300 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{1520 \text{ Kg/cm}^2} = 507 \text{ cm}^3$$

Propongo sección: (Acotaciones en centímetros).



$$A = 20(0.95) \cdot 2 + 28.10(0.64) = 55.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 0.7842(55.98) = 43.90 \text{ Kg/ml}$$

$$I_x = \frac{1}{12} 20(30)^3 - (20 - 0.64)(30 - 2 \times 0.95)^3 = 9,203.29 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} 0.95(20)^3 \cdot 2 + \frac{28.10(0.64)^3}{12} = 1,267.28 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{9203.29}{15} = 613.55 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{c} = \frac{1267.28}{10} = 126.73 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{9203.29}{55.98}} = 12.82 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1267.28}{55.98}} = 4.76 \text{ cm.}$$

Revisión:

Esfuerzo actuante:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{770300}{613.55} = 1,255.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Se revisará si la sección es compacta:

El esfuerzo permisible en tensión o compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados o hechos con placas (excepto vigas formadas con aceros diferentes en alma y patines, vigas de peralte variable y elementos de acero A514), cargados en un plano de simetría que contienen los ejes de menor momento de inercia, y que llenen los requisitos que se dan a continuación, es:

$$F_b = 0.66 F_y$$

Las condiciones que deben satisfacer para que un elemento estructural pueda diseñarse de acuerdo con lo antes dicho son:

a) Los patines están unidos con el alma o almas en forma continua.

b) Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados, su relación ancho/grueso, no excede de

$$545 / \sqrt{F_y}$$

c) Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados, su relación ancho/grueso, no es mayor que

$$1593 / \sqrt{F_y}$$

d) La relación peralte total de la sección/grueso del alma o almas no excede de

$$\frac{d}{t_a} = 5366 \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right) / F_y$$

$$\text{cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$$

$$\frac{d}{t_a} = \frac{2155}{\sqrt{F_y}}$$

$$\text{cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16$$

- e) La longitud no soportada lateralmente del patín comprimido de miembros que no sean en cajón no excede de $637b/\sqrt{F_y}$ ni de $1400000/(d/A_p)F_y$.
- f) La longitud no soportada lateralmente del patín comprimido de sección transversal rectangular hueca (en cajón), de peralte no mayor que seis veces el ancho y cuyos patines tienen un grueso igual o menor que el doble del espesor del alma, no excede de $(137100 + 84370 \frac{M_1}{M_2}) \frac{b}{F_y}$, pero no tiene que ser menor que $84370 b/F_y$.

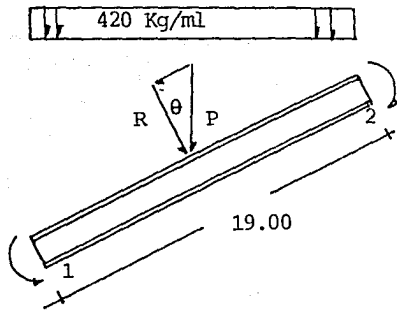
Se tomarán siete arriostramientos, por lo tanto $l = \frac{1900}{8} = 237.50 \text{ cms}$

- a) Los patines están unidos al alma en forma continua
- b) Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados, su relación ancho/grueso, no es mayor que $545/\sqrt{F_y}$

$$\frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.84$$

$$\frac{b}{t_p} = \frac{(20 - 0.64)/(2)}{0.95} = 10.19$$

- c) La relación peralte total de la sección/grueso del alma no excede de:



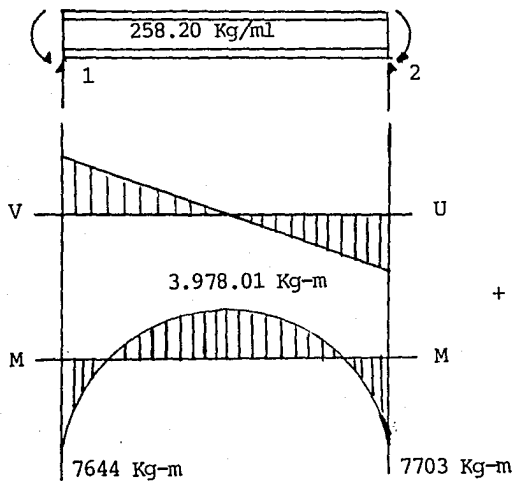
$$\theta = 38.38^\circ$$

$$P = 420(19.90) = 6258 \text{ Kg.}$$

$$R = 6258 \cos 38.38$$

$$R = 4905.89 \text{ Kg.}$$

$$w = \frac{4905.89}{19} = 258.20 \text{ Kg/ml}$$



$$M_1 = 7644 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = 7703 \text{ Kg-m}$$

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$R_1(19) - 4905.89(9.5) - 7644 + 7703 = 0$$

$$R_1 = 2,449.84 \text{ Kg}$$

$$+ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$2449.84 + R_2 - 4905.89 = 0$$

$$R_2 = 2,456.05 \text{ Kg}$$

$$4,905.89 \quad \text{---} \quad 19$$

$$2,449.84 \quad \text{---} \quad d$$

$$d = 9.49$$

$$f_a = \frac{N}{A_t} = \frac{2,456.05}{55.98} = 43.87$$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{43.87}{2530} = 0.002 < 0.16$$

$$\frac{d}{t_a} = 5366(1 - 3.74(0.02)) / \sqrt{2530} = 9976$$

$$\frac{d}{t_a} = \frac{30}{0.64} = 46.88 < 99.76 \quad \text{bien}$$

- e) La longitud no sportada lateralmente del patín comprimido de miembros que no sean en cajón no excede de $637 b/F_y$ ni de $1400000/(d/A_p)F_y$.

$$\frac{637 (20)}{2530} = 253.28$$

$$\frac{1400000}{(30/20(0.95))} = 350.46 \text{ cm}$$

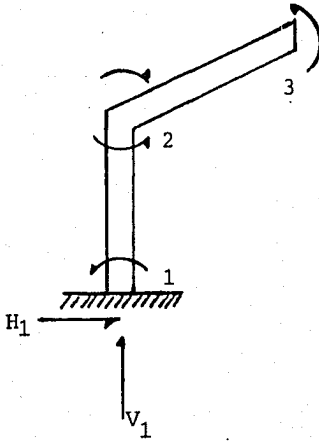
$$l = 237.50 \text{ cm} < 253.28 \text{ cm. bien}$$

La sección cumple con los requisitos para ser una sección compacta, en vista de lo cual se tomará $F_b = 0.66 F_y$

$$F_b = 0.66(2530) = 1669.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 1255.48 \text{ Kg/cm}^2 < F_b = 1669.80 \text{ Kg/cm}^2$$

REVISION DE COMPRESION EN VIGA



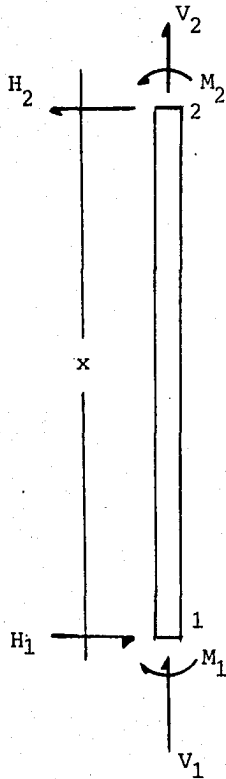
$$M_1 = 6,597.65 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = - 7,643.98 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - 7,702.80 \text{ Kg-m}$$

$$V_1 = 6,258.00 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = 3,956.01 \text{ Kg-m}$$



Carga Axial:

$$+ \sum F_x = 0$$

$$V_1 + V_2 = 0$$

$$V_2 = - V_1$$

Cortantes:

$$+ \sum F_y = 0$$

$$- H_1 + H_2 = 0$$

$$H_2 = H_1$$

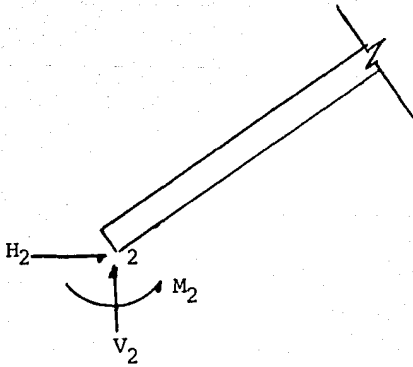
Momento:

$$+) M_2 = 0$$

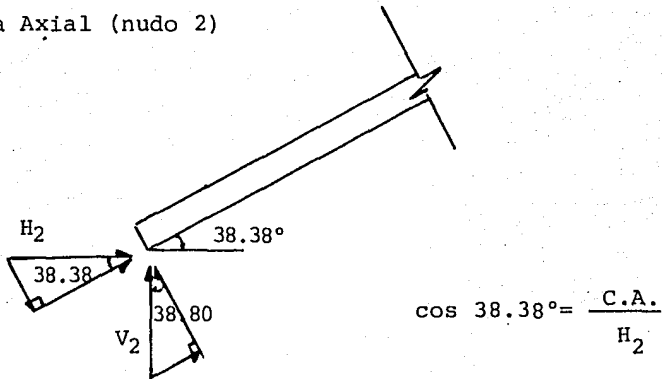
$$M_2 = + M_1 - H_1(x)$$

$$M_2 = + 6,597.65 = 3,956.01 (3.6)$$

$$M_2 = - 7,643.99 \text{ Kg-m}$$

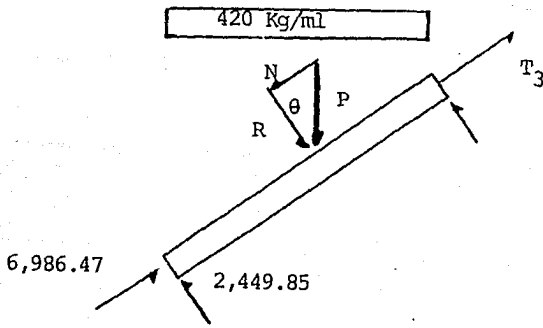


Carga Axial (nudo 2)



$$\begin{aligned} \text{Carga Axial} &= H_2 (\cos 38,38^\circ) + V_2 \text{ Sen } 38,38^\circ \\ &= 3956,01 (\text{Cos } 38,38^\circ) + 6,258,00 (\text{Sen } 38,38^\circ) \\ &= 3,101,27 + 3,885,20 \\ &= 6,986,47 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante} &= V_2 (\cos 38,38^\circ) - H_2 (\text{sen } 38,38^\circ) \\ &= 6,258,00 (\cos 38,38^\circ) - 3,956,01 (\text{sen } 38,38^\circ) \\ &= 4,905,89 - 2,456,04 \\ &= 2,449,85 \text{ Kg.} \end{aligned}$$



$$\theta = 38.38^\circ$$

$$P = 420(14.90) = 6258 \text{ Kg.}$$

$$R = 6258 \cos 38.38^\circ$$

$$R = 4,905.89 \text{ Kg}$$

$$N = 6,250 \text{ Sen } 38.38.$$

$$N = 3,885.20 \text{ Kg.}$$

$$\rightarrow \Sigma F_{\text{axial}} = 0$$

$$6,986.47 - 3,885.20 + F_3 = 0$$

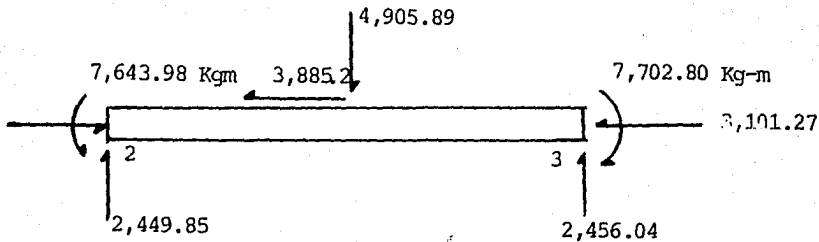
$$F_3 = -3,101.27 \text{ Kg.}$$

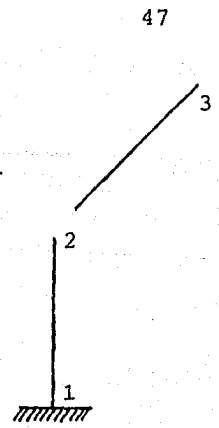
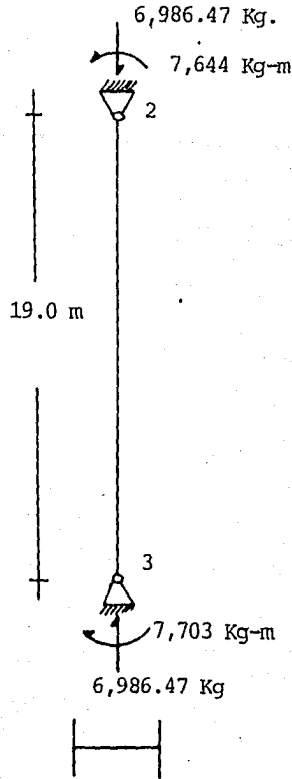
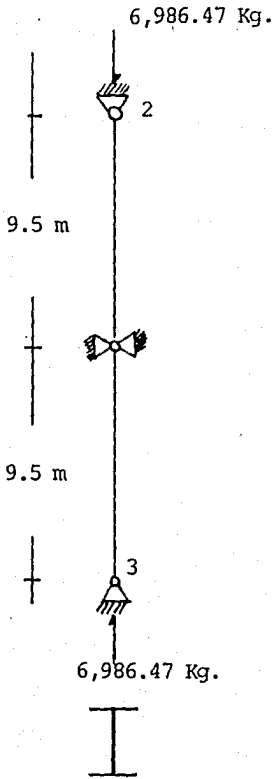
$$+ \Sigma F_y = 0$$

$$2,449.85 - 4,905.89 + R_3 = 0$$

$$R_3 = 2,456.04 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto:





Revisión:

$$K = 1.0$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0(950)}{4.76} = 199.58 \quad 200$$

$$\therefore Fa = 437 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{6986.47}{55.98} = 124.80 \quad 125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{125}{437} = 0.29$$

$$\frac{fa}{Fa} > 0.15$$

$$\frac{fa}{Fa} + \alpha \frac{fb}{Fb} \leq 1.00$$

CM = para miembros en compresión, sujetos a traslación lateral de sus uniones $CM = 0.85$

comprobación

$$\frac{K_{lb}}{F_b} = \frac{1.0(950)}{12.82} = 74.10 \quad \therefore Fe' = 1915 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{Fe}} = \frac{0.85}{1 - \frac{125}{1915}} = 0.91$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{770300}{613.55} = 1255.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843700 C_b}{\frac{L_d}{A_p}}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \text{ sin exceder de 2.3}$$

La viga presenta curvatura doble

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{3978}{7703} = 0.52$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(+0.52) + 0.3(0.52)^2 = 2.37 \quad \therefore \text{Tomo } C_b = 2.3$$

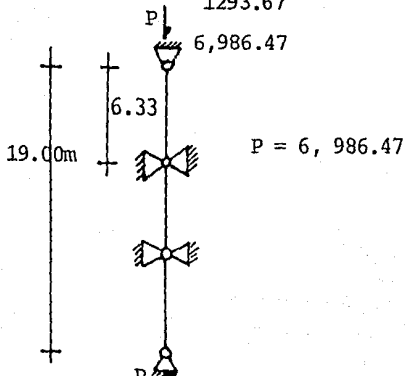
$$F_b = \frac{843700(2.3)}{\frac{950(30)}{20(0.95)}} = 1293.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6(2530) = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{Tomo } F_b = 1293.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \alpha \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$0.29 + 0.91 \left(\frac{1255.48}{1293.67} \right) = 1.17 > 1.00$$



Revisión:

$$K = 1.0$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0(633)}{4.76} = 133.05 \quad 133 \quad \therefore F_a = 1387 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{6,986.47}{55.98} = 124.80 \quad 125 \text{ Kg/cm}^2$$

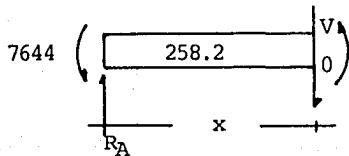
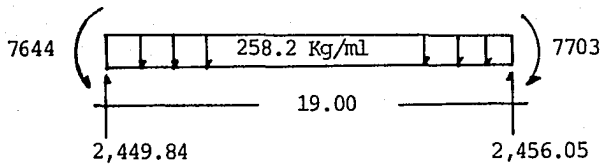
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{125}{1387} = 0.09$$

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{770300}{613.55} = 1255.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843700 C_b}{\frac{L_d}{A_p}}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \quad \text{sin exceder de 2.3}$$



$$+ \uparrow \Sigma F_v = 0$$

$$2,449.84 - 258.2(x) - V = 0$$

$$V = 2449.84 - 258.2(x)$$

$$(+ \sum M_o = 0$$

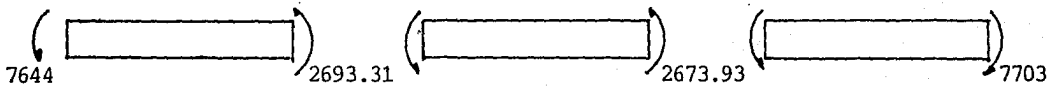
$$2449.84(x) - 7644 - \frac{258.2(x)^2}{2} - M = 0$$

$$M = + 2449.84(x) - 7644 - 129.10(x)^2$$

$$x = 6.33 \text{ m} \quad M = + 2,693.31 \text{ Kg-m}$$

$$x = 9.49 \text{ m} \quad M = + 3,078.22 \text{ Kg-m}$$

$$x = 12.67 \text{ m} \quad M = + 2,673.93 \text{ Kg-m}$$



$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{2693.31}{7644} = 0.35$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{2673.93}{7703} = 0.35$$

Curvatura Doble:

$$C_b = 1.75 + 1.05(0.35) + 0.3(0.35)^2 = 2.15$$

$$F_b = \frac{843700(2.15)}{\frac{633(30)}{20(0.95)}} = 1,814.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 (2530) = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_b = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

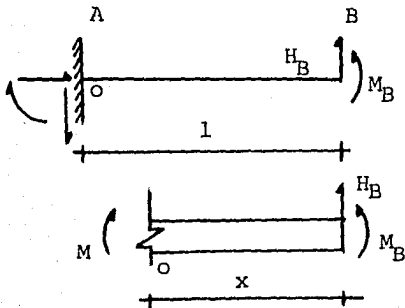
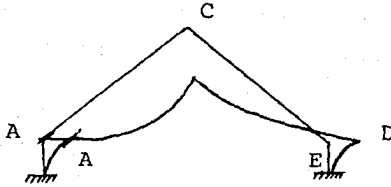
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{F_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$0.09 + \frac{1255.48}{1520} = 0.92 < 1.00$$

$$\frac{f_a}{1520} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$\frac{125}{1520} + \frac{1255.48}{1520} = 0.91 < 1.00$$

Revisión de Flecha (Viga)



$$M_B = -7,643.98 \text{ Kg-m}$$

$$H_B = 3,956.01 \text{ Kg}$$

$$l = 3.6 \text{ mts.}$$

$$I_x = 9,203.29 \text{ cm}^4$$

Tramo AB origen B $0 \leq x \leq 3.60$

$$\sum M_o = 0$$

$$M_B + H_B(x) - M = 0$$

$$M = -M_B - H_B(x)$$

$$EI_y'' = -M_B - H_B(x)$$

$$1. EI_y' = -M_B(x) - \frac{H_B(x)^2}{2} + C_1$$

$$2. EI_y = -\frac{M_B(x)^2}{2} - \frac{H_B(x)^3}{6} + C_1x + C_2$$

Condiciones de Frontera:

$$1) \text{ En } l \text{ con } x = l \quad y' = 0$$

$$0 = -M_B(l) - \frac{H_B l^2}{2} + C_1$$

$$C_1 = M_B(l) + \frac{H_B l^2}{2}$$

2) En 2. con $x = 1$ $y = 0$

$$0 = -\frac{M_B(1)^2}{2} - \frac{H_B(1)^3}{6} + C_1(1) + C_2$$

$$C_2 = \frac{M_B(1)^2}{2} + \frac{H_B(1)^3}{6} + C_1 \cdot 1$$

en donde:

$$C_2 = \frac{M_B(1)^2}{2} + \frac{H_B(1)^3}{6} - \left[M_B(1) + \frac{H_B \cdot 1^2}{2} \right] \cdot 1$$

$$C_2 = \frac{M_B(1)^2}{2} + \frac{H_B(1)^3}{6} - M_B \cdot 1^2 - \frac{H_B \cdot 1^3}{2}$$

$$C_2 = -\frac{M_B \cdot 1^2}{2} - \frac{1}{3} H_B \cdot 1^3$$

Sustituyendo "1"

$$C_1 = -764398(360) + \frac{3,956.01(360)^2}{2}$$

$$C_1 = -18,833,832$$

$$C_2 = -\frac{(-764,398)(360)^2}{2} - \frac{1}{3}(3,956.01)(360)^3$$

$$C_2 = -1.2 \times 10^{10}$$

$$EI_Y = -\frac{M(X)^2}{2} - \frac{H_B(X)^3}{6} + (-18,833,832)(X) - 1.2 \times 10^{10}$$

cuando $x = 0$

$$EI_Y = -1.20 \times 10^{10}$$

$$Y = -\frac{1.20 \times 10^{10}}{EI}$$

$$Y = -\frac{1.20 \times 10^{10}}{2.039 \times 10^6 (9,203.24)}$$

$$Y = -0.64 \text{ cm.}$$

$$\delta_{Ad} = \frac{1}{500} = \frac{360}{400} = 0.72 \text{ cm}$$

$$Y < \delta_{ad}$$

Cuando $x = 6$

$$EI_Y = 1.20 \times 10^{10} - 1.20 \times 10^{10}$$

$$EI_Y = 0$$

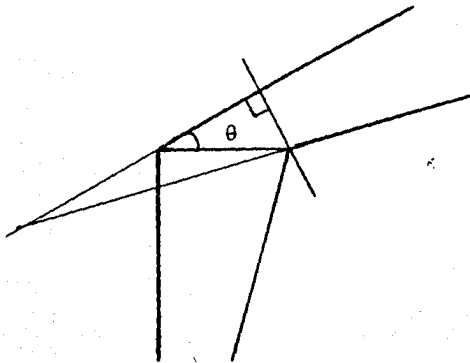
$$\therefore Y = 0$$

$$EI_y' = -M_B(x) - \frac{H_B(x)^2}{2} + (-18'833,832) \quad \text{cuando } x = 0$$

$$EI_y' = -18'833,832$$

$$y' = - \frac{18'833,832}{2.039 \times 10^6 (9,203.29)}$$

$$y' = -0.001 \text{ cm.}$$



$$\theta \text{ t}_g^{-1} \frac{11.80}{14.90} = 38.38^\circ$$

por la ley de los senos:

$$\frac{\text{Sen } 90^\circ}{0.64} = \frac{\text{Sen } 38.38}{y}$$

$$y = \frac{\text{Sen } 38.38^\circ (0.64)}{\text{Sen } 90^\circ}$$

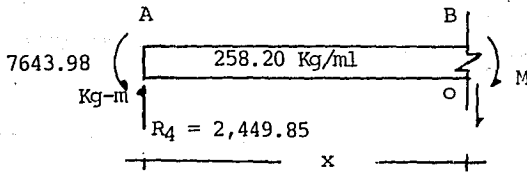
$$y = -0.40 \text{ cm}$$

por la ley de los senos:

$$\frac{\text{Sen } 90^\circ}{0.001} = \frac{\text{Sen } 38.38}{y'}$$

$$y' = \frac{\text{Sen } 38.38^\circ (0.001)}{\text{Sen } 90^\circ}$$

$$y' = -0.0006 \text{ cm}$$



$$EI \rightarrow \text{Cte.}$$

$$E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_x = 9,203.29 \text{ cm}^4$$

$$y_A = -0.40 \text{ cm}$$

$$(+ \Sigma M_o = 0$$

$$R_A(x) - M_A - \frac{P(x)^2}{2} + M = 0$$

$$M = M_A + \frac{P(x)^2}{2} - R_A(x)$$

$$EI_y'' = M_A + \frac{P(x)^2}{2} - R_A(x)$$

$$1) EI_y' = M_A(x) + \frac{P(x)^3}{6} - \frac{R_A(x)^2}{2} + C_1$$

$$2) EI_y = \frac{M_A(x)^2}{2} + \frac{P(x)^4}{24} - \frac{R_A(x)^3}{6} + C_1x + C_2$$

Condiciones de Frontera

$$\text{En 1. cuando } x = 0 \quad y' = -0.0006$$

$$\therefore C_1 = -0.0006$$

$$\text{En 2. cuando } x = 0 \quad y = -0.40$$

$$\therefore C_2 = -0.40$$

$$EI_y = \frac{M_A(x)^2}{2} + \frac{P(x)^4}{24} - \frac{R_A(x)^3}{6} - 0.0006(x) - 0.40$$

cuando $x = \frac{1900}{2}$ la flecha vale:

$$EI_y = \frac{764398(950)^2}{2} + \frac{(2.5820)(950)^4}{24} - \frac{2449.85(950)^3}{6} - 0.006(950) - 0.40$$

$$EI_y = 8.25 \times 10^{10}$$

$$\therefore y = \frac{8.25 \times 10^{10}}{2.039 \times 10^6 (9,203.29)} = 4.40 \text{ cm.}$$

Cuando $X = 1900$ la flecha vale:

$$EI_y = \frac{764395(1900)^2}{2} + \frac{(2.5220)(1900)^4}{24} - \frac{2,449.85(1900)^3}{6} - 0.0006(1900) - 0.40$$

$$EI_y = -1.88 \times 10^{10}$$

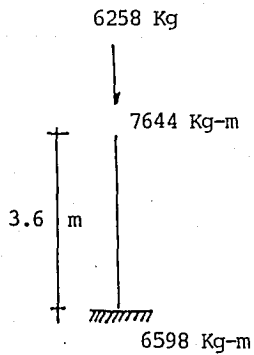
$$y = \frac{-1.88 \times 10^{10}}{2.039 \times 10^6 (9,203.29)} = -1.002 \text{ cm.}$$

$$\delta_{ad} = \frac{1}{240} = \frac{1900}{240} = 7.92 \text{ cm.}$$

$$y < \delta_{ad}$$

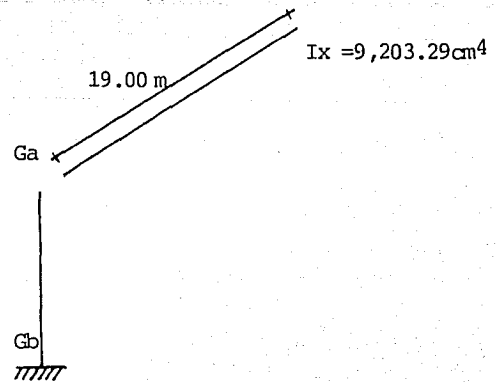
∴ No hay problema de flecha en la viga

DISEÑO DE COLUMNA

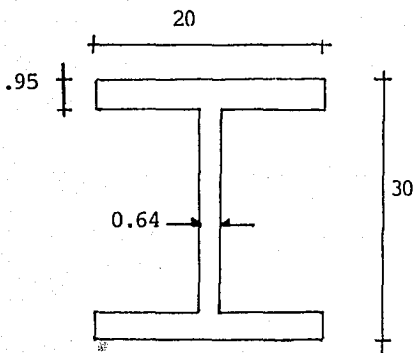


$$G_a = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

$$G_b = 1.00$$



Se probará la sección de la viga (acotaciones en centímetros).



$$A = 55.98 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 9,203.29 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1,267.28 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 613.55 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 126.73 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 12.82 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.76 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 43.90 \text{ kg/ml}$$

$$G_a = \frac{\frac{9,203.29}{360}}{\frac{9,203.29}{1900}} = 5.28$$

$$k = 1.7$$

$$G_b = 1.00$$

Revisión:

$$\frac{K_1}{r} = \frac{(1.7)(360)}{4.76} = 128.57 \approx 129 \quad F_a = 631 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{6258}{55.98} \approx 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{112}{631} = 0.18$$

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \alpha \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$\alpha = \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'e}}$$

C_m = para miembros en compresión, sujetos a traslación lateral de sus uniones, $C_m = 0.85$

$$\frac{K_{1b}}{r_b} = \frac{(1.7)(360)}{12.82} = 47.74 \approx 48 \quad \therefore F'e = 4551 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 - \frac{112}{4551}} = 0.87$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{764400}{613.55} = 1245.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843700 C_b}{L_d/A_p}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \text{ sin exceder de 2.3}$$

La columna presenta curvatura doble

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{6598}{7644} = 0.86$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 (+0.86) + 0.3 (0.86)^2$$

$$C_b = 1.07$$

$$F_b = \frac{843700 (1.07)}{(360)(30)/20(0.95)} = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore = \text{Tomo } F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \alpha \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$0.18 + 0.87 \left(\frac{1245.86}{1520} \right) = 0.89 < 1.00 \quad \text{bien}$$

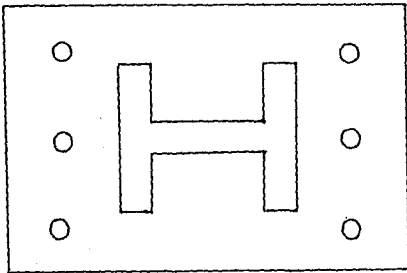
$$\frac{f_a}{1520} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$\frac{112}{1520} + \frac{1245.86}{1520} = 0.89 < 1.00 \quad \text{bien}$$

En vista de lo anterior se adopta la sección

PLACA BASE DE LA COLUMNA

Con referencia del libro "Design of Welded Structures" The James F. Lincoln Arc Welding Foundation Cleveland Ohio. Sección 3.3. Pág. 6.



Condiciones para los agujeros:

Separación Mínima:

La distancia mínima entre centros de agujeros para remaches o tornillos nunca será menor de 2.6 veces el diámetro nominal de éstos, pero de preferencia no menor de tres diámetros.

Distancia mínima a un canto:

La distancia mínima del centro de un agujero para remache o tornillo a cualquier canto que se use en el diseño o en la preparación de dibujos de taller, será la marcada en la tabla siguiente:

| Diámetro del remache o tornillo en mm. | Distancia mínima al canto para agujeros punzonados, taladrados o rimados en mm. | |
|--|---|---|
| | A un canto recortado | En cantos laminados de placas, perfiles, barras o cantos cortados con soplete** |
| 13 | 22 | 19 |
| 16 | 29 | 22 |
| 19 | 32 | 25 |
| 22 | 38* | 29 |
| 25 | 44* | 32 |
| 29 | 51 | 38 |
| 32 | 57 | 41 |
| Arriba de 32 | 1.75 x el diámetro | 1.25 x el diámetro |

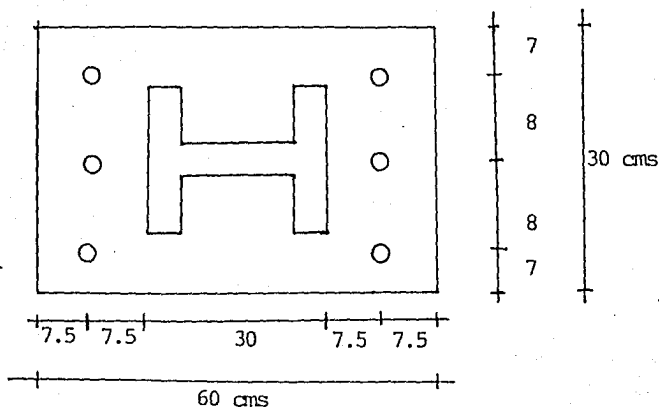
* Pueden reducirse a 32 mm. en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

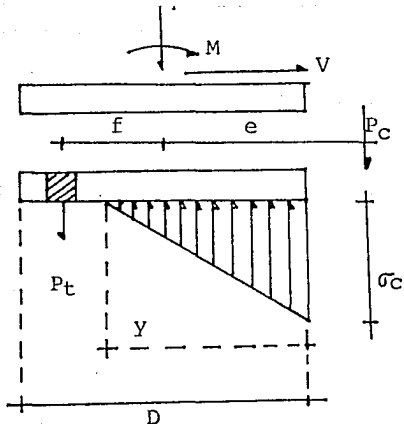
** A todas las distancias en esta columna pueden reducirse 3 mm cuando el agujero está localizado en un punto donde el esfuerzo no exceda de 25% del esfuerzo permitido en el elemento.

Propongo anclas de 1" = 2.54 cm de ϕ

Distancia mínima entre centros de agujeros = $3d = 7.62$ cm.

Distancia mínima a un canto = 4.4 cm.





$$P = 6,258 \text{ kg}$$

$$M = 6,598 \text{ kg-m}$$

$$V = 3,956 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{6598}{6258} = 1.05 \text{ m}$$

$$f = 0.225 \text{ m.}$$

$$D = 0.60 \text{ m.}$$

$$B = 0.30 \text{ m.}$$

Se diseñará utilizando el criterio de una viga de concreto reforzada.

Condiciones de equilibrio:

$$1) \quad \Sigma F_y = 0$$

$$1/2 y \sigma_c B - P_t - P_c = 0$$

$$\sigma_c = \frac{2(P_c + P_t)}{y B} \quad \text{-----} \quad \text{I}$$

$$2) \quad \Sigma M_0 = 0 \text{ (+) (en el centro)}$$

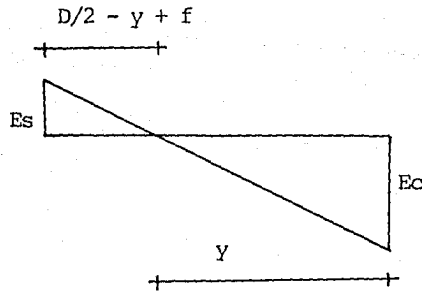
$$P_t f + (P_c + P_t) (D/2 - y/3) - P_c e = 0$$

$$P_t = - P_c \left(\frac{D/2 - y/3 - e}{D/2 - y/3 + f} \right) \quad \text{-----} \quad \text{II}$$

3) Compatibilidad de deformaciones (Anclas y concreto)

$$E_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ (acero)}$$

$$E_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \text{ (concreto)}$$



$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s}}{\frac{\sigma_c}{E_c}} = \frac{\sigma_s E_c}{\sigma_c E_s} = \frac{P_t/A_s}{\sigma_c n} = \frac{P_t}{A_s \sigma_c n}$$

Como

$$\sigma_s = \frac{P_t}{A_s} y \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

De relación de triángulos:

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{D/2 - y + f}{y}$$

$$\frac{D/2 - y + f}{y} = \frac{P_t}{A_s \sigma_c n} y$$

$$c = \frac{P_t}{A_s n (D/2 - y + f)} \quad \text{III}$$

Resolviendo para las ecuaciones de equilibrio se llega a:

$$y^3 + K_1 y^2 + K_2 y + K_3 = 0 \quad \text{en donde:}$$

$$K_1 = 3 (e - D/2)$$

$$K_2 = \frac{6 n A_s}{B} (f + e)$$

$$K_3 = -K_2 (D/2 + f)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \quad \text{donde } f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 212,132 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{212,132 \text{ kg/cm}^2} = 9.89 \quad 10 \quad \text{usar } n = 10$$

Cálculo del área de acero:

$$\text{anclas de } 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\pi D^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 (5.07) = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$K_1 = 3 (e - D/2) = 3 (105 - 60/2) = 225$$

$$K_2 = \frac{6 n A_s}{B} (f + e) = \frac{6 (10) (15.20)}{30} (22.50 + 105) = 3,876.00$$

$$K_3 = -K_2 (D/2 + f) = -3876 (30 + 22.5) = -203,490.00$$

$$\text{La ecuación queda : } y^3 + 225 y^2 + 3876y - 203,490 = 0$$

$$\text{donde la raíz real es : } y = 21.9125$$

Sustituyendo este valor en II

$$P_t = -6258 \left(\frac{30 - 7.30 - 105}{30 - 7.30 + 22.5} \right) = 11,394.54 \text{ kg}$$

Sustituyendo en I

$$\sigma_c = \frac{2(6258 + 11,394.54)}{21.9125 (30)} = 53.71 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible en el concreto:

La resistencia admisible de empuje F_p en el concreto, depende del $f'c$ y el por ciento del área soportante ocupada por la placa de base. Según especificaciones $F_p = 0.25 f'c$ cuando el área completa del soporte de concreto está trabajando y $F_p = 0.375 f'c$ cuando solamente un tercio de esta área está trabajando.

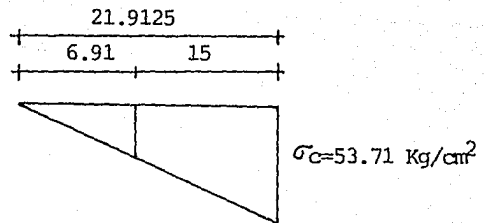
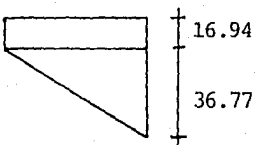
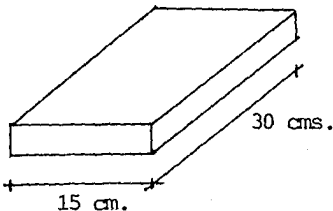
Por lo tanto tomo $F_p = 0.375 f'c$

$$F_{ad} = 75 \text{ kg/cm}^2 \quad 53.71 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien}$$

No hay problemas de aplastamiento

Diseño del Espesor de la Placa Base

Tramo en voladizo = 15 cm.



$$\begin{array}{r} 21.9125 \\ 6.91 \end{array} \quad \begin{array}{r} 53.71 \\ \sigma_c' \end{array}$$

$$\sigma_c' = 16.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 16.94 (15) (30) (7.5) = 57,172.50$$

$$M = 0.5 (36.77) (15) (30) (10) = \frac{82,732.50}{139,905.00 \text{ kg-cm}}$$

$$S_{\text{placa}} = \frac{I}{c} = \frac{30 t^3/12}{t/2} = \frac{30 t^2}{6} = 5 t^2$$

$$F_b = 0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{139,905.00}{1897.5} = 73.73 \text{ cm}^3$$

$$t^2 = \frac{73.73}{5} = 14.75$$

$$t = 3.84$$

Se usará placa de 1 1/2" de espesor

Anclas:

$$P_t = 11,394.54 \text{ kg} \quad A_{\text{anclas}} = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$f_t = \frac{11,394.54}{15.20} = 749.64 \text{ kg/cm}^2$$

Acero para tornillos A.S.T.M. a - 307 $F_t = 850 \text{ kg/cm}^2$

$$f_t = 749.64 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 850 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

Longitud de Desarrollo para las Anclas:

Longitud de desarrollo de ganchos estandar en tensión

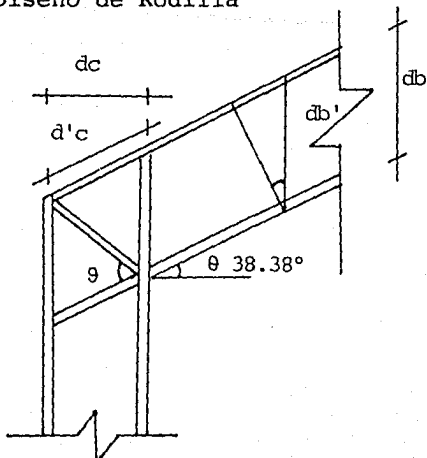
$$l_{hb} = \frac{318 \text{ db}}{\sqrt{f'c}} = \frac{318 (2.54)}{\sqrt{200}} = 57.11 \text{ cm}$$

$$l_{dh} \cong 8 \text{ db} = 8(2.54) = 20.32$$

Tomaré $l_{dh} = 60 \text{ cm}$

Con referencia en la sección 12.5 ACI 318 - 83

Diseño de Rodilla



$$\cos \theta' = \frac{30'}{d'_c}$$

$$d'_c = 38.27 \text{ cm}$$

$$\cos \theta' = \frac{30}{d'_b}$$

$$d'_b = 38.27 \text{ cm.}$$

Propiedades de las secciones:

Columna:

$$d_c = 30 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$b_c = 20 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.95 \text{ cm}$$

Trabe:

$$d_b = 30 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$b_c = 20 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{(38.27)^2 + (38.27)^2} = 54.12 \text{ cm}$$

$$\text{sen } \theta = \frac{38.27}{54.12} = 0.7071 = \cos \theta$$

$$\text{tan } \theta = \frac{38.27}{38.27} = 1.0$$

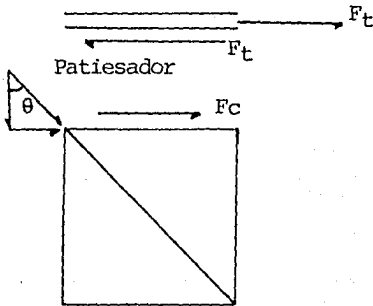
Fuerza del patín en la viga:

$$F_t = \frac{M}{dt} = \frac{764400}{30} = 25,480 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que resiste el alma:

$$F_c = 0.4 (2530) (30) (0.64) = 19,430.4 \text{ kg}$$

Por equilibrio; la fuerza del patín en la viga debe ser equilibrada por la fuerza cortante que resiste el alma más la componente horizontal de la fuerza de compresión tomada por el atiesador diagonal.



F_t = fuerza en trabe

F_c = Fuerza que resiste el alma.

F_a = Fuerza de comp. tomada por el atiesador diagonal.

$$\cos \theta = \frac{F_a H}{F_a}$$

$$F_a H = F_a \cos \theta$$

Estableciendo $\sum F_x = 0$

$$F_t = F_c + F_a \cos \theta$$

$$F_a = \frac{F_t - F_c}{\cos \theta}$$

$$F_a = \frac{25,480 - 19,430.4}{0.7071} = 8,555.51 \text{ kg}$$

$$F_a = 8,556 \text{ kg}$$

Area requerida del atiesador:

$$A_a = \frac{F_a}{F_b} = \frac{8556}{1520} = 5.63 \text{ cm}^2$$

ancho total del atiesador usado a ambos lados del alma

$$b = 20 - 0.64 = 19.36 \text{ cm}$$

Espesor del atiesador:

$$t_a = \frac{5.63}{19.36} = 0.29 \text{ cm}$$

Por especificación se usará placa del mismo espesor del patín

$$\text{placa de } 3/8" \quad t_a = 0.95 \text{ cm}$$

$$A_a \text{ total} = 19.36 (0.95) = 18.39 \text{ cm}^2 > 5.63 \text{ cm}^2$$

Se recomienda que:

$$\frac{b}{t_a} < 17 \quad \text{ya que tenemos atiesadores en pares}$$

$$\frac{b}{2t_p} = \frac{19.36}{2(0.95)} = 10.19 < 17 \quad \text{bien}$$

Revisión de esfuerzos en atiesador diagonal y alma:

a) Esfuerzo cortante en el alma:

$$T_{alm.} = \frac{F_t}{t_w d_c + 2.5 A_a \sin \theta \cos^2 \theta} = \frac{25,480}{(0.64)(30) + 2.5(18.39)(0.7071)(0.7071)^2}$$

$$T_{alm.} = 718.67 \text{ kg/cm}^2 \quad T_{ad.} = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzos de compresión en el atiesador diagonal:

$$\sigma_s = \frac{F_t}{\frac{tw \, dc}{2.5 \, \sin \theta \, \cos \theta} + A_a \cos \theta} = \frac{25,480}{\frac{(0.64)(30)}{2.5 (0.7071)(0.7071)} + 18.39(0.7071)}$$

$$\sigma_s = 898.33 \, \text{kg/cm}^2 < 1520 \, \text{kg/cm}^2$$

Usar par de atiesadores

2 placas de 3/8" x 9.68 en diagonales

Diseño de la soldadura requerida para el atiesador diagonal:

Usando soldadura de la serie E-70 $f=1100 \, \text{kg/cm}^2$ $e=0.476 \, \text{cm}$
se ocupará el espesor de la soldura de 3/16" para que no haya problemas de calentamiento en la placa más delgada en la unión

Capacidad de la soldadura:

$$P = 1100(0.7071) (0.476) (1) = 370 \, \text{kg/cm l}$$

Longitud requerida de la soldadura:

$$L.R. = \frac{F_a}{P} = \frac{8556}{370} = 23.12 \, \text{cms} \quad 24 \, \text{cm}$$

Longitud disponible:

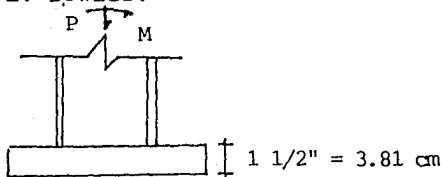
$$L.D. = 4 b = 4(19.36) = 77.44 \, \text{cm}$$

L.R. < L.D. no hay problema (bien)

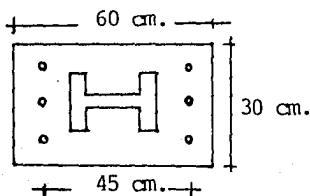
Diseño de la soldadura de la placa base de la columna:

Referencia en el libro "Diseño de Acero Estructural" Joseph

E. Bowles.



$$\begin{aligned} A &= 55.98 \text{ cm}^2 \\ t_f &= 0.95 \text{ cm} \\ b_f &= 20 \text{ cm} \\ S_x &= 613.55 \text{ cm}^3 \\ M &= 6598 \text{ kg-m} \\ P &= 6258 \text{ kg} \end{aligned}$$



Se usará soldadura de filete para la unión de la placa base y la columna

$$f_b = \frac{M}{S_x(\text{col})} - \frac{P}{A} \quad (\text{para el lado a tensión, que es crítico, con razonable aplastamiento, sobre la placa de base en el lado a compresión}).$$

$$f_b = \frac{659,800}{613.55} - \frac{6258}{55.98} = 963.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Soldadura serie E-70 } f = 1100 \text{ kg/cm}^2 \quad e = 0.476 = 3/16''$$

La fuerza de tensión en el patín es:

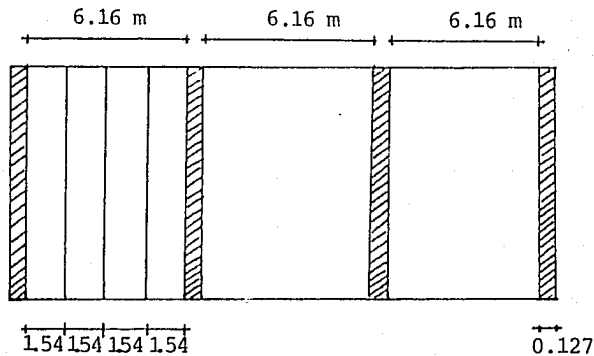
$$f_b (A_f) = 963.59 (20)(0.95) = 18,308.21 \text{ kg}$$

La resistencia de la soldadura de filete, usando todo el contorno del patín y parte de la del alma:

$$P = 1100(0.7071)(0.476)(20 + 0.95(2) + (20 - 0.64) + 7.025(2)) =$$

$$P = 20,477.84 \text{ kg} > 18,308.21 \text{ kg} \quad \text{bien.}$$

Estructuración de Cubierta
(Detalle achurado struttts)



Características del polín:

6 MT 14 peso = 4.46 kg/ml

$S_x = 25.77 \text{ cm}^3$ $S_y = 6.68 \text{ cm}^3$

separación de polinería : 1.54 m.

$W = 36(1.54) = 55.44 + 4.46 = 59.90 \text{ kg/ml}$

$W_y = 59.90 (0.784) = 46.96 \text{ kg/ml}$

$W_x = 59.90 (0.621) = 37.20 \text{ kg/ml}$

$$M_y = \frac{Wl^2}{8} = \frac{46.96 (6)^2}{8} = 211.32 \text{ kg - m}$$

$$M_x = \frac{Wl^2}{8} = \frac{37.20 (6)^2}{8} = 167.39 \text{ kg - m}$$

$$f_{b_y} = \frac{21132}{6.68/2} = 6,326.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_x = \frac{16739}{25.77} = 649.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_x + fby > 2100 \text{ kg/cm}^2$$

probaré con un arriostramiento a la mitad en la dirección "y"

$$My = \frac{Wl^2}{8} = \frac{46.96 (6/2)^2}{8} = 52.83 \text{ kg-m}$$

$$fby = \frac{5283}{6.68^2} = 1,581.74 \text{ kg/cm}^2$$

$fb_x + fby > 2100 \text{ kg/cm}^2$ por lo que se probará con otro arriostramiento.

$$My = \frac{Wl^2}{8} = \frac{46.96 (6/3)^2}{8} = 23.48 \text{ kg-m (A los tercios del claro)}$$

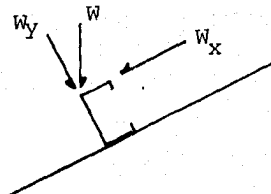
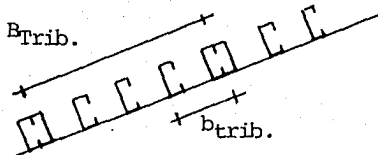
$$fby = \frac{2348}{6.68/2} = 702.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_t = fb_x + fby = 1,352.54 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien}$$

$$\frac{fb_t}{Fb} = \frac{1,352.54}{2100} = 0.64 < 1.00 \quad \text{bien.}$$

Revisión de Struts:

Dos Mon-ten formando cajon, $GMT \ 14$ Peso = 4.46 kg/ml
 $S_x = 25.77 \text{ cm}^3$ $S_y = 6.68 \text{ cm}^3$



$$B_{\text{trib}} = 6.33 \text{ M}$$

$$b_{\text{trib}} = 1.54 \text{ M}$$

$$W_x (b_{\text{trib}})$$

$$W_y (B_{\text{trib}})$$

$$W_x = 36.0 [(1.54) + 6.16 + 4.46] 0.621 = 41.02 \text{ kg/ml}$$

$$W_y = 36.0 [(6.33) + 4.46(2)] 0.784 = 185.75 \text{ kg/ml}$$

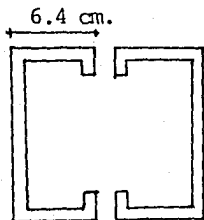
Canal Mon - Ten:

6 MT 14 Propiedades

$$S_x = 25.77 \text{ cm}^3 \quad S_y = 6.68 \text{ cm}^3 \quad A = 5.55 \text{ cm}$$

$$I_x = 196.35 \text{ cm}^4 \quad I_y = 29.26 \text{ cm}^4$$

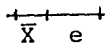
$$r_x = 5.95 \text{ cm} \quad r_y = 2.30 \text{ cm}$$



$$I_x = 196.35 (2) = 392.70 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [I_y + A \bar{x}^2] 2$$

$$I_y = [29.26 + 5.55 (4.43)^2] 2 = 276.36 \text{ cm}^4$$



$$\bar{x} = 1.97 \text{ cm}$$

$$e = 6.4 - 1.97 = 4.43 \text{ cm}$$

$$M_y = \frac{w l^2}{8} = \frac{185.75 (6)^2}{8} = 835.88 \text{ kg - m}$$

$$M_y = \frac{w l^2}{8} = \frac{41.02 (6)^2}{8} = 184.59 \text{ kg - m}$$

Nota: Se ocupará $S_y/2$ para considerar los efectos de torsión de la carga del polín, para así, no revisar dicho efecto.

$$S_x = \frac{I_x}{C} = \frac{392.70}{15.2/2} = 51.67 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{C} = \frac{276.36}{\frac{6.4(2)}{2}} = 43.18 \text{ cm}^3$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{8358.8}{43.18/2} = 3,871.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{18.459}{51.67} = 357.25 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{bx} + f_{by} > 2100 \text{ kg/cm}^2$ por lo que probaré con un arriostramiento a la mitad en la dirección "y".

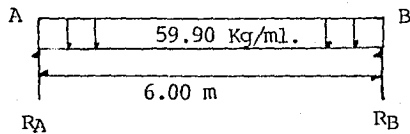
$$M_y = \frac{w l^2}{8} = \frac{185.75 (6/2)^2}{8} = 208.97 \text{ kg-m (A los medios del claro).}$$

$$f_{by} = \frac{20897}{43.18/2} = 967.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bt} = f_{bx} + f_{by} = 1,325.15 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{bt}}{F_b} = \frac{1325.15}{2,100} = 0.63 < 1.00 \text{ bien.}$$

Revisión de Flecha (Polines)



EI cte.

$$E = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 196.35 \text{ cm}^4$$

$$\curvearrowleft + \Sigma M_B = 0$$

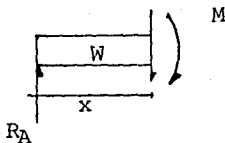
$$R_A (6) - \frac{59.90 (6)^2}{2} = 0$$

$$R_A = 179.70 \text{ kg.}$$

$$+ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$179.70 - 59.90 (6) + R_B = 0$$

$$R_B = 179.70 \text{ kg}$$



$$\curvearrowleft + \Sigma M_O = 0$$

$$R_A (x) - \frac{W (x)^2}{2} + M = 0$$

$$M = \frac{W (x)^2}{2} - R_A (x)$$

$$EI_y'' = \frac{Wx^2}{2} - R_A (x)$$

$$(1) EI_y' = \frac{Wx^3}{6} - \frac{R_A x^2}{2} + C_1$$

$$(2) EI_y = \frac{Wx^4}{24} - \frac{R_A x^3}{6} + C_1 x + C_2$$

Condiciones de frontera:

$$\text{En (2) con } x = 0 \quad y = 0 \quad C_2 = 0$$

$$\text{En (2) con } x = L \quad y = 0$$

$$\frac{Wl^4}{24} - \frac{R_A l^3}{6} + C_1 l = 0$$

$$C_1 = \frac{R_A l^2}{6} - \frac{Wl^3}{24}$$

Revisión de Fecha (Polines)

$$EI_Y = \frac{WX^4}{24} - \frac{R_A X^3}{6} + \left[\frac{R_A l^2}{6} - \frac{Wl^3}{24} \right] X$$

Cuando $X = \frac{l}{2}$ la fecha valdrá :

$$EI_Y = \frac{W(l/2)^4}{24} - \frac{R_A (l/2)^3}{6} + \left[\frac{R_A l^2}{6} - \frac{Wl^3}{24} \right] \frac{1}{2}$$

$$EI_Y = \frac{Wl^4}{384} - \frac{R_A l^3}{48} + \frac{R_A l^3}{12} - \frac{Wl^4}{48}$$

donde $R_A = \frac{Wl}{2}$.

$$EI_Y = \frac{Wl^4}{384} - \frac{Wl^4}{96} + \frac{Wl^4}{24} - \frac{Wl^4}{48} = \frac{Wl^4 - 4Wl^4 + 16Wl^4 - 8Wl^4}{384}$$

$$EI_Y = \frac{5Wl^4}{384}$$

$$Y = \frac{5Wl^4}{384EI}$$

$$\therefore Y = \frac{5(0.5990(600)^4}{384(2.039 \times 10^6)(196.35)} = 2.52 \text{ cm.}$$

$$\delta_{adm} = \frac{L}{180} = \frac{600}{180} = 3.33 \text{ cm.}$$

para miembros secundarios

$\delta_{adm} > y \therefore$ No hay problema de flecha en los polines.

ACANALADOS

R-72

R-101

Este tipo de acanalado facilita la labor del constructor por su alta resistencia y gran capacidad de desagüe, además de dar una grata apariencia a techos y muros.

Entre sus ventajas destaca su canal antisifón que evita que el agua condensada penetre al interior de la construcción.

Cada hoja cubre respectivamente 72 y 101 cms. efectivos a lo ancho y se surle en largos infinitos. Para mayor rigidez estructural conviene emplear en su instalación la pija autorroscante en la parte plana interior del acanalado.

En apoyos intermedios se coloca una pija en el 2o. y 5o. canal.

PROPIEDADES POR METRO DE ANCHO

| CALIBRE | ESPESOR | | Peso/M. Lineal | | Ancho/M. | | Cm. | Cm. | COSTO DE | | Costo de | |
|---------|---------|--------|----------------|-------|----------|-------|-------|------|----------|-------|----------|------|
| | MM. | PULG. | R-72 | R-101 | R-72 | R-101 | | | ESFUERZO | L/120 | L/80 | |
| 30 | 0.350 | 0.0141 | 258 | 3.14 | 4.19 | 4.36 | 4.15 | 4.53 | 2.63 | 2.80 | 4.63 | 3.07 |
| 28 | 0.432 | 0.0170 | 3.14 | 4.19 | 4.36 | 4.15 | 4.53 | 2.63 | 2.80 | 4.63 | 3.07 | 4.03 |
| 26 | 0.508 | 0.0200 | 3.70 | 4.93 | 5.14 | 4.88 | 5.68 | 3.30 | 3.70 | 7.44 | 4.95 | 4.95 |
| 24 | 0.584 | 0.0230 | 4.35 | 5.67 | 5.90 | 5.61 | 6.80 | 4.00 | 4.41 | 8.75 | 5.82 | 5.82 |
| 22 | 0.812 | 0.0320 | 5.93 | 7.91 | 8.24 | 7.83 | 9.35 | 5.50 | 6.10 | 12.00 | 8.45 | 8.45 |
| 20 | 0.965 | 0.0380 | 7.05 | 9.39 | 9.70 | 9.30 | 10.90 | 6.60 | 7.24 | 14.00 | 9.32 | 9.32 |

I = Momento de Inercia S = Módulo de Sección

CAPACIDAD DE CARGA DISTRIBUIDA EN KG.

| TIPO DE CLARO | CALIBRE | DISTANCIA ENTRE APOYOS | | | | | | | | | | |
|---------------|---------|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | 2.25 | 2.50 | 2.75 | 3.00 | 3.25 | 3.50 |
| SIMPLE | 30 | 225 | 142 | 97 | 70 | 52 | 37 | 32 | 28 | 28 | 28 | 28 |
| | 28 | 290 | 184 | 126 | 91 | 68 | 49 | 35 | 32 | 28 | 28 | 28 |
| | 26 | 371 | 236 | 162 | 118 | 87 | 60 | 43 | 32 | 28 | 28 | 28 |
| | 24 | 441 | 281 | 193 | 141 | 104 | 72 | 51 | 37 | 28 | 28 | 28 |
| | 22 | 610 | 389 | 269 | 196 | 145 | 100 | 72 | 53 | 40 | 30 | 28 |
| | 20 | 724 | 462 | 319 | 234 | 171 | 119 | 86 | 63 | 48 | 37 | 28 |
| DOBLE | 30 | 225 | 142 | 97 | 70 | 52 | 40 | 32 | 28 | 28 | 28 | 28 |
| | 28 | 290 | 184 | 126 | 91 | 68 | 52 | 41 | 32 | 28 | 28 | 28 |
| | 26 | 371 | 236 | 162 | 118 | 90 | 70 | 55 | 45 | 37 | 28 | 28 |
| | 24 | 441 | 281 | 193 | 141 | 107 | 84 | 67 | 58 | 46 | 38 | 28 |
| | 22 | 610 | 389 | 269 | 196 | 149 | 117 | 94 | 77 | 64 | 54 | 48 |
| | 20 | 724 | 462 | 319 | 234 | 178 | 140 | 112 | 92 | 77 | 65 | 55 |
| TRIPLE O MAS | 30 | 282 | 179 | 122 | 89 | 67 | 51 | 41 | 33 | 28 | 28 | 28 |
| | 28 | 363 | 231 | 159 | 116 | 87 | 66 | 54 | 44 | 36 | 28 | 28 |
| | 26 | 464 | 296 | 204 | 148 | 113 | 89 | 71 | 68 | 48 | 36 | 28 |
| | 24 | 552 | 352 | 243 | 177 | 135 | 108 | 85 | 69 | 66 | 43 | 34 |
| | 22 | 764 | 487 | 337 | 246 | 188 | 147 | 119 | 97 | 79 | 61 | 48 |
| | 20 | 906 | 578 | 400 | 293 | 223 | 176 | 141 | 116 | 94 | 73 | 55 |

NOTAS:

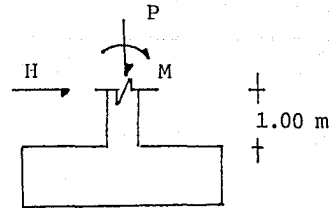
1. Ninguna de las cargas provocará un esfuerzo de trabajo mayor de 1400 Kg/Cm.² o una deflexión de L/120 (L = claro)
2. *Cargas limitadas por deflexión.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO III

Análisis de Cargas:

Las cargas que serán transmitidas a la cimentación son:



$$P_v = 2,682 \text{ kg}$$

$$P_m = 3,576 \text{ kg}$$

$$M_v = 2,827.56 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_m = 3,770.09 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$H_v = 1,695.43 \text{ kg}$$

$$H_m = 2,260.58 \text{ kg}$$

$$M_u = 2,827.56(1.7) + 3,770.09(1.4) = 10,084.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u' = 1,695.43(1.7) + 2,260.58(1.4) = 6,047.04 \text{ kg}(1.00 \text{ m})$$

$$M_u' = 6,047.04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u_t = 16,132.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P' = 2,682(1.7) + 3,576.00(1.4) = 9,566 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del dado} = (0.6 \times 0.6)(1.00)(2400 \text{ kg/m}^3) = 864(1.4)$$

$$\text{Peso del dado} = 1,210 \text{ kg.}$$

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS:

Se optó por hacer dos sondeos creyéndose suficiente para el estudio, haciéndose mediante pozos a cielo abierto, recavándose inalteradas del terreno, para determinarles sus propiedades y obtener resultados que nos indiquen el comportamiento y capacidad de carga con el fin de efectuar el diseño económico y obligado del área de dimensión, como también nos ayudará a tomar la decisión del tipo de zapata adecuada para el terreno sometido a la carga de dicha estructura que será soportada, esta decisión, también deberá de garantizar el buen comportamiento de la estructura en general.

Peso volumétrico seco suelto :

2.485 kg 1)

2.565 kg 2)

volumen del molde = 2.710 lts.

$$\text{Peso vol.} = \frac{\text{peso}}{\text{Vol.}} = \frac{2.525}{2.710} = 0.9317 \times 1000 = 931.73 \text{ kg/m}^3$$

Densidad del suelo:

Matraz No. 19

Peso del matraz solo = 178.6 grs

Capacidad del matraz = 500.00 cc

Peso del material = 200.00 grs

W_s = peso seco de los sólidos

W_{MN} = peso del matraz con agua hasta el aforo

Wmws = peso del matraz con agua y con los sólidos hasta el aforo.

Dr = Densidad relativa

Ws = 200 grs

Wmw = 678 grs

Wmws = 795 grs

$$Dr = \frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws} = \frac{200}{200 + 678 - 795} = 2.4096$$

Límites de Consistencia de Atterberg:

Se ocupó la copa de Casagrande.

Se puso el material en la copa, se dividió en la parte media, quedando dos porciones, utilizando para ello un ranurador.

El ranurador deberá mantenerse, en todo el recorrido, normal a la superficie interior de la copa.

Luego se procedió a darle los 25 golpes, observándose, que más de 1 cm estaba unido, por lo tanto estaba en su límite líquido.

Límite líquido:

Se ocupó un recipiente (vidrio de reloj) marcado con el número 2 con un peso igual a 39.03 grs.

Peso del recipiente + material = 65.33 grs (peso húmedo)

Peso del material húmedo = 26.00 grs

Peso del recipiente + material seco = 58.55 grs

Peso del material seco = 19.52 grs

$$\text{agua} = \text{peso húmedo} - \text{peso seco} = 26.00 - 19.52 = 6.48$$

$$\text{Límite líquido} = \frac{\text{agua}}{\text{peso seco}} \times 100 = \frac{6.48}{19.52} \times 100 = 33.20\%$$

Contracción lineal:

Se ocupó un recipiente (barra) con el número 12

$$\text{Longitud Inicial (L.I.)} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud Final (L.F.)} = 9.8 \text{ cm}$$

$$\text{Contracción lineal} = \frac{\text{L.I.} - \text{L.F.}}{\text{L.I.}} \times 100$$

$$\text{Contracción Lineal} = \frac{10 - 9.8}{10} \times 100 = 2.0\%$$

Límite Plástico:

Para esta prueba, se hacen unos churritos con el material en estudio, cuando éstos se empiezan a romper, es señal de que éste se encuentra en su límite plástico.

Se ocupó un recipiente (vidrio de reloj) marcado con el número 3 con un peso igual a 36.83 grs.

$$\text{Peso del recipiente más el material húmedo} = 45.14 \text{ grs}$$

$$\text{Peso del material húmedo} = 8.31 \text{ grs}$$

$$\text{Peso del material seco + recipiente} = 43.47 \text{ grs}$$

$$\text{Peso del material seco} = 6.64 \text{ grs}$$

$$\text{Límite plástico} = \frac{\text{Peso húmedo} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} \times 100$$

$$\text{Límite plástico} = \frac{8.31 - 6.64}{6.64} \times 100 = 25.15\%$$

Indice plástico :

$$\begin{aligned} \text{Indice plástico} &= \text{Límite líquido} - \text{límite plástico} = \\ &= 33.20 - 25.15 = 8.05\% \end{aligned}$$

Prueba Triaxial:

Se ensayaron tres probetas, aumentaron la presión de confinación en cada uno de los ensayos.

Probeta número 1

$$\begin{aligned} \text{Presión de confinamiento} &= 0.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Diámetro de la base} &= 3.5 \text{ cm} \\ \text{Area de la base} &= 9.6211 \text{ cm}^2 \\ \text{Longitud} &= 9.00 \text{ cm} \\ \text{Constante (K)} &= 143 \text{ grs/div.} \\ \text{Volumen (V)} &= 86.59 \text{ cc.} \end{aligned}$$

Cuando se aplicó la carga se obtuvieron 70 divisiones antes de llegar al colapso total.

$$\text{Carga} = \text{número de divisiones} \times (K) = 70(0.143) = 10.010 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{10.010 \text{ kg}}{9.6211 \text{ cm}^2} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Probeta número 2

$$\begin{aligned} \text{Presión de confinamiento} &= 1.00 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Diámetro de la base} &= 3.5 \text{ cm} \\ \text{Area de la base} &= 9.6211 \text{ cm}^2 \\ \text{Longitud} &= 9.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Constante (K) = 143 grs/div.

Volumen (V) = 86.59 cc.

Número de divisiones
obtenidas = 115

Carga = número de divisiones x (K) = 115(0.143) = 16.45 kgs

$$\sigma = \frac{16.45 \text{ kg}}{9.6211 \text{ cm}^2} = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

Probeta número 3

Presión de confinamiento = 2.00 kg/cm²

Diámetro de la base = 3.5 cm

Area de la base = 9.6211 cm²

Longitud = 9.00 cm

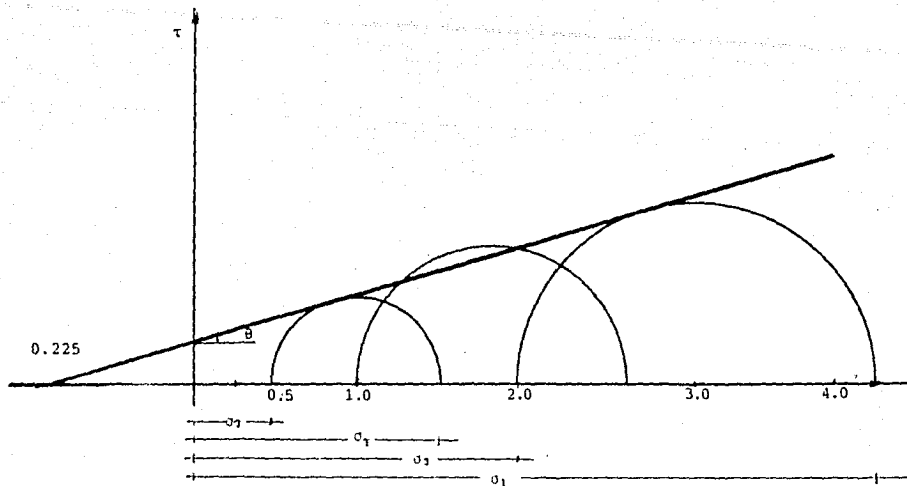
Constante (K) = 143 grs/div.

Volumen (V) = 86.59 cc

Número de divisiones
obtenidas = 150

Carga = número de divisiones x (K) = 150(0.143) = 21.45 kg

$$\sigma = \frac{21.45 \text{ kg}}{9.6211 \text{ cm}^2} = 2.23 \text{ kg/cm}^2$$



$$\text{Cohesión} = 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 0.225/2 = 0.1125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Angulo de fricción interna} = 17^\circ$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2 c\sqrt{N\phi}$$

donde:

$$N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N\phi = 1.83$$

$$\text{con } \sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{con } \sigma_3 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 4.26 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga del suelo:

Fórmula de Terzaghi para capacidad de carga de un suelo; del libro de "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" del autor Carlos Crespo Villalaz.

Para zapatas cuadradas:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma Z N_q + 0.4 \gamma_s B N_w$$

N_c , N_q , N_w : llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi, y dependen de ϕ exclusivamente.

c = cohesión

γ = peso específico del suelo

Z = profundidad del desplante

B = ancho de la cimentación

$\phi = 17^\circ$ $Z = 1.00$ m

$N_c = 15$ $B = 1.20$ m

$N_q = 5.80$ $c = 0.225$ kg/cm²

$N_w = 0.5$ $\gamma_s = 931.73$ kg/m³

$$q_d = 1.3(0.225)15 + 0.000931(100)(5.80) + 0.4(0.000931)(120)(0.5) =$$

$$q_d = 4.95 \text{ kg/cm}^2$$

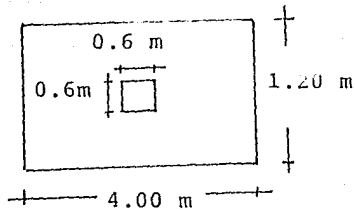
El valor de "qd" es el valor del esfuerzo límite más no el de el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible q_a o σ_a , se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite por un factor de seguridad que Terza

ghi recomienda no sea menor de tres.

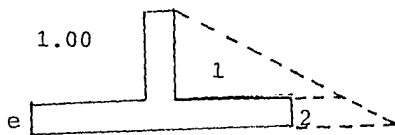
Por lo tanto

$$\sigma_a = 4.95/3 = 1.65 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO, DIMENSIONAMIENTO Y REVISION DE LA CIMENTACION:



$$\begin{aligned}\sigma_a &= 1.65 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma &= 931.73 \text{ kg/} \\ \phi &= 17^\circ \\ M_{ut} &= 16,132 \text{ kg-m} \\ P_{ut} &= 9,566 \text{ kg}\end{aligned}$$



Peso del dado:

$$[(0.6)(0.6)] (1.00) (2400) (1.4) = 1,210 \text{ kg}$$

Peso del suelo:

$$[(4 \times 1.2) - (0.6 \times 0.6)] 1.00 (931.73) = 4,137 \text{ kg}$$

Peso de la zapata : (propongo peralte de 40 cm)

$$[(4 \times 1.2) - (0.6 \times 0.6)] 0.4 (2400) (1.4) = 5,967.36 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 9,566 + 1,210 + 4,137 + 5,968 = 20,881 \text{ kg}$$

$$M_{r_1} = (\gamma h^2/2) N \phi b (h/3 + e)$$

$$M_{r_1} = (931.73 (1.0)^2/2) 1.83 (0.6) (0.73) = 373 \text{ kg-m}$$

$$M_{r_2} = \gamma \left[\frac{h_2^2 - h_1^2}{2} \right] N \phi b (e/3)$$

$$M_{r_2} = 931.73 \left(\frac{1.4^2 - 1.0^2}{2} \right) (1.83) (1.2) (0.4/3) = 131.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{r_t} = 504 \text{ kg-m}$$

Momento que tendrá que resistir la cimentación:

$$M = 16,132 - 504 = 15,628 \text{ kg-m} = 15.63 \text{ ton - m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\sigma = \frac{20.88}{4 \times 1.2} \pm \frac{15.63(2)}{\frac{1.2(4)^3}{12}} = 4.35 \pm 4.88$$

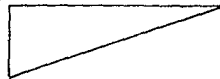
$$\sigma_3 = 9.23 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma'_3 = -0.53 \text{ Ton/m}^2$$

σ_3 , que es el mayor de los dos esfuerzos calculados es menor que el esfuerzo admisible del terreno por lo que no hay problema y por lo que respecta al valor de σ_3 por ser muy pequeño es despreciable.

De acuerdo con lo anterior, tengo un diagrama de esfuerzos, como el de la figura siguiente:

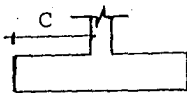
$$\sigma_3 = 9.23 \text{ ton/m}^2$$



Cálculo de la zapata en el sentido largo:

Cálculo del peralte por flección

Para calcular el peralte adecuado y el área de acero necesaria, es preciso, primero, calcular el valor del esfuerzo neto en el empotramiento del cantiliver con la columna.



$$c = 1.7 \text{ m}$$

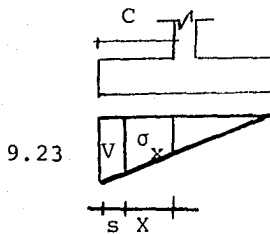
$$\sigma_3 = 9.23$$



$$\frac{\sigma_3}{L} = \frac{\sigma_x}{L-c}, \text{ de donde } \sigma_x = \frac{\sigma_3 (L - c)}{L} = \frac{9.23 (4 - 1.7)}{4}$$

$$\sigma_x = 5.31 \text{ ton/m}^2$$

Se calculará ahora el valor de la fuerza "V" que provocará el momento en el empotramiento



$$V = \left(\frac{9.23 + 5.31}{2} \right) (1.7) (1.2)$$

$$V = 14.83 \text{ ton.}$$

El punto de aplicación de la fuerza "V" se encuentra a una distancia "s" del extremo del cantiliver cuyo valor es:

$$s = \frac{c}{3} \times \frac{\sigma_3 + 2 \sigma_x}{\sigma_3 + \sigma_x} = \frac{1.7}{3} \times \frac{9.23 + 2 (5.31)}{9.23 + 5.31} = 0.77 \text{ m.}$$

La distancia del punto de aplicación de la fuerza "V" al empotramiento del cantiliver, es por lo tanto de:

$$x = c - s = 1.7 - 0.77 = 0.93 \text{ m}$$

Cálculo del momento flector:

El momento en el empotramiento vale

$$M = V \cdot x = 14.83 (0.93) = 13.79 \text{ ton-m} = 13,790 \text{ kg-m} = 1'379,000 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del peralte:

$$M_u = 1'379,000 \text{ kg-cm}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 B f'c}{f_y} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85(0.85)(200)}{4200} \left(\frac{6115}{6115 + 4200} \right) = 0.0204$$

Para garantizar ductilidad:

$$\rho = 0.75 \rho_b = 0.75(0.0204) = 0.0153$$

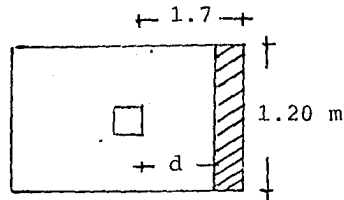
$$M_u = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$M_u = 0.9(0.0153)(4200)b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{(0.0153)(4200)}{200} \right)$$

$$M_u = 46.86 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{46.86 b}} = \sqrt{\frac{1'379,000}{46.86(120)}} = 15.66 \text{ } 16 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte por cortante directo como viga:



$$\begin{aligned} \text{Area tributaria} &= (1.7 - d) 1.2 \\ &= 2.04 - 1.2 d \end{aligned}$$

$$V_{\text{act.}} = \frac{V}{\phi b d}$$

$$V = (2.04 - 1.2 d) 16.4 = 33.46 - 19.68 d$$

$$V_{\text{concreto}} = 0.53 \sqrt{f'c} = 7.5 \text{ kg/cm}^2 = 75 \text{ ton/m}^2$$

$$75 = \frac{33.46 - 19.68 d}{0.85 (1.20) d}$$

$$76.50d = 33.46 - 19.68 d$$

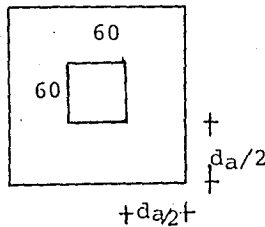
$$d = 0.35 \text{ m.}$$

$$d = 35 \text{ cm.}$$

Cálculo del peralte por cortante de Punzonamiento o Abocardamiento:

\bar{V} = Cortante unitario resistente

b_o = perímetro de base de corte a una distancia $d/2$ a partir de los paños del dado.



$$\bar{V} = \sqrt{f'c} = 14.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V} = \frac{V(\text{punzonamiento})}{0.85 d_a b_o}$$

$$b_o = (0.60 + d_a) 4 = 2.4 + 4 d_a$$

$$V_{\text{act.}} = \left[(4 \times 1.2) - (0.6 + d_a)^2 \right] 16.4$$

$$V_{\text{act.}} = 72.82 - 19.68 d_a - 16.4 d_a^2$$

$$d_a = \frac{72.82 - 19.68 d_a - 16.4 d_a^2}{0.85 (141.1) (2.4 + 4 d_a)}$$

Resolviendo:

$$d_a^2 + 0.62 d_a - 0.15 = 0$$

$$d_a = 0.186 \approx 0.19 \text{ m.}$$

$$d_a = 19 \text{ cm.}$$

Por lo visto anteriormente, se adopta el peralte por cortante directo

$$d = 35 \text{ cm} \quad r = 5 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

Peralte real = Peralte Propuesto

Cálculo del Area de Acero

$$c = \frac{6115}{6115 + f_y} = \frac{6115}{6115 + 4200} (35) = 20.75$$

$$a = 0.85c = 0.85(20.75) = 17.64$$

$$0.75a = 13.23$$

$$A_s = \frac{M}{f_y(d - a/2)} = \frac{1'379,000}{4200(35 - 13.23/2)} = 11.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{min.} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$= f_y \frac{A_s}{bd} = \frac{11.57}{(120)(35)} = 0.0028 \quad \text{min.}$$

Por lo tanto como $A_s = bd = 0.0033 (120)(35) = 13.86 \text{ cm}^2$

El número de varillas del # 5 y su separación es:

$$\text{Número de Varillas} = \frac{13.86}{1.99} = 7$$

$$\text{Separación de varillas} = \frac{120}{7} = 17 \text{ cm}$$

Lado corto de la zapata:

Los esfuerzos en el lado corto de la zapata son menores que en el sentido largo, por lo que se revisará solamente por el área de acero mínimo.

$$\rho_{\min.} = 0.0033$$

$$A_s = \rho_{bd} = 0.0033 (400) (35) = 46.20 \text{ cm}^2$$

Se debe de tener cuidado en la distribución del acero en el sentido corto, el cual se distribuirá como sigue:

En la parte central, en un ancho igual al ancho B de la zapata, se colocará un área de acero de:

$$A's = A_t \cdot \frac{2}{s+1}, \text{ siendo } s = L/B = 4.0/1.2 = 3.33$$

Por lo tanto:

$$A's = 46.20 \left(\frac{2}{3.33+1} \right) = 21.32 \text{ cm}^2$$

El número de varillas del #5 y su separación para la parte central será:

$$\text{Número de varillas} = N = \frac{21.32}{1.99} = 11$$

Separación de varillas = $\frac{120}{11} = 10.91 \text{ cm}$, tomaré una separación de 10.5 cm.

Así en la parte central, en un ancho de 1.20 m se colocarán 11 varillas del #5 que dan un área de $11 \times 1.99 = 21.89 \text{ cm}^2$.

El resto del acero, o sea $46.20 - 21.89 = 24.31$ se distribuirá por igual en la parte restante de la longitud L. Por lo tanto para dicha parte restante se tiene:

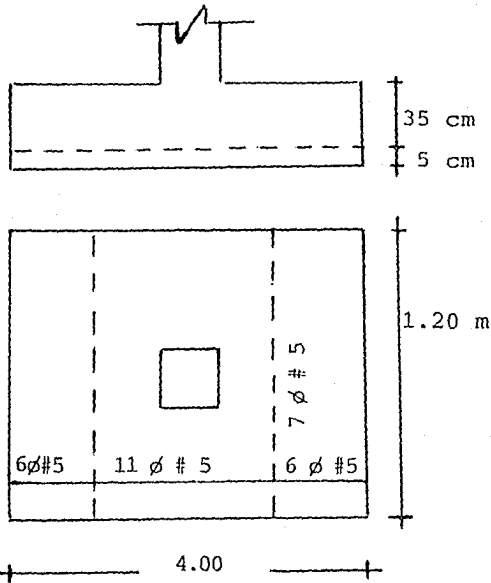
$$\text{Número de varillas del \#5} = \frac{24.31}{1.99} = 12$$

Se colocarán 6 varillas de cada lado, con una separación de 23 cm.

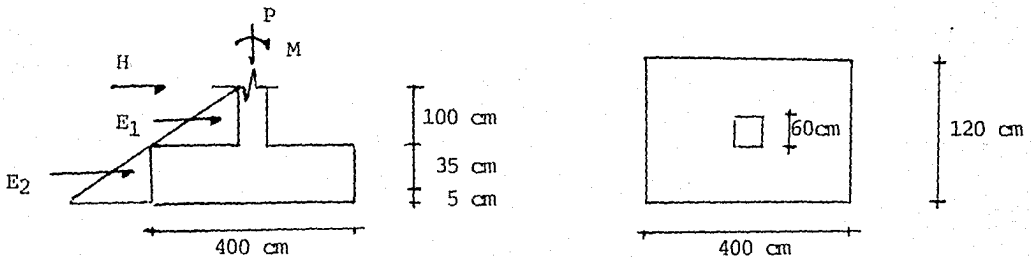
Revisión de Adherencia:

$$l_{db} = \frac{0.08 db f_y}{f'_c} = \frac{0.08 (1.59) (4200)}{200} = 37.78 \text{ cm}$$

No hay problema de adherencia



Revisión de deslizamiento en la cimentación debido a la fuerza cortante en la base de ésta.



$$P_t = 9,566 \text{ kg factorizada}$$

$$M_u = 10,084.98 \text{ kg-m (factorizada)}$$

$$H = 6,047.04 \text{ kg}$$

$$E_1 + E_2 + P_f > H$$

$$P_f = H - (E_1 + E_2)$$

$$P_f = 6,047.04 - (E_1 + E_2)$$

$$E_1 = \frac{\gamma h^2}{2} N \phi b$$

$$E_1 = \frac{931.73 (1.0)^2}{2} (1.83) (0.6) = 511.52 \text{ kg.}$$

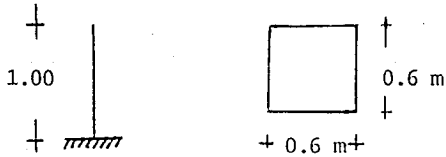
$$E_2 = \gamma \left[\frac{h_2^2 - h_1^2}{2} \right] N \phi b$$

$$E_2 = 931.73 \left[\frac{(1.4)^2 - (1.0)^2}{2} \right] (1.83) (1.2) = 982.12 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{6,047.04 - [511.52 + 982.12]}{9,566}$$

$$f = 0.47 \text{ (No hay problema de deslizamiento).}$$

Diseño de Pedestal



$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 0.3 (60) = 18 \text{ cm}$$

Esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.0(100)}{18} = 11.11 < 22 \quad \text{por lo tanto no considero efectos de esbeltez}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Por especificaciones debe de estar en el rango de: $0.01 < \rho < 0.08$

$$\text{acero m\u00ednimo} = \rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01(60)^2 = 36 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 9,566 \text{ kg}$$

$$M_u = 16,132 \text{ kg-m}$$

$$e = \frac{16,132}{9,566} = 1.69 \text{ m.}$$

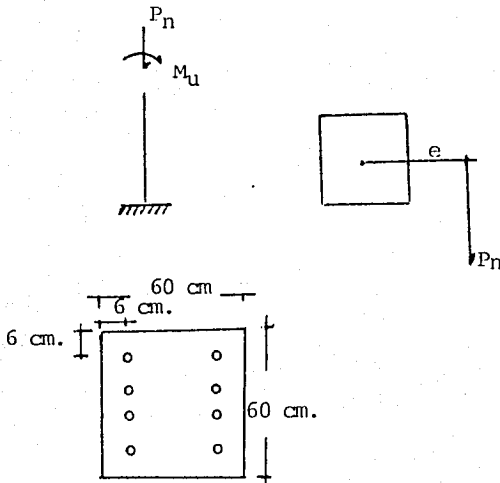
$$\gamma = \frac{d}{t} = \frac{54}{60} = 0.90$$

$$\rho = \frac{40.56}{(60)^2} = 0.0113$$

$$w = \frac{f_y}{f'c} = 0.0113 \frac{4200}{0.85(200)}$$

$$w = 0.2784$$

$$\frac{e}{t} = \frac{169}{60} = 2.8167$$



$$\alpha = 0.2$$

$$\alpha = \frac{P_n}{b t f'c} \text{ de donde } P_n = \alpha b t (0.85 f'c)$$

$$P_n = 0.2 (60) (60) (0.85 \times 200) = 122,400 \text{ kg}$$

La sección está muy sobrada, pero por especificación de acero mínimo se acepta.

Estribos:

$S \leq 16$ veces el ϕ del refuerzo longitudinal

$S \leq 48$ veces el ϕ de los estribos

$S \leq$ la menor dimensión lateral de la columna

Estribos de 3/8"

$$S \leq 16 (2.54) = 40.64 \text{ cm}$$

$$S \leq 48 (0.95) = 45.60 \text{ cm}$$

$$S \leq 60$$

Tomaré estribos a cada 30 cm

Longitud de desarrollo

$$l_{db} = \frac{0.08 d_b f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.08 (2.54) (4200)}{\sqrt{200}} = 60.35 \text{ cm}$$

Refuerzo en exceso:

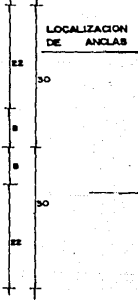
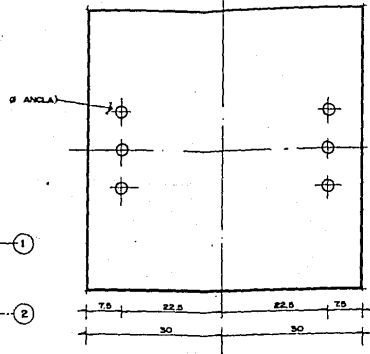
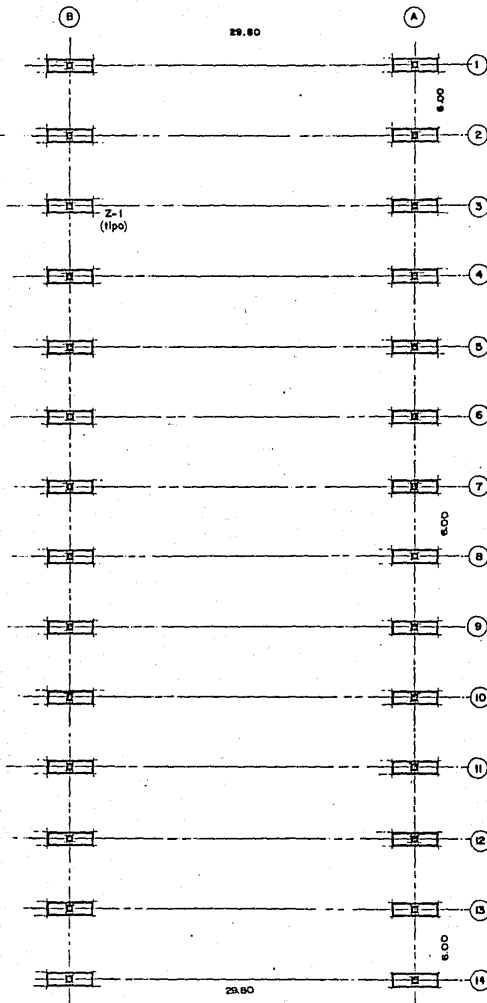
$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}} = 0.08$$

A_s proporcionada

$$l_{db} = 60.35 (0.08) = 4.76 \text{ cm}$$

No hay problema de adherencia.-

PLANOS ESTRUCTURALES



PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1:100

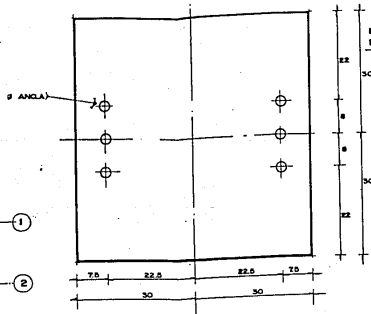
ESPECIFICACIONES

- 1) - COORDENADAS Y NIVELES EN METROS.
- 2) - ESPECIFICACIONES DEL A.C.I. Y DEL R.C.C.T.
- 3) - LOS NIVELES DE DESPLANTE DE CIMENTACION DEBERAN SER APROBADOS POR EL DISEÑO O SU REPRESENTANTE.
- 4) - CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO ES 18.50 kg/cm²
- 5) - TODAS LAS CIMENTACIONES SE DESPLANTARAN SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO f'_c = 100 kg/cm² DE 5 cm DE ESPESOR.
- 6) - EL RECUBRIMIENTO MINIMO DE VARILLA EN ZANJAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE QUEDAN EN CONTACTO CON EL SUELO SERA 7 cm.

NOTAS GENERALES

- 1) - DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- NOMENCLATURA
- MDO - NIVEL DESPLANTE DE CIMENTACION.
- MTO - NIVEL TOPE DE CONCRETO.
- 2) - CONCRETO f'_c = 200 kg/cm²
 - 3) - ACERO f_y = 4200 kg/cm²

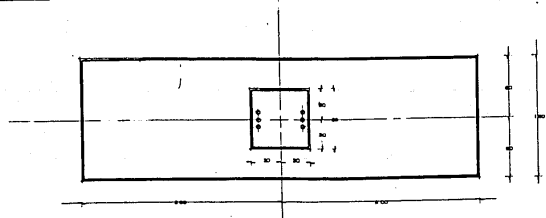
ZONA I
ZONA B



PLANTA DE CIMENTACION
Escala 1:100

LOCALIZACION DE ANCLAS

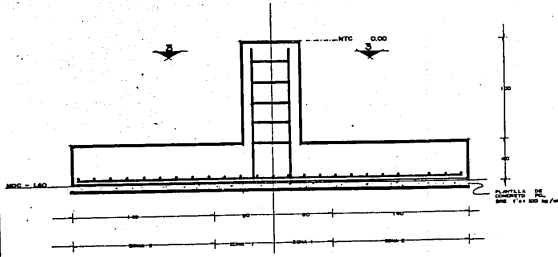
DETALLE A-A



ZAPATA TIPO Z-1

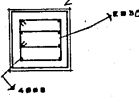
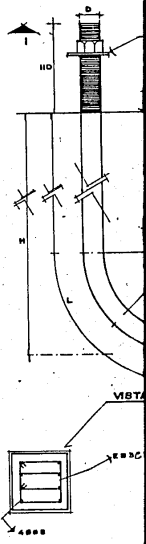
- ESPECIFICACIONES**
- 1) COORDENADAS Y NIVELES EN METROS.
 - 2) DIMENSIONES DEL ACI Y DEL ACCO.
 - 3) LOS NIVELES DE DESPLANTE DE CIMENTACION DEBERAN SER APROBADOS POR EL DUEÑO O SU REPRESENTANTE.
 - 4) CANTIDAD DE CANA DEL SUELO ES 16.50 kg/m².
 - 5) TODAS LAS CIMENTACIONES DE DESPLANTARAN SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO f'c = 100 kg/cm² DE 8 cm. DE ESPESOR.
 - 6) EL RECURRIMIENTO MINIMO DE VARILLA EN ZAPATAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE QUEDEN EN CONTACTO CON EL SUELO SERA 7 cm.

- NOTAS GENERALES**
- 1) DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 - NOMENCLATURA
 - MDC - NIVEL DESPLANTE DE CIMENTACION.
 - NTC - NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 - 2) CONCRETO f'c = 200 kg/cm²
 - 3) ACERO f_y = 4200 kg/cm²

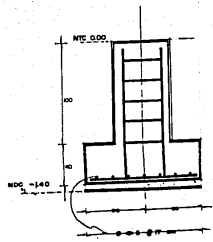


VISTA I-I

ZONA I: 0.00 @ 100 cm
ZONA II: 0.00 @ 25 cm



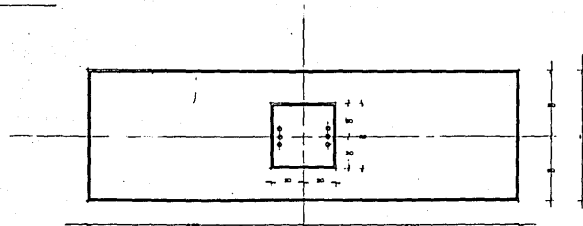
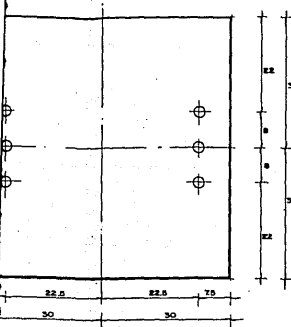
VISTA E-E



| | |
|-------------------------------------|--------------------|
| UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BUADALAJARA | |
| ESCUELA DE INGENIERIA | |
| TESIS PROFESIONAL | |
| CONTENIDO | NO CAL. MARIAN DAZ |
| PLANTA DE CIMENTACION | INGENIERO |
| DETALLES DE ZAPATA | ESCALA VARIABLE |

LOCALIZACION DE ANCLAS

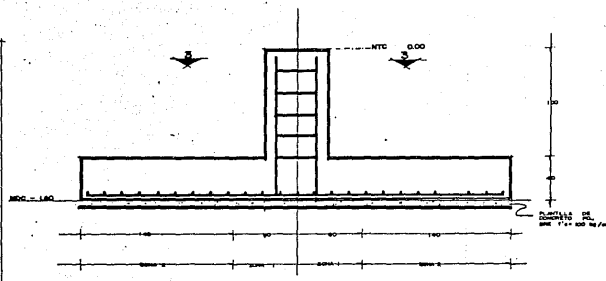
DETALLE A-A



VISTA DE CIMENTACION

ZAPATA TIPO Z-1

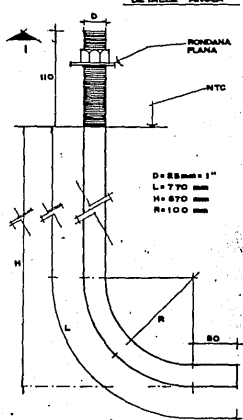
- ESPECIFICACIONES**
- 1) COORDENADAS Y NIVELES EN METROS.
 - 2) ESPECIFICACIONES DEL A.C.I. Y DEL R.C.D.F.
 - 3) LOS NIVELES DE DESPLANTE DE CIMENTACION DEBERAN SER APROBADOS POR EL DUEÑO O SU REPRESENTANTE.
 - 4) CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO ES 16.50 kg/cm^2 .
 - 5) TODAS LAS OMBRACIONES DE DESPLANTAN SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO $1/8 \times 100 \text{ kg/cm}^2$ DE 5 cm DE ESPESOR.
 - 6) EL RECURRIMIENTO MINIMO DE VARILLA EN ZAPATAS Y ELEMENTOS EXTRACTURALES QUE QUEDEN EN CONTACTO CON EL SUELO SERA 7 cm.



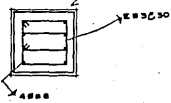
VISTA 1-1

ZONA A: 800 @ 10.0 cm
ZONA B: 800 @ 25 cm

DETALLE ANCLA



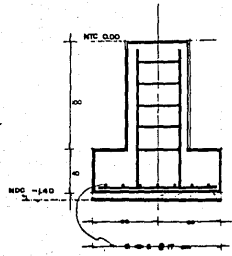
VISTA 3-3



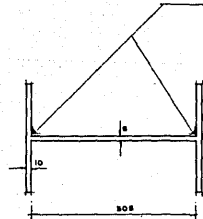
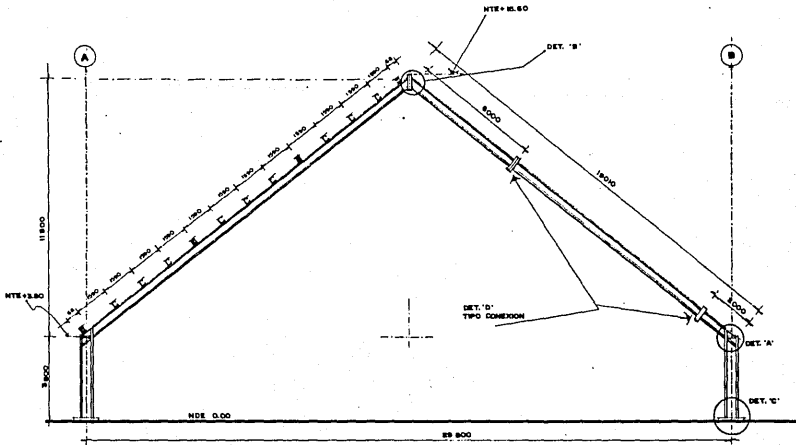
NOTAS GENERALES

- 1) DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- NOMENCLATURA
- MDC - NIVEL DESPLANTE DE CIMENTACION.
- NTC - NIVEL TOPE DE CONCRETO.
- 2) CONCRETO $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 - 3) ACERO $f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$

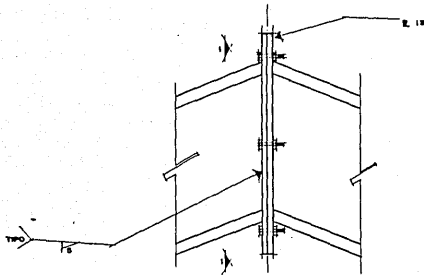
VISTA 2-2



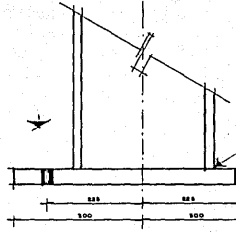
| | | |
|-------------------------------------|---|------------------------|
| UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BUADALAJARA | | LINHA: NO. 1 |
| ESCUELA DE INGENIERIA | | |
| TESIS PROFESIONAL | | |
| IDENTIFICACION | NO. OBL. - MARIANO ALBERTO DIAZ ABUIRRE | |
| PLANTA DE CIMENTACION | INGENIERO CIVIL | |
| DETALLES DE ZAPATA | ESCALA VARIABLE | FECHA: 1986 |



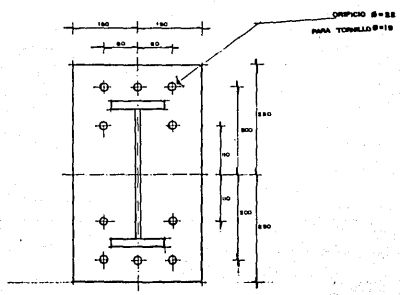
ALZADO ESCALA 1:100



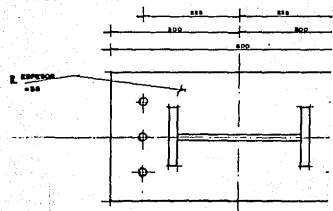
DETALLE 'B'



DETALLE 'C'



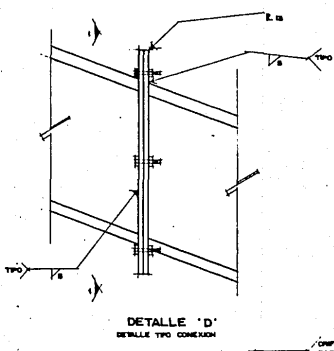
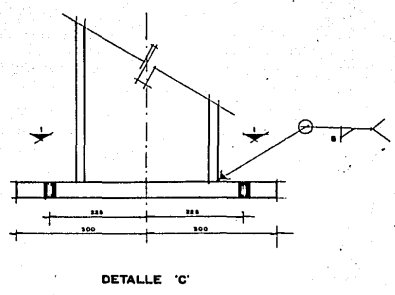
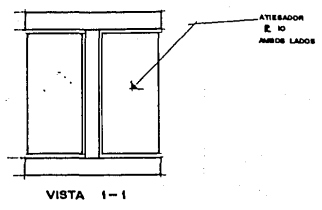
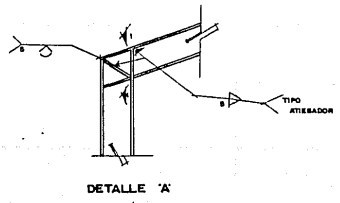
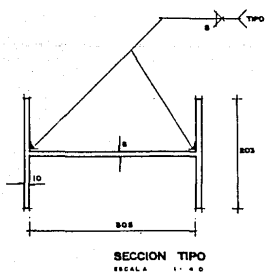
VISTA 1-1 ESC. 1:100



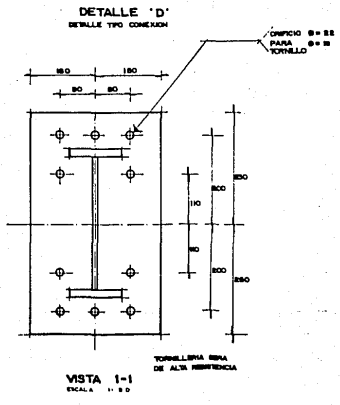
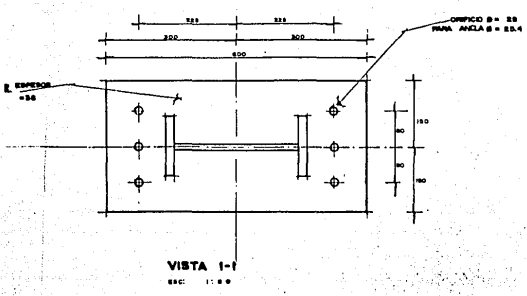
VISTA 1-1 ESC. 1:100

DET. 'A'

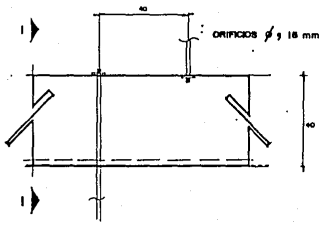
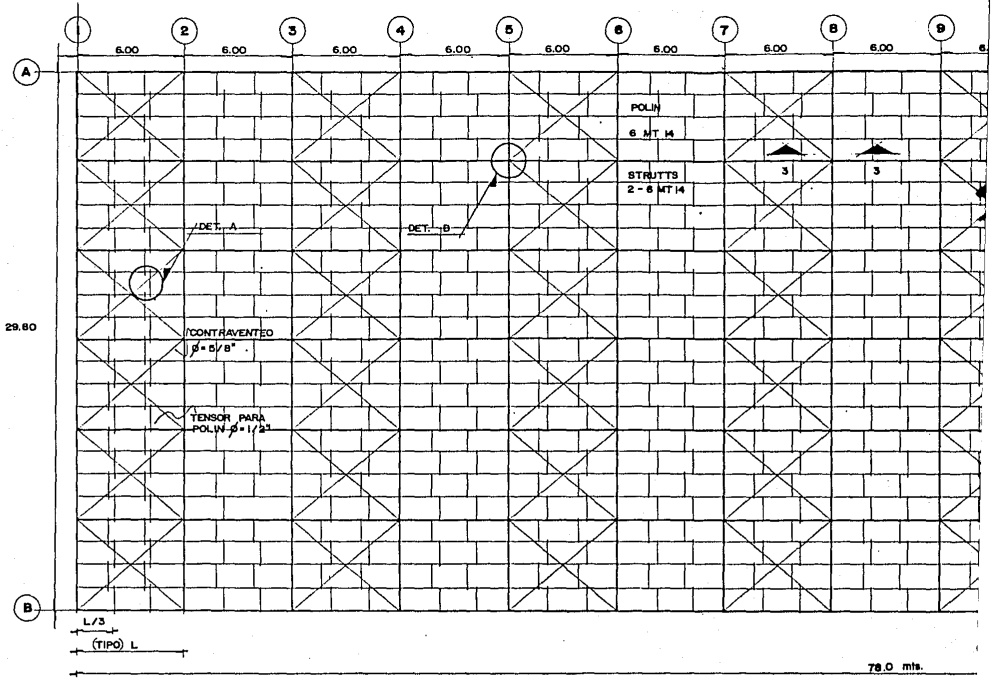
DET. 'C'



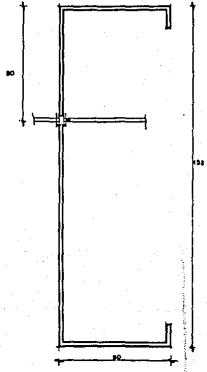
REFERENCIAS EN NOTAS DE PLANTA ESTRUCTURAL
 HTE = NIVEL TOPE DE ESTRUCTURA
 HDE = NIVEL DESPLANTE ESTRUCTURA



LAMINA NO

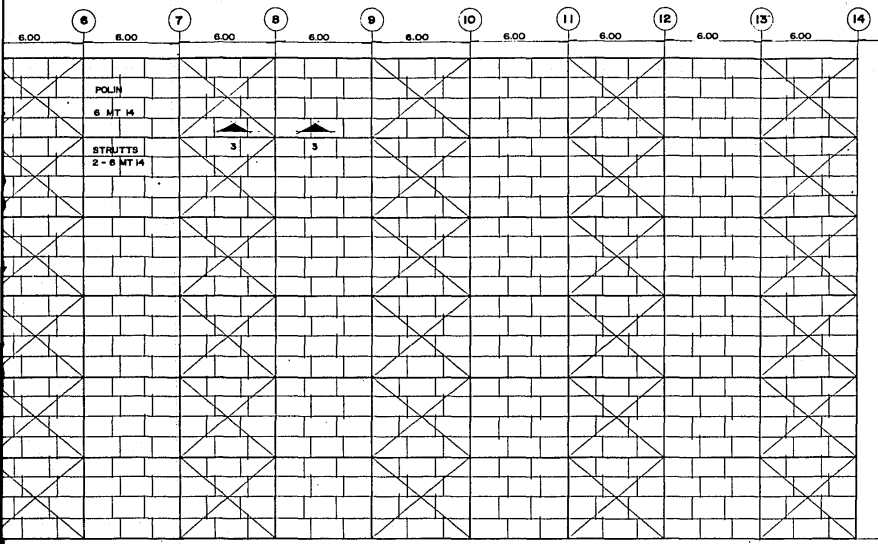


DETALLE A
ESCALA 1:10



VISTA 1-1
ESCALA 1:10

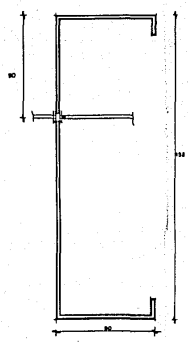




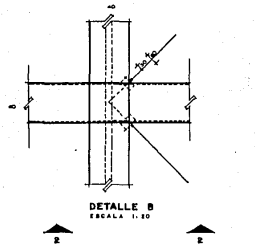
- ESPECIFICACIONES**
- 1 DIMENSIONES EN MILIMETROS EXCEPTO INDICADAS.
 - 2 NIVEL EN METROS.
 - 3 PERFILES ESTRUCTURALES A.S.T.M. A-36
 - 4 LOS PERFILES P.T.R. SERAN A.S.T.M. A-36
 - 5 LOS PERFILES MON TUB SERAN A-440-58
 - 6 LOS TORNILLOS SERAN - A.S.T.M. - A-307
- ALTA RESISTENCIA
- A.S.T.M. - A-302
 - 7 LAS ANCLAS SERAN DE ACERO
- A.S.T.M. - A-307
- ACERO INOXIDABLE
- A-302
 - 8 TODA LA SOLDADURA SERA DE LA SERIE E-70
 - 9 TODA LA ESTRUCTURA PINTADA DE GALVA, TODA LA ESTRUCTURA DE GALVA QUE SEA MUY DAÑADA DURANTE EL TRANSPORTE Y EL MONTAJE DEBERA SER REINSTALADA INMEDIATAMENTE DESPUES DEL MONTAJE.
 - 10 ESPECIFICACIONES DEL A.S.C., A.S.C., A.W.S.
 - 11 VELOCIDAD DE VIENTO 90 KM/H.

78.0 mts.

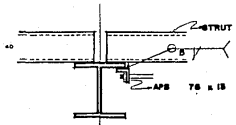
PLANTA ESTRUCTURAL
ESCALA 1:15



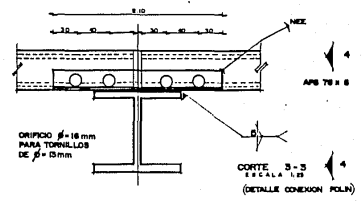
VISTA 1-1
ESCALA 1:10



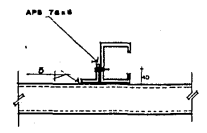
DETALLE B
ESCALA 1:10



VISTA 2-2
ESCALA 1:10



CORTES 3-3
ESCALA 1:10
(DETALLE CONEXION POLIN)



VISTA 4-4
ESCALA 1:10

CAPITULO IV

Conclusiones

Al hacer el análisis de la estructura se pudo observar que además del método de cross comunmente ocupado para este tipo de estructuras, se ocupó un método aproximado de fórmulas, con el cual se obtuvieron datos confiables; esto se hizo con el objeto de presentar otro método para la solución de este tipo de estructuras en sección constante.

Aunque existen muchos métodos para el análisis de estructuras, sólo un número limitado de ellos pueden usarse en la práctica. Los métodos que involucran la resolución de varias ecuaciones simultáneas resultan tediosos, además del mucho tiempo que éstos emplean, por lo cual son prohibitivos en el trabajo diario. Algunos métodos modernos son cómodos para aplicarse a estructuras sencillas, pero cuando se aplican a estructuras más complejas, resultan engorrosos. El progreso lento que se tuvo hasta hace poco en el empleo de estructuras de doble vertiente y de arco, conocidas por su economía fundamental, puede atribuirse en parte a que no se contaba con un diseño rápido y económico para tales estructuras; aunque ahora se puede hacer mención de libros como el de Pórticos y Arcos del autor Valerian Leontovich, el cual nos proporciona métodos rápidos y muy aproximados para el análisis de estas estructuras.

En el análisis por viento, a simple vista se observa como si en el techo solo existieran presiones, que por el contrario, al hacer el análisis se observó que sólo existían succiones en éste, ahí el cuidado que debe de tenerse con este análisis, además de la gran influencia que presenta la carga de viento en la estructura.

En el caso de las fuerzas debidas a sismo, no hubo necesidad de revisarlas, debido a que no se encuentra en zona de riesgo sísmico.

Con lo que respecta a la cimentación, se tuvo el problema de la poca capacidad de carga del suelo, buscándole una adecuada solución, al dimensionarse una zapata con suficiente área de contacto; el otro problema que se tuvo en la cimentación fué la gran fuerza cortante en la base de la misma, por lo que hubo que revisarse que no fuera a haber deslizamiento de ésta.

BIBLIOGRAFIA

- MANUAL PARA CONSTRUCTORES
Compañía Siderúrgica de Guadalajara, S.A. de C.V.
- MANUAL PARA CONSTRUCTORES
Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A.
- PORTICOS Y ARCOS
Valerian Leontovich
- ANALISIS ESTRUCTURAL
Rodolfo Luthe
- TEORIA ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS
Yuan-Yu Hsieh
- STATICALLY INTERDETERMINATE STRUCTURES
Chu - Kiawang, Ph.D.
- ESTRUCTURAS DE ACERO, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO
Oscar de Buen López de Heredia
- DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL
Joseph E. Bowles
- DESING OF WELDED STRUCTURES
James F. Lincoln Arc Welding Foundation
- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
Carlos Crespo Villalaz
- CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS
C.W. Dunham

- REINFORCED CONCRETE A FUNDAMENTAL APPROACH

Edward G. Nawy

- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO

ACI 318 - 83.