

TUES
1501
B715P
1997
F.2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SAN JUAN
SOBRE EL RIO EL SAUCE.

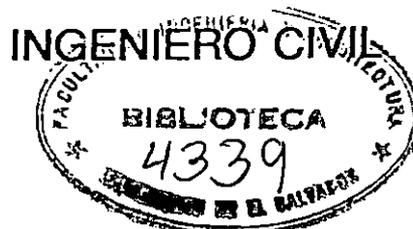
PRESENTADO POR

15101771

15101771

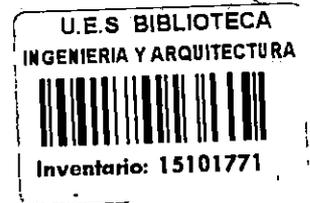
ROBERT ALEXANDER BONILLA VELASQUEZ

PARA OPTAR AL TITULO DE



CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 1997.

UNIVERSIDAD DEL EL SALVADOR



RECTOR: DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL: LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO: ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO: ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR: ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SAN JUAN
SOBRE EL RIO EL SAUCE.

Presentado por:

ROBERT ALEXANDER BONILLA VELASQUEZ

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador: ING. MAURICIO HERNANDEZ CEDILLOS

Asesores: ING. ROLANDO ANTONIO DURAN CALDERON
 ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

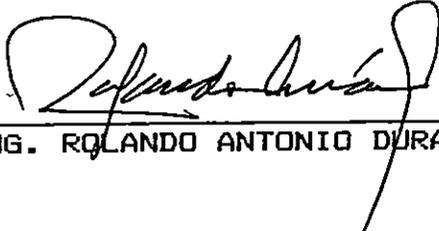
San Salvador, Junio de 1997

Trabajo de Graduación aprobado por:

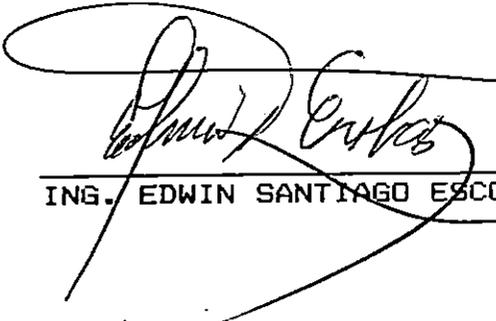
Coordinador y Asesor:


ING. MAURICIO HERNANDEZ BEDILLOS

Asesor:


ING. ROLANDO ANTONIO DURAN CALDERON

Asesor:


ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS



DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO:

POR DARME VIDA, INTELIGENCIA, SABIDURIA Y FORTALEZA PARA
ALCANZAR ESTA META DESEADA.

A MIS PADRES:

FELIX ALEXANDER BONILLA MADRID Y DIGNA CONSUELO DE
BONILLA, POR HABERME ORIENTADO EN EL MOMENTO OPORTUNO
PARA CONDUCIRME CORRECTAMENTE EN MI VIDA, PRODUCTO DE SUS
SABIOS CONSEJOS. QUE DIOS LOS BENDIGA.

A MI HIJA:

MIRIAN ELENA CON CARINO Y APRECIO.

A MIS HERMANOS:

NESTOR FABRICIO, DOUGLAS EDMUNDO Y NELSON ULISES POR EL
APOYO MORAL Y ESPIRITUAL PARA LOGRAR MI CARRERA, Y QUE
LES SIRVA DE EJEMPLO. QUE DIOS LOS BENDIGA.

A MIS ABUELOS, FAMILIARES Y AMIGOS.

INDICE

CAPITULO I

1.1 INTRODUCCION.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	3
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.4 JUSTIFICACION.....	5
1.5 OBJETIVOS.....	6
1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	6

CAPITULO II

ESTUDIO HIDROLOGICO

2.2 ESTIMACION DEL PERIODO DE DISEÑO.....	9
2.3 METODOS PARA LA ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMO	10
2.4 CARACTERISTICAS FISICAS.....	15
2.5 TIEMPO DE CONCENTRACION.....	33
2.7 CURVAS I.D.F.....	34
2.8 CALCULO DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.....	47
2.9 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO.....	48
2.10 CURVA DE DESCARGA NATURAL.....	52

CAPITULO III

CONCEPTOS BASICOS SOBRE DISEÑO

3.1 MATERIALES.....	58
3.2 ESPECIFICACIONES AASHTO.....	73
3.3 CONCRETO REFORZADO.....	119

3.4 CONCRETO PRESFORZADO.....	147
3.6 VIGAS COMPUESTAS.....	180
CAPITULO IV	
DISEÑO DEL PUENTE	
4.1 MEMORIA DESCRIPTIVA.....	191
4.2 MEMORIA DE CALCULO.....	194
CAPITULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 CONCLUSIONES.....	311
5.2 RECOMENDACIONES.....	315
BIBLIOGRAFIA.....	317
APENDICE "A".....	319
APENDICE "B".....	323
PLANOS DE TALLER.....	324

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES.

La construcción de infraestructuras físicas se remonta conjuntamente con el origen del hombre. Así comenzó este a mejorar su medio de vida con diversas construcciones en la cual puede ser un puente para salvar un obstáculo. Es así como hoy en día estas estructuras se presentan en gran escala y diversidad de tipos por la necesidad propia, avances científicos y tecnológicos.

Desde la tipología estructural se pueden distinguir tres grandes familias de puentes.

1. Puentes Rectos: Son los que utilizan la viga como elemento resistente y que destacan la flexión como esfuerzo principal en dicho elemento.
2. Puentes Arco: Cuya inversión fundamental consiste en disponer el material resistente de determinada manera, para que el traslado de las acciones desde su localización a los apoyos, se realice produciendo esfuerzos predominantemente a compresión.

3. Puentes Colgantes: Forma inversa al puente arco que destaca a la tracción como fundamental mecanismo resistente.

Pues la tipología estructural va a depender del material utilizado y las acciones propias.

Existen diversos tipos de puentes: metálicos, concreto armado, concreto preesforzado, colgado, atirantado y banda tensada.

Desde nuestro tema de importancia como lo es el concreto preesforzado; desde la aparición de éste, la industria de la construcción ha revolucionado grandemente, permitiendo el uso de acero y concreto en un alto grado de eficiencia.

Los éxitos más notables obtenidos con el concreto preesforzado se relacionan con la construcción de superestructuras para puentes; ofreciendo las siguientes ventajas: economía, poco mantenimiento, gran durabilidad, también pueden ser precolados y colados en el sitio.

En su sentido más riguroso, el preesforzado supone la posibilidad de utilizar la acción a nuestra conveniencia, la acción y su efecto que es uno de los tres parámetros alrededor de los cuales gira el puente, puede ser

manipulada. El acero y concreto de alta resistencia, se combinan de forma excelente logrando una buena estabilidad y un aceptable comportamiento a largo plazo.

Mientras que el concreto reforzado se vuelve voluminoso e impráctico para claros mayores de 15 metros aproximadamente, debido a que existen límites para la resistencia de los materiales constituyentes, más allá de los cuales no pueden combinarse en forma eficaz en un elemento único, presentando grandes fisuraciones y deformaciones.

Por tanto tales limitaciones y muchas más no existen en el concreto presforzado. Este tiene aplicación en la prefabricación de diferentes elementos constructivos. También tiene muchas aplicaciones el preesforzado como en pilotes, tanques, tuberías, edificios, etc.

1.2 ANTECEDENTES.

En épocas anteriores las personas de dicha comunidad utilizaban para cruzar el río en época invernal, una especie de mini góndola manual con capacidad máxima de tres personas, teniendo como elemento portante un cable apoyado en sus extremos a torres metálicas y que con el tiempo se deterioró permaneciendo muchos años sin su servicio,

posteriormente se les construyó un puente colgante inestable de uso peatonal que al cabo de 5 años fue arrastrado por una crecida, luego se reconstruyó teniendo las mismas características del anterior.

Como sabemos que una gran cantidad de salvadoreños han emigrado hacia los Estados Unidos y éstos han ocasionado un crecimiento vehicular en el país, por consiguiente en esta comunidad ha sucedido lo mismo, existiendo desde una motocicleta hasta vehículos de ocho toneladas de capacidad, incluso de mayor, que no pueden circular en época lluviosa.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

En nuestro país existen muchos lugares poblados que no han sido beneficiados por políticas implementadas en el área de obras civiles, y si lo han sido, pero con obras que no satisfacen ni con la mínima necesidad que se presentan. Como por ejemplo esta comunidad que cuenta con un puente colgante inestable de uso peatonal.

Como sabemos que en la época invernal se da la mayor producción agrícola y ganadera, que es el momento que sus productos deben ser transportados a ciudades principales para su comercialización. Por tanto dicha comunidad no tiene tal beneficio por falta de un puente vehicular.

1.4 JUSTIFICACION.

En nuestro medio existen muchas comunidades que se encuentran aisladas terrestremente en épocas invernales por efecto de las crecidas de los ríos, quedando una gran extensión de tierra sin la explotación: agrícola, comercial, ganadera, etc. que de ser aprovechadas tuvieran un mejor desarrollo social, económico, cultural, etc.

Es por eso que las estructuras de puentes merecen especial atención ya que por medio de ellas se logra:

- a) Proporcionar acceso a muchas zonas de importancia económica, política, social, etc.
- b) Constituyen medios de salvar obstáculos naturales como en el caso de ríos, topografía irregular, otros.

También puede decirse que el diseño de puentes y la familiarización con las normas que la rigen toma una especial importancia desde el punto de vista académico, ello debido a que los actuales programas de estudio de la universidad no ofrecen enseñanzas en esta área, siendo de vital importancia formar profesionales en dicha rama.

1.5 OBJETIVOS.

a) Objetivo General:

- * Dejar constancia de los conocimientos adquiridos en la universidad en un proyecto de aplicación específico.
- * Que el presente ejercicio sirva de guía didáctica, para los estudiantes de ingeniería civil y que los lectores desarrollen los conocimientos en el diseño de este tipo de estructuras, así como las normas que lo rigen.

b) Objetivo Específico:

- * Proporcionar una alternativa de diseño para el puente San Juan sobre el Río El Sauce.

1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES.

En el presente trabajo de graduación se presentará el cálculo y diseño de un puente en particular sobre el Río El Sauce en una vía de categoría rural, es decir una alternativa de solución del problema que se presenta, que a

juicio de las personas expertas en la materia parece ser la más acorde a la necesidad y se propondrá una estructura que esté dentro de la capacidad tecnológica y materiales que se producen en nuestro país.

Para formar un mejor juicio de lo que aquí se presenta se hacen las siguientes aclaraciones:

- 1) El trabajo se rige únicamente en las normas AASHTO¹ y PCI².
- 2) Se hará estudio topográfico e hidrológico.
- 3) Se presentarán planos de taller estructurales.
- 4) No incluye estudio geotécnico ni económico.
- 5) El trabajo en sí comprende el análisis y diseño del puente³.

¹ American Association of State Highway and Transportation Official.

² Instituto del Concreto Preesforzado.

CAPITULO II

ESTIMACION DE CAUDAL MAXIMO .

2.1 INTRODUCCION.

El agua además de ser la sustancia más abundante en la tierra, es el principal constituyente de todos los seres vivos y una fuerza que constantemente está cambiando en la superficie terrestre.

Los seres humanos hacen muchas actividades, unas constructivas y otras destructivas, que afectan la circulación y calidad del agua en la naturaleza, como irrigar cultivos, fertilizar tierras, desforestar bosques, bombear agua subterránea, construir presas, arrojar desechos a ríos y lagos, etc.

El flujo de agua a través del suelo y ríos en una cuenca es un proceso distribuido, porque el caudal, la velocidad y la profundidad del cauce varían en el espacio a través de la cuenca.

El cálculo del nivel de agua de una creciente es necesario porque éste delimita la planicie de inundación y determina la altura requerida para estructuras tales como puentes y diques; el cálculo de los caudales de creciente

también es importante, porque el caudal determina el nivel del agua.

La importancia en la determinación de una crecida es evidente ya que es de sobra conocidos los efectos destructivos que causa al inundar grandes extensiones cultivadas, áreas construidas y obras hidráulicas produciendo grandes pérdidas humanas y bienes materiales.

Entre las obras cuyo diseño depende de la influencia de una avenida, podemos mencionar los siguientes: puentes, embalses, presas, desagües de población, drenajes de carreteras, protectores de avenidas, etc.

En nuestro caso, el cálculo de la crecida máxima es para el diseño del Puente San Juan sobre el Río El Sauce. La determinación de la avenida sirve para encontrar su nivel máximo para que la cimentación, sub-estructura y superestructuras tengan la protección necesaria durante su período de diseño.

2.2 ESTIMACION DEL PERIODO DE DISEÑO.

La selección de un período de diseño para el cálculo de un caudal máximo en un proyecto, implica en cada caso particular, el balance de los costos inmediatos y de la

reducción correlativa de los estragos eventuales, generalmente difícil de estimar.

En un análisis de predeterminación de avenida por cualquier método que se emplee, generalmente se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una determinada probabilidad de ocurrir y por tanto un período de cierto número de años. Mientras más grande sea este período, la probabilidad de que ocurra ese evento será menor, los caudales obtenidos serán grandes y por tanto los costos se incrementan en la obra.

Por el contrario, mientras más pequeño sea este período, las obras resultan ser económicas pero inseguras. Por tanto hay que encontrar un período que ofrezca seguridad al menor costo posible. Este período de diseño se calculará posteriormente en base a un análisis de frecuencia de la probabilidad de ocurrencia en función a un período de retorno.

2.3 METODOS PARA LA ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS.

Existe un gran número de procedimientos de cálculo para la estimación de crecidas pero ninguno de ellos ha sido adoptado unánimemente, esto nos indica la magnitud y complejidad del problema y las diferentes actitudes o posiciones, y a menudo contradictorias que los especialistas

sostienen en este tema.

Hay que conocer que el fenómeno de crecidas es muy complejo y depende de muchas variables. Debido a esta complejidad resulta no sólo recomendables sino absolutamente necesario, el estudio del problema por los distintos métodos conocidos, como son:

- a) Métodos Directos
- b) Métodos Empíricos
- c) Métodos Estadísticos
- d) Métodos Hidrometereológicos

El método que se utilizará para el cálculo de avenida máxima en el diseño de este puente será el Hidrometereológico porque nos permite analizar datos de lluvia y algunas características físicas de la cuenca.

Los métodos Hidrometereológicos se aplican cuando se dispone de datos de lluvias (Método Racional), o bien si se cuenta con datos de lluvia y avenidas reales (Método del Hidrógrama Unitario) y el método de las Isocronas que no es más que una ampliación en la aplicación de la fórmula racional. Y el método que utilizaremos será el Método Racional.

2.3.1 METODO RACIONAL.

El Método Racional comenzó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX. La idea detrás de este método es que si una lluvia con intensidad "I" empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración "Tc", en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo de salida. El producto de la intensidad de lluvia y el área de la cuenca es el caudal de entrada al sistema "IA" y la relación entre este caudal y el caudal pico "Q" (que ocurre en el tiempo Tc) se conoce como el "coeficiente de escorrentía" C (0 < C < 1). Este se expresa en la fórmula racional:

$$Q = C I A \quad (2.3.1-1)$$

Las suposiciones asociadas con el método racional son:

- a) La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración, es decir, el caudal pico no resulta de una lluvia más intensa, de menor duración, durante el cual solamente una porción de la cuenca contribuye a la salida de ésta.

- b) El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya la parte más remota del área de drenaje hacia el punto de medición del caudal.

- c) La intensidad de la lluvia es constante durante toda la tormenta.

2.3.2 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.

El coeficiente de escorrentía "C" es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y experiencia por parte del hidrólogo.

El coeficiente de escorrentía depende de la topografía, las condiciones del suelo, intensidad de la lluvia, grado de compactación del suelo, la vegetación, la pendiente del suelo y proximidad del nivel freático. Para calcular el coeficiente de escorrentía existen muchos métodos, los cuales son:

Método Directo: Se logra por medio de un estudio de registro de volúmenes, realizados en la estación hidrométrica en un

punto, que dividido entre el promedio de agua precipitada en la cuenca, se obtiene dicho coeficiente.

Método de Comparación: Cuando no existen estudios de registro hidrométrico en la cuenca en estudio, pero en otra si y que tenga las mismas características hidromorfológicas, se puede utilizar el mismo coeficiente de escorrentía.

Método de Vente Chow: Consiste en correlacionar los factores más importantes de la cuenca como lo es la topografía, vegetación y geología donde del nomograma de Vente Chow se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada área de la cuenca que varíen los elementos antes mencionados y se encuentra la media que representa el coeficiente de escorrentía de la cuenca.

2.4 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA.

El desarrollo de la ciencia hidrológica ^{ha} (a) tenido como uno de los resultados la determinación de las características fisiográficas de una cuenca, que son elementos que sirven para el cálculo y entendimiento mismo de la escorrentía superficial.

Sabemos que la cuenca actúa como un sistema natural de drenaje de las aguas lluvias y posee características de las cuales se establece el comportamiento y forma de como se realiza dicho drenaje. Por eso existe una correlación directa entre el comportamiento hidrológico y sus características fisiográficas.

A continuación definiremos las características físicas de la cuenca del Río El Sauce, partiendo de un punto de interés, el cual es precisamente la localización de la obra de paso a proponer.

2.4.1 ORIENTACION DE LA CUENCA.

La orientación representa la dirección geográfica de la cuenca. La cuenca desde el punto de interés del Río El Sauce, se encuentra ubicada en los Departamentos de La Unión y

Morazán, principalmente entre los 610.95 y 632.8 Este (longitud) así como 282.25 y 307.4 Norte (latitud).

Los lugares poblados que están dentro de la cuenca son los siguientes:

Inicia al sur-oriente de la Villa El Sauce, donde se encuentra el punto de interés y continuando en sentido antihorario, abarca el Cantón Pitajaya, pasando en medio de la ciudad de Esparta y la Villa de Poloros, abarcando la primera, llegando hasta la parte más al Norte como lo es el Cerro El Pedernal, pasando muy cerca y al oriente de la Villa de Corinto en el Departamento de Morazán y luego abarcando las villas de Lislique y Anamorós en el Departamento de La Unión hasta llegar al punto de interés, cerrando así el recorrido por el perímetro de la cuenca.

Tomando como referencia el punto de interés se puede decir que la cuenca tiene una orientación general sur-poniente.

2.4.2 AREA DE LA CUENCA.

Se define el área por medio ^{del} de el parteaguas, línea imaginaria que delimita dicha área, y el método indicado para esto consiste en partir del punto de interés, llevando un

seguimiento horario o antihorario e ir cortando perpendicularmente las curvas de nivel y pasando por los puntos topográficos más elevados, hasta llegar de nuevo al punto de interés.

Al disponer en este caso de un mapa en escala 1:50,000 podemos hacer uso de un instrumento conocido como planímetro^o electrónico al cual se le indican las escalas horizontales y verticales, así como las unidades en que resulta el área, este nuevo elemento da directamente la lectura del área de la proyección horizontal de la cuenca.

Con el planímetro a partir del punto de interés o cualquier otro punto y haciendo el recorrido de forma cuidadosa por el parteaguas en forma horario y llegando al punto de inicio obtenemos el área. Para una mayor exactitud se obtienen tres lecturas de área y se promedian las más representativas.

En esta cuenca se obtuvo un área de: $A_c = 315.05 \text{ Km}^2$, de la misma forma se prosiguió a calcular las áreas entre curvas que muestra la ^{fórmula} tabla 2.4.6-1.

2.4.3 LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO.

En la cuenca desde el punto de interés del Río El Sauce existen diversos cauces que llegan a conformar uno principal

y de mayor caudal, sin embargo no se considera la longitud de este cauce principal, sino que para fines de estudio nos interesa la longitud mayor de la quebrada que llegue hasta el cauce principal que sumados estos forman la longitud mayor del cauce.

Utilizando el curvímeter, se coloca su aguja en cero y partiendo desde el punto de interés, siguiendo el recorrido del cauce de una forma cuidadosa para lograr una mayor precisión hasta llegar al origen del tributario, se obtiene la lectura en la escala indicada en el Dial, generalmente en centímetros y pulgadas.

Para obtener una mayor exactitud se toman tres lecturas y se promedian las más representativas. Obteniéndose una longitud de:

$$Lc = 43.1 \text{ Kms.}$$

2.4.4 PERIMETRO DE LA CUENCA.

Los límites de la cuenca son definidos por medio del parteaguas y aunque es una línea imaginaria se logra determinar los bordes topográficos de la zona de influencia para el Río El Sauce cuando existe una precipitación, sobre el área de la cuenca.

Utilizando el curvimetro y teniendo el cuidado antes mencionado se encontró un perímetro de: $P = 100.5 \text{ Km.}$

Y de la misma forma se encontró la longitud de las curvas de nivel a cada 100 metros que cruzan la cuenca:

C-100	= 22.25 Km.	C-700	= 58.75 Km.
C-200	= 69.50 Km.	C-800	= 38.00 Km.
C-300	= 88.50 Km.	C-900	= 23.35 Km.
C-400	= 103.50 Km.	C-1000	= 7.00 Km.
C-500	= 98.50 Km.	C-1100	= 1.65 Km.
C-600	= 76.00 Km.		

2.4.5 ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA.

Las variaciones de elevación al interior de una cuenca, así como la elevación media, son datos importantes para el estudio de la temperatura, precipitación y la escorrentía superficial.

La forma más precisa de determinar la elevación media de una cuenca es a través de la curva hipsométrica. La curva hipsométrica es el reflejo de la evolución del drenaje de una cuenca.

Existen teorías para la interpretación de las curvas

hipsométricas, según Strahler el ciclo fluvial normal consiste en dos fases principales y una variante de la segunda; la primera de no equilibrio en un principio del ciclo de desarrollo de la cuenca; durante esta fase se considera que los procesos de erosión y transporte de sedimentos son constantes. La variante de esta fase es la fase conocida como fase de Monadnock que da a la curva hipsométrica, que muestra la variación del drenaje así como lo muestra la fig. 2.4.5-1

CURVA HIPSOMETRICA (PRIMER METODO)

Se tomará como intervalo de las curvas de nivel a cada 100 metros de elevación.

TABULACION PARA LA CURVA HIPSOMETRICA

Tabla 2.4.5-1.

ELEVACIONES (Mts).	AREA ENTRE CURVAS (Km ²)	% AREA	% AREA ACUMULADA
1185-1100	0.45	0.14	0.14
1100-1000	0.93	0.30	0.44
1000- 900	4.95	1.57	2.01
900- 800	12.26	3.89	5.90
800- 700	19.00	6.03	11.93
700- 600	21.62	6.86	18.79
600- 500	32.28	10.25	29.04
500- 400	44.25	14.05	43.09
400- 300	42.10	13.36	56.45
300- 200	56.95	18.08	74.53
200- 100	77.80	24.69	99.22
<u>100- 75</u>	<u>2.46</u>	<u>0.78</u>	<u>100.00</u>
	315.05	100.00	

CURVA HIPSOMETRICA

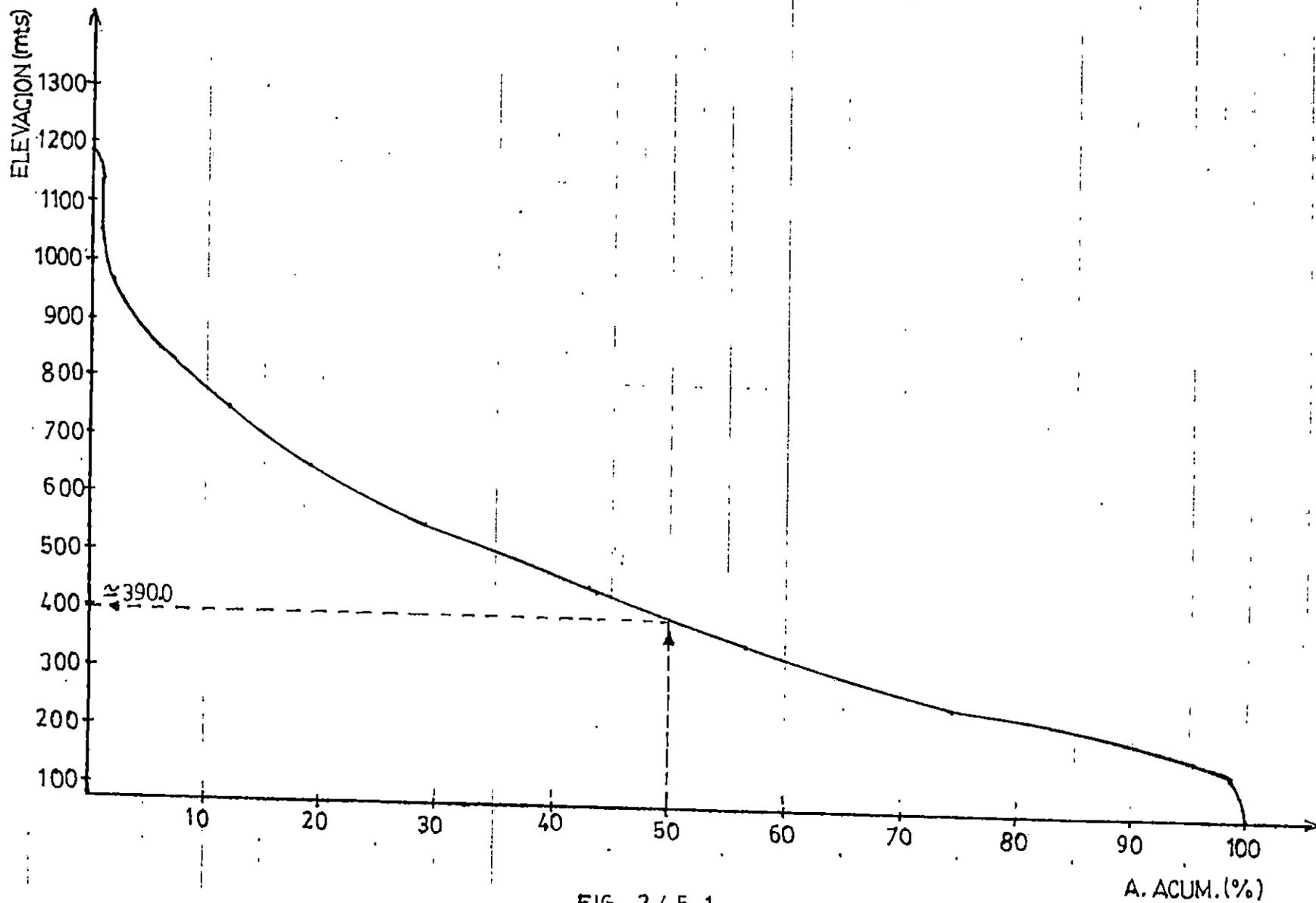


FIG. 2.4.5-1

ELEVACION MEDIA. (SEGUNDO METODO)

La mecanización del cálculo de la elevación media (E_m) está basado en la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{\sum(a.e)}{A_c} \quad (2.4.5-1)$$

Donde:

- a = El área entre dos curvas de nivel (Km^2).
 e = La elevación media entre las curvas de nivel (mts).
 A_c = Area total de la cuenca (Km^2).

Sustituyendo los datos exigidos en la expresión anterior resulta:

$$E_m = \frac{514.12+976.5+4,702.5+10,421+14,250+140,053+17,754+19,912.5+14735+14,237.5+11,682+215.25}{315.05 \text{ Km}^2}$$

$$E_m = \frac{123,453.37 \text{ Km}^2 - \text{mts.}}{315.05 \text{ Km}^2}$$

$$E_m = 391.85 \text{ m.s.n.m. Comparación con el primer método.}$$

2.4.6 PENDIENTE MEDIA.

Es una de las características hidrológicas más importantes de la cuenca, ya que rige el drenaje. La pendiente media de la cuenca se calcula por la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{\sum L \cdot D}{A_c} \quad (2.4.6-1)$$

Donde:

L = Longitudes de las curvas de nivel en kilómetros.

D = Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas en kilómetros.

A_c = Area total de la cuenca en Km²

$$S_m = \frac{587.0 \text{ Km} * 0.1 \text{ Km}}{315.05 \text{ Km}^2}$$

$$S_m = 18.63\%$$

2.4.8 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA.

La forma de la cuenca hidrológica afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. La forma de definir las es por las siguientes características que han sido propuesto por Gravelius:

a) Coeficiente de Compacidad:

Es adimensional y sus valores son mayores o iguales a uno y se relacionan únicamente con la forma de la cuenca.

En cuanto más cerca se encuentre este coeficiente al valor de uno, más forma circular tendrá la cuenca, y por lo tanto, habrá mejor aprovechamiento de la precipitación.

El coeficiente de compacidad "Kc" es la relación de dividir el perímetro de la cuenca entre un perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca.

Para un círculo:

$$A = \pi r^2$$

$$r = \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}}$$

$$\text{Luego: } P = 2 \pi r = 2 \pi \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}} = \frac{\sqrt{A}}{0.28}$$

Y obtenemos la expresión siguiente:

$$Kc = \frac{P}{\sqrt{Ac}} * 0.28 \quad (2.4.8-1)$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Kms.

Ac = Área de la cuenca en Km²

$$Kc = \frac{100.5 \text{ Km}}{\sqrt{315.05 \text{ Km}^2}} * 0.28$$

$$Kc = 1.59$$

b) Factor de Forma:

Este coeficiente relaciona la longitud del eje central de la cuenca con el ancho medio. Comparando dos o más cuencas que poseen características físicas semejantes, tendrá mayor drenaje aquella que posea el coeficiente de

forma más elevado, y está dada por la siguiente fórmula:

$$K_f = \frac{L_m}{L_e} \quad (2.4.8-2)$$

Donde:

K_f = Coeficiente de forma (adimensional).

L_m = Ancho medio en Kms.

L_e = Longitud del eje central en Kms.

$$K_f = \frac{13.25 \text{ Km}}{30.3 \text{ Km}}$$

$$K_f = 0.44$$

2.5 PERIODO DE RETORNO.

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

En la práctica, usualmente esto se lleva a cabo

seleccionando el valor máximo anual de la variable que está siendo analizada, por ejemplo el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento del año.

Supóngase que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual a un caudal máximo X_t . El intervalo de ocurrencia t es el tiempo de ocurrencias de $X \geq X_t$, como por ejemplo, la figura 2.5-1 muestra el registro de caudales máximos del Río El Sauce en el lugar de esta villa, desde los años de 1971 a 1981 que es el único período que tiene registrado el centro meteorológico nacional, graficados a partir de los datos de la tabla 2.5-1.

Tabla 2.5-1.

CAUDALES MAXIMOS ANUALES DEL RIO EL SAUCE.

ANO	CAUDAL (M ³ /Seg.)
1971	1288
1972	1500
1973	916
1974	1178
1975	441
1976	341
1977	883
1978	1047
1979	491
1980	729
1981	286

La magnitud X_t de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación ΔX_t de la

variable respecto a la media:

$$x_t = \mu + \Delta x_t \quad (2.5-3)$$

Esta desviación respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar "S" y el factor de frecuencia "Kt", es decir:

$$\Delta x_t = K_t \cdot S \quad (2.5-4)$$

CAUDAL MAXIMO ANUAL PARA EL RIO EL SAUCE.

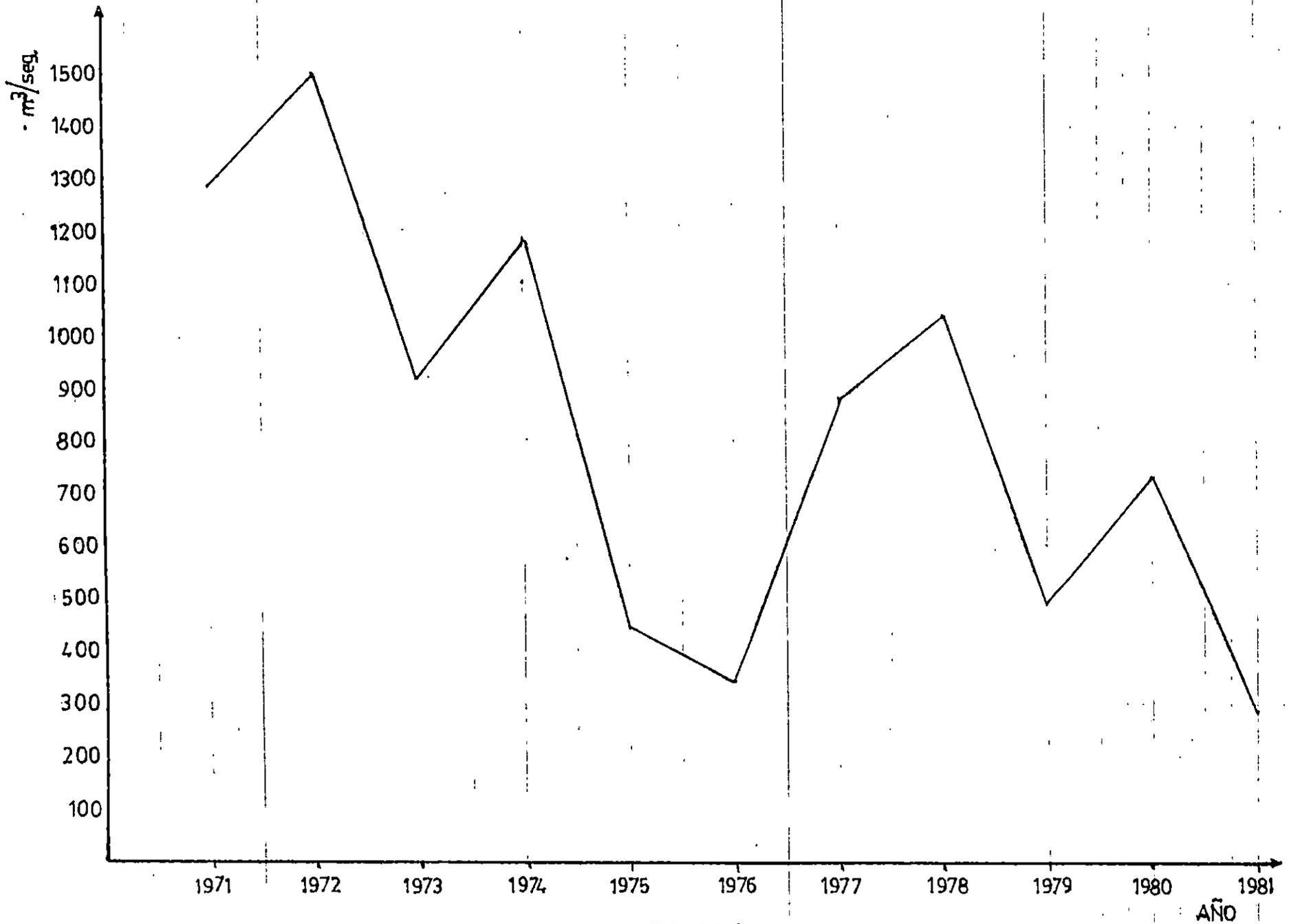


FIG. 2.5-1

Sustituyendo (2.5-4) en (2.5-3) nos queda en forma de aproximación.

$$X_t = \bar{X} + Kt.S \quad (2.5-5)$$

Para el factor frecuencia CHOW dedujo una ecuación:

$$Kt = 0.7796 \left(0.5772 + \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right) \quad (2.5-6)$$

Para encontrar un período de retorno adecuado para el diseño del Puente San Juan en base a los datos de registros se puede encontrar haciendo varios cálculos de manera de encontrar un período "T" que sea mayor a 1500 m³ /Seg.

Tabla 2.5-2

CALCULO DE LAS ESTADISTICAS DE LOS REGISTROS DE CAUDAL MAXIMO ANUALES DEL RIO EL SAUCE.

A Ñ O	CAUDAL (M ³ /Seg)	(X - \bar{X}) ²
1971	1288	212,272.1
1972	1500	452,565.6
1973	916	7,873.0
1974	1178	123,011.5
1975	441	149,204.5
1976	341	236,458.5
1977	883	3,105.8
1978	1047	48,281.3
1979	491	113,077.5
1980	729	9,657.0
1981	286	292,373.2
Σ	9,100	1,648,480.0

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2$$

$$\bar{X} = \frac{1}{11} \cdot (9,100) \quad S^2 = \frac{1}{10} \cdot (1,648,480)$$

$$\bar{X} = 827.27 \text{ m}^3/\text{Seg.} \quad S = 406.0 \text{ m}^3/\text{Seg.}$$

Para un T = 25 años:

De ec (2.5-6)

$$K_t = 0.7796 (0.5772 + \ln(\ln(25/24)))$$

$$K_t = 2.04$$

$$X_t = \bar{X} + K_t * S$$

$$X_t = 827.27 + 2.04 * 406.0$$

$$X_t = 1657.0 \text{ m}^3/\text{Seg.}$$

Y de la misma manera podemos encontrar el caudal para diferentes T como se muestra en la siguiente tabla 2.5-3.

Tabla 2.5-3.

CALCULO DE CAUDALES PARA DIFERENTES "T".

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL "Xt" (m ³ /Seg.)
15	1490.86
20	1584.69
25	1657.0
30	1715.76
35	1765.32
40	1808.0
45	1845.90
50	1879.61

Como podemos observar que el X_t adecuado es el de $T = 35$ años porque es mayor que $1500 \text{ mt}^3/\text{Seg.}$ y no presenta sobredimensionamiento en el caudal. Por tanto el periodo de retorno indicado para el estudio hidrológico es un $T = 35$ años.

Para la obtención del periodo de retorno existen resúmenes en base a experiencias pasadas en el diseño para estructuras de control de agua tal como se resume en la tabla siguiente: y que también supera al valor máximo del hidrógrama para un periodo de 11 años que se muestra en la figura 2.5.1

Tabla 2.5-4.

CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS DE CONTROL DE AGUA.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
Alcantarillas de Carreteras	
Volúmenes de tráfico bajos	5 - 10
Volúmenes de tráfico medios	10 - 25
Volúmenes de tráfico altos	50 - 100
Puentes de Carreteras	
Sistema secundario	10 - 50
Sistema primario	50 - 100
Aeropuertos	
Volúmenes bajos	5 - 10
Volúmenes medios	10 - 25
Volúmenes altos	50 - 100
Diques	
En fincas	2 - 50
Alrededor de ciudades	50 - 200
Presas (amenaza baja)*	
Pequeñas	50 - 100
Medias	100+
Grandes	-
Presas (amenaza alta)**	
Pequeñas	-
Medias	-
Altas	-

* Poca probabilidad de pérdidas de vidas.

** Con probabilidad de altas pérdidas de vidas.

2.5 TIEMPO DE CONCENTRACION.

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto más lejano en la cuenca hasta el punto de interés, teniendo su recorrido sobre el cauce más largo en la cuenca. Para el cálculo del T_c utilizaremos la siguiente ecuación.

$$T_c = \frac{\sqrt{A_c} + 1.5 L_c}{0.85 \sqrt{H_m}} \quad (2.6-1)$$

donde:

- T_c = Tiempo de concentración en horas.
- A_c = Area de la cuenca en Km^2 .
- L_c = Longitud del cauce más largo en Kms.
- H_m = Elevación media de la cuenca en mts.

Los datos obtenidos en el Río San Juan para obtener el tiempo de concentración son los siguientes:

- A_c = 315.05 Km^2 .
- L_c = 43.10 Km.
- H_m = 391.85 m.s.n.m.

Sustituyendo los datos en la ecuación anterior tenemos:

$$T_c = \frac{315.05 + 1.5 * 43.10}{0.85 \quad 391.85}$$

$$T_c = 4.90 \text{ horas}$$

$$T_c = 293.83 \text{ min.}$$

Con este tipo de concentración se escoge un rango de intensidades máximas de lluvia para que el T_c se encuentre dentro de dicho rango, para cada estación pluviométrica de lluvia, puesto que el tiempo de concentración obtenido es de 293.83 min, se escoge el rango entre 240 min y 360 min.

2.7 CURVAS I.D.F.

El método del análisis gráfico consiste en obtener las curvas de intensidad duración frecuencia, teniendo los registros de intensidad para una duración determinada de la lluvia, se calcula la frecuencia mediante la siguiente forma:

- a) Arreglar los datos de intensidad en orden de magnitud creciente.
- b) Calcular la probabilidad de ocurrencia en porcentaje a partir de la siguiente ecuación:

$$F = \frac{m}{n+1} \quad (2.7-1).$$

Donde:

F = Frecuencia empirica.

m = Variable que depende de la posición del dato.

n = Número de datos totales.

c) Calcular la probabilidad de no ocurrencia mediante la siguiente expresión:

$$f = 1 - F \quad (2.7-2)$$

Todo esto se puede tabular como lo muestran la tabla (2.7-2), luego se grafican los datos en papel de probabilidad Gumbel tipo I, teniendo en el de las abscisas los valores de ocurrencia en porcentaje y en el eje de las ordenadas la intensidad en mm/min, para cada tiempo y estación como se observa en las figuras: (2.7-1), (2.7-2) y (2.7-3).

Con el período de retorno antes calculado (35 años), se extrapolan las intensidades para cada tiempo de duración.

Seguidamente estos datos se plotean en papel logarítmico, teniendo en el eje de las abscisas los tiempos de duración en minutos y en el eje de las ordenadas las intensidades en mm/min; seguidamente con el tiempo de concentración se extrapola la intensidad de diseño, posteriormente se calcula la intensidad de diseño promedio,

TABLA 2.7-1.

ESTACION : POLOROS
 UBICACION: 13° 49.3' N
 87° 48.7' W

INDICE DE UBICACION: N-28
 ELEVACION: 385 m.s.n.m.

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN
 mm/minuto PARA DIFERENTES PERIODOS.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1973	2.02	1.58	1.53	1.40	1.02	0.94	0.74	0.61	0.47	0.46	0.41	0.35	0.26
1974	2.90	2.37	2.05	1.83	1.45	1.00	0.77	0.57	0.42	0.35	0.35	0.27	0.19
1975	2.54	2.19	2.01	2.00	1.62	1.10	0.84	0.57	0.44	0.44	0.37	0.30	0.16
1976	2.58	2.22	2.19	2.04	1.69	1.38	1.21	0.95	0.77	0.62	0.53	0.41	0.29
1977	2.42	2.28	1.86	1.58	1.29	1.02	0.87	0.69	0.52	0.43	0.41	0.24	0.21
1978	3.18	2.42	2.21	1.86	1.50	1.13	0.91	0.61	0.46	0.38	0.35	0.28	0.26
1979	2.14	2.07	1.78	1.52	1.60	1.33	1.12	0.83	0.66	0.54	0.46	0.37	0.27
1980	2.66	2.35	2.04	1.74	0.36	0.98	0.74	0.57	0.44	0.39	0.34	0.30	0.21
1981	2.080	1.850	1.633	1.455	1.143	1.209	1.025	0.718	0.540	0.337	0.28	.220	.154
1982	2.84	2.37	2.11	1.77	1.50	1.15	0.96	0.79	0.70	0.56	2	0.43	0.33
1983	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.55	-	-
1984	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1985	2.78	2.18	2.15	1.99	1.75	1.54	1.18	0.95	0.79	0.63	0.52	0.20	0.10

TABLA 2.7-2.

CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION DE POLOROS.

ESTACION POLOROS			INDICE : N-28	
POSICION	INTENSIDADES		PROBALIDAD DE OCURRENCIA $F = m/(n+1) (\%)$	PROBALIDAD DE NO OCURRENCIA $F = 1 - F (\%)$
	240 min	360 min		
1	0.43	0.33	8.33	91.67
2	0.41	0.29	16.67	83.33
3	0.37	0.27	25.00	75.00
4	0.35	0.26	33.33	66.67
5	0.30	0.26	41.67	58.33
6	0.30	0.21	50.00	50.00
7	0.28	0.21	58.33	41.67
8	0.27	0.19	66.67	33.33
9	0.24	0.16	75.00	25.00
10	0.22	0.15	83.33	16.67
11	0.20	0.10	91.67	8.33

TABLA 2.7-3.

ESTACION : CORINTO
 UBICACION: 13° 48.3' N
 87° 58.7' W
 ELEVACION: 820 m.s.n.m.
 INDICE DE UBICACION: Z-5

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN
 mm/minuto PARA DIFERENTES PERIODOS.

ANO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1968	1.92	1.47	1.27	1.23	1.04	0.79	0.72	0.52	0.49	0.28	0.25	0.22	0.06
1969	3.02	2.46	2.05	2.02	1.92	1.60	1.41	0.97	0.80	0.54	0.46	0.36	0.27
1970	3.60	2.74	2.45	2.31	1.83	1.32	1.02	0.73	0.58	0.47	0.40	0.32	0.29
1971	1.98	1.86	1.83	1.75	1.51	1.15	0.67	0.58	0.37	0.32	0.28	0.24	0.16
1972	2.77	2.23	1.97	1.76	1.42	1.20	0.94	0.72	0.57	0.49	0.45	0.34	0.32
1973	2.68	2.44	2.13	1.90	1.52	1.24	0.93	0.86	0.69	0.56	0.45	0.34	0.31
1974	1.72	1.65	1.48	1.42	1.17	0.85	0.68	0.45	0.35	0.30	0.26	0.20	0.13
1975	2.26	1.99	1.79	1.64	1.39	1.18	0.94	0.69	0.60	0.51	0.45	0.36	0.24
1976	2.20	1.80	1.65	1.54	1.11	0.93	0.74	0.50	0.38	0.37	0.22	0.17	0.13
1977	3.48	2.64	2.29	1.60	1.18	0.91	0.91	0.61	0.23	0.19	0.17	0.15	0.11
1978	2.60	2.02	1.88	1.80	1.43	1.12	0.50	0.64	0.34	0.28	0.24	0.20	0.15
1979	2.22	1.81	1.41	1.25	0.94	0.66	0.50	0.42	0.28	0.24	0.21	0.17	0.12
1980	3.00	2.60	2.17	2.08	1.13	1.35	1.16	0.87	0.56	0.56	0.42	0.36	0.28
1981	2.360	1.950	1.800	1.46	1.447	1.028	0.918	.634	.648	.531	.450	.354	.242

TABLA 2.7-4.

CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION DE CORINTO.

ESTACION CORINTO			INDICE : N-2-5	
POSICION	INTENSIDADES		PROBALIDAD DE OCURRENCIA $F = a/(n+1) (\%)$	PROBALIDAD DE NO OCURRENCIA $F = 1 - F (\%)$
	240 min	360 min		
1	0.36	0.32	6.67	93.33
2	0.36	0.31	13.33	86.67
3	0.36	0.29	20.00	80.00
4	0.35	0.28	26.67	73.33
5	0.34	0.27	33.33	66.67
6	0.34	0.24	40.00	60.00
7	0.32	0.24	46.67	53.33
8	0.24	0.16	53.33	46.67
9	0.22	0.15	60.00	40.00
10	0.20	0.13	66.67	33.33
11	0.20	0.13	73.33	26.67
12	0.17	0.12	80.00	20.00
13	0.17	0.11	86.67	13.33
14	0.15	0.06	93.33	6.67

TABLA 2.7-5.

ESTACION : PASAQUINA
 UBICACION: 13° 35.8' N
 87° 50.3' W

INDICE DE UBICACION: N-12
 ELEVACION: 60 m.s.n.m.

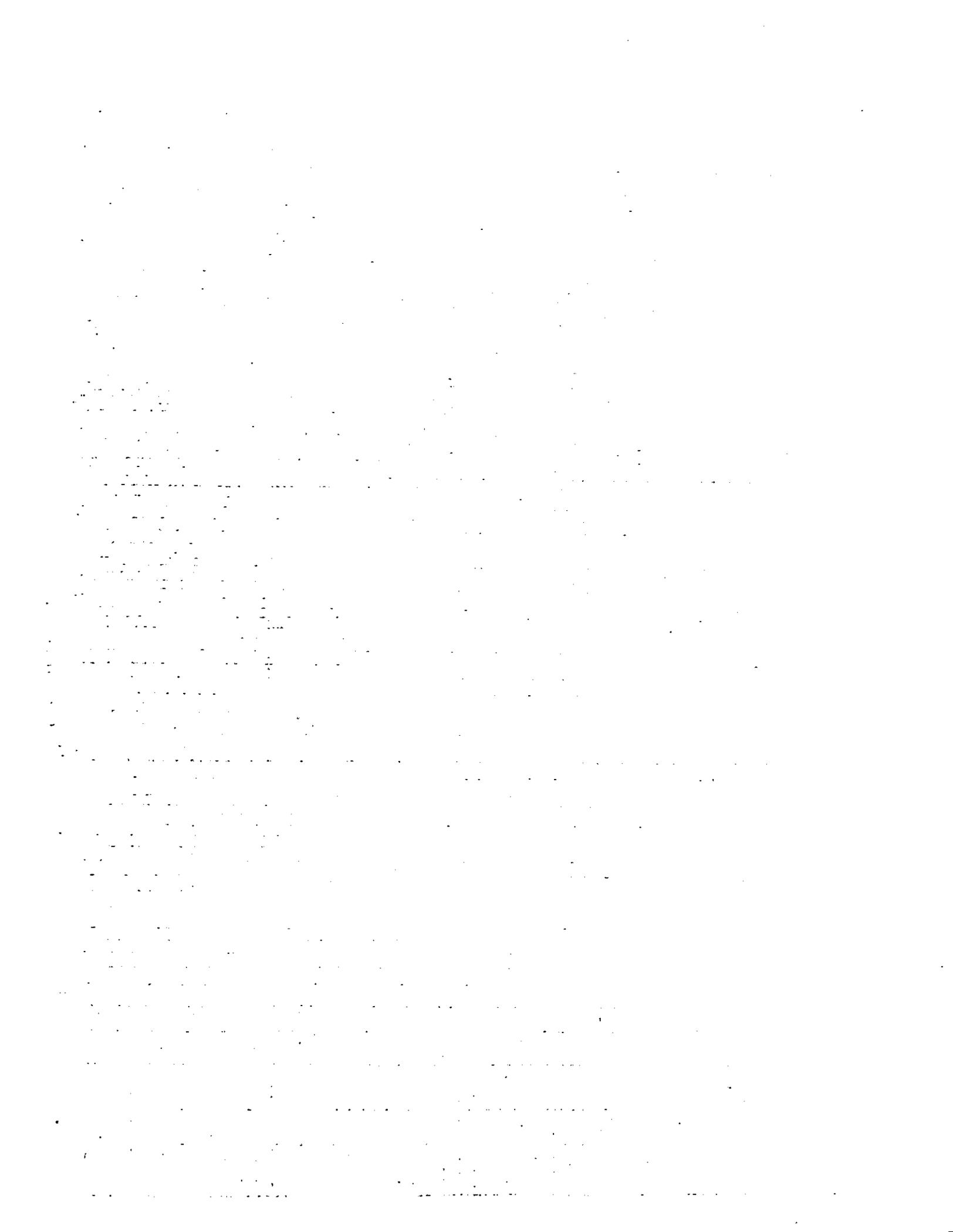
INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN
 mm/minuto PARA DIFERENTES PERIODOS.

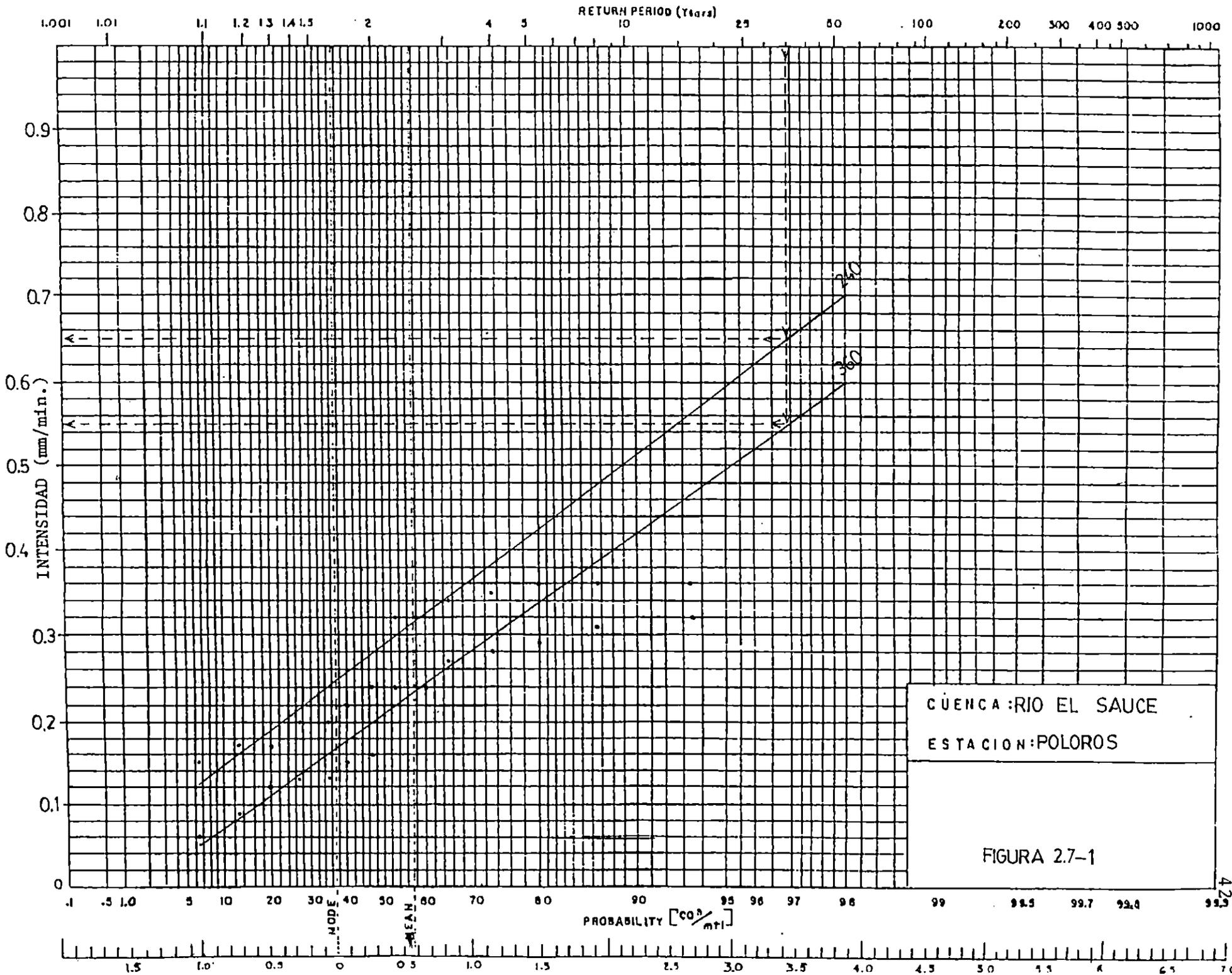
AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	280
1969	4.51	3.67	3.28	3.10	2.61	2.05	1.59	1.20	0.60	0.49	0.41	0.27	0.25
1970	2.62	1.98	1.91	1.74	1.35	1.04	1.01	0.74	0.61	0.51	0.43	0.36	0.20
1971	2.18	2.16	1.93	1.74	1.65	1.41	1.15	1.06	0.27	0.19	0.17	0.13	0.09
1972	2.90	2.44	2.29	2.12	1.63	1.26	1.02	0.73	0.47	0.35	0.23	0.18	0.11
1973	2.64	2.29	2.11	1.92	1.63	1.33	1.16	0.84	0.64	0.53	0.46	0.36	0.11
1974	4.08	3.20	2.67	2.38	1.98	1.73	1.79	1.52	1.37	1.18	1.08	0.95	0.88
1975	3.30	2.08	2.00	2.00	1.71	1.30	0.86	0.72	0.55	0.45	0.30	0.32	0.25
1976	2.22	1.72	1.56	1.49	1.24	0.91	0.68	0.49	0.37	0.31	0.26	0.21	0.16
1977	3.44	2.66	2.21	1.96	1.90	1.42	1.25	1.11	0.91	0.74	0.62	0.47	0.36
1978	5.20	3.49	2.55	2.11	1.92	1.34	1.10	0.48	0.38	0.38	0.27	0.21	0.11
1979	3.02	2.12	1.76	1.45	1.07	0.74	0.49	0.34	0.26	0.22	0.20	0.17	0.13
1980	3.75	2.65	2.31	2.10	1.92	1.50	1.33	0.95	0.73	0.59	0.49	0.39	0.26
1981	3.70	2.60	2.20	2.00	1.73	1.23	1.05	.773	.598	.488	.428	.323	.168
1982	3.06	2.15	1.75	1.49	1.29	0.92	0.77	0.56	0.43	0.36	0.31	0.25	0.09
1983	3.16	1.88	1.39	1.06	0.71	0.49	0.37	0.25	0.19	0.17	0.15	0.14	0.10

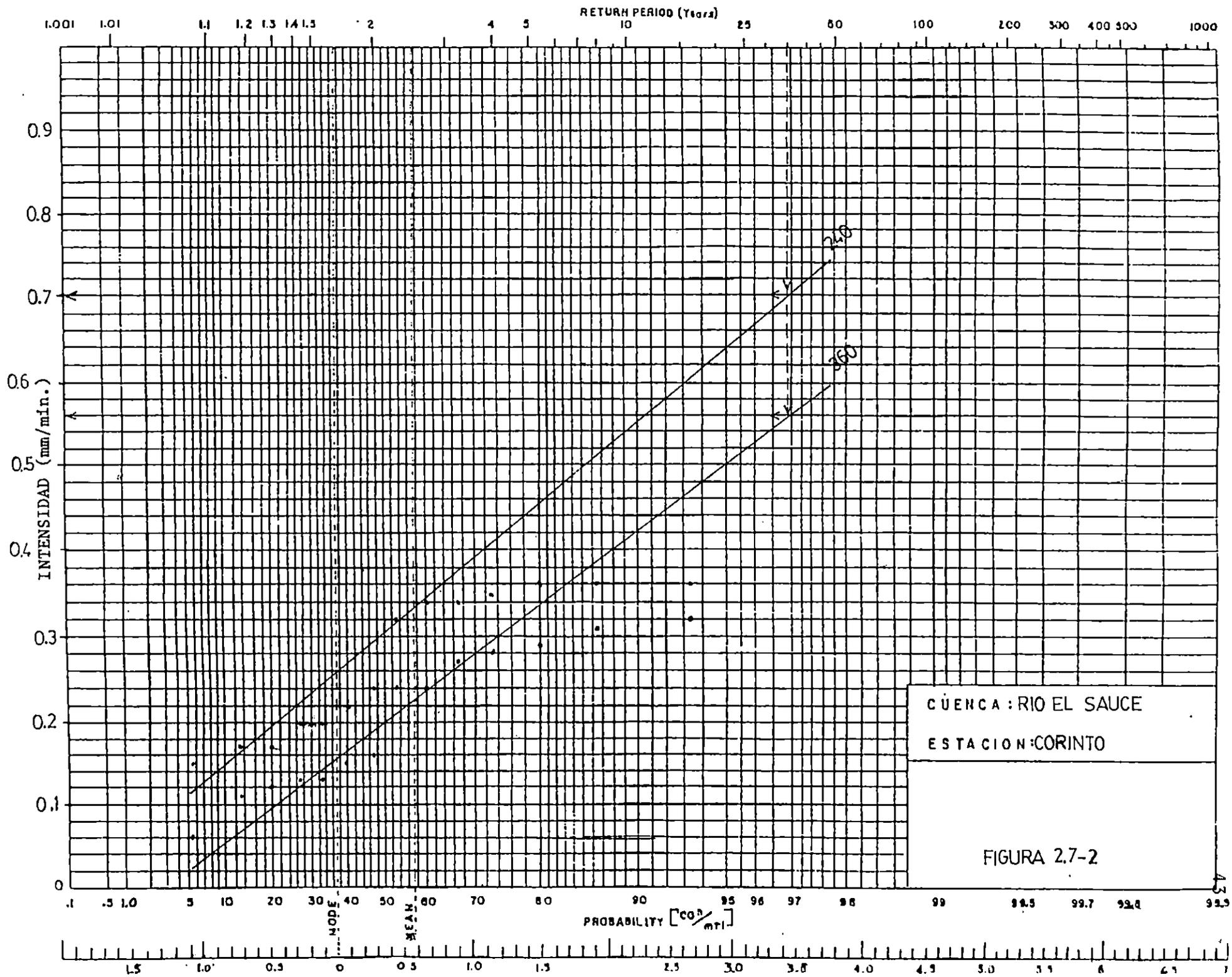
TABLA 2.7-6.

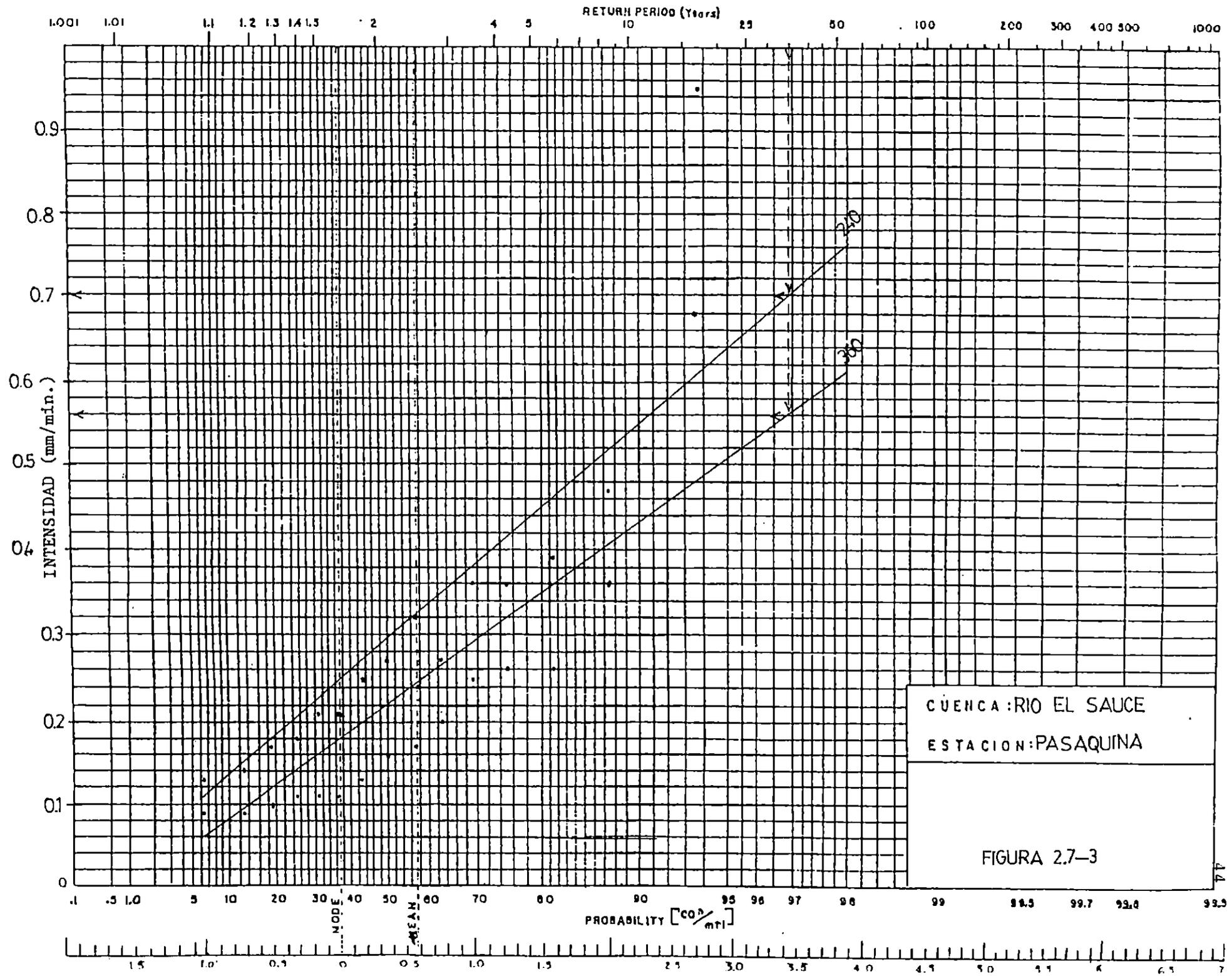
CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION DE PASAQUINA.

ESTACION PASAQUINA			INDICE : N-12	
POSICION	INTENSIDADES		PROBALIDAD DE OCURRENCIA $F = a/(n+1)$ (%)	PROBALIDAD DE NO OCURRENCIA $F = 1 - F$ (%)
	240 min	360 min		
1	0.95	0.68	6.25	93.75
2	0.47	0.36	12.50	87.50
3	0.39	0.26	18.75	81.25
4	0.36	0.26	25.00	75.00
5	0.36	0.25	31.25	68.75
6	0.32	0.20	37.50	62.50
7	0.32	0.17	43.75	56.25
8	0.27	0.16	50.00	50.00
9	0.25	0.13	56.25	43.75
10	0.21	0.11	62.50	37.50
11	0.21	0.11	68.75	31.25
12	0.18	0.11	75.00	25.00
13	0.17	0.10	81.25	18.75
14	0.14	0.09	87.50	12.50
15	0.13	0.09	93.75	6.25









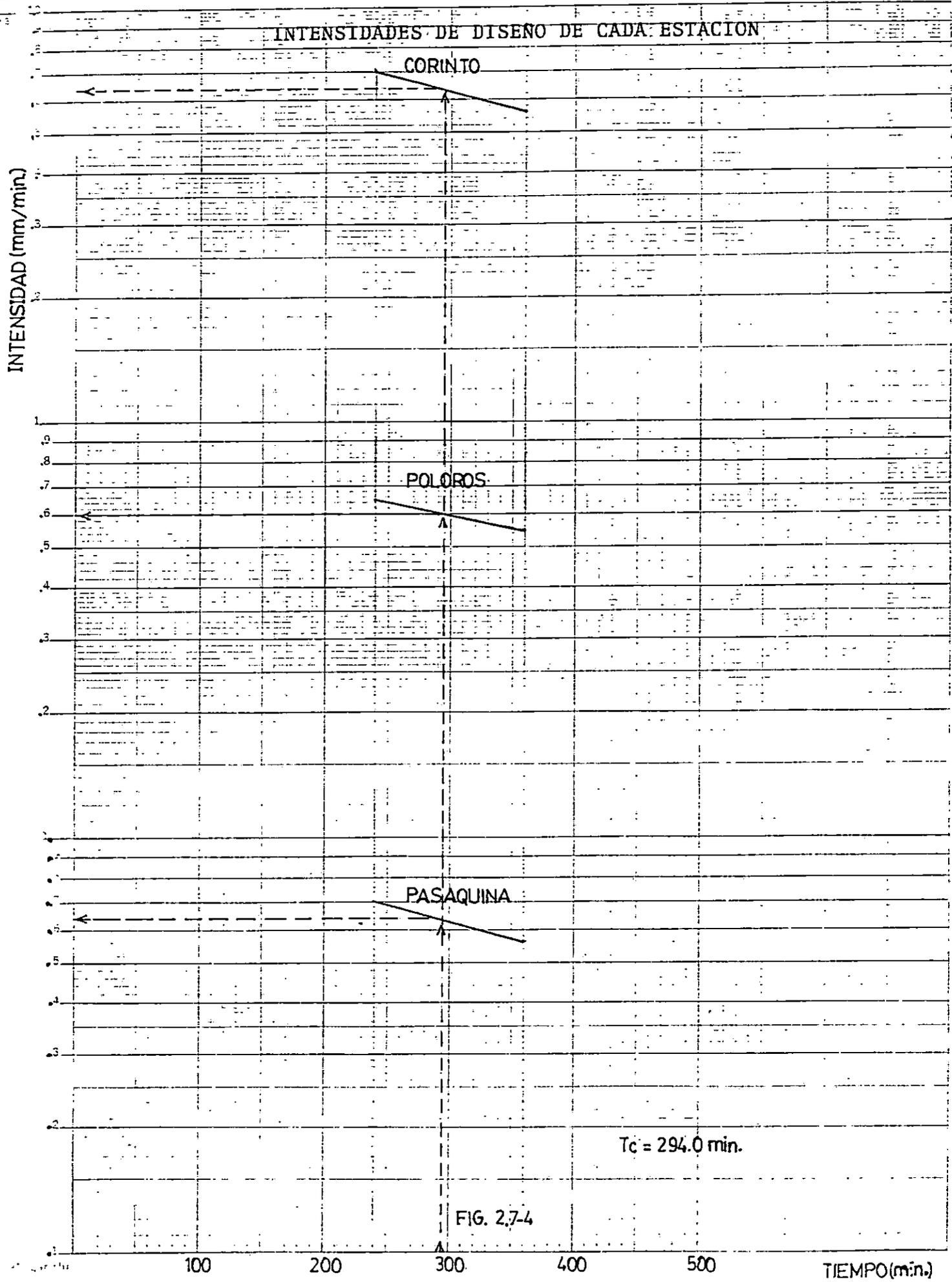


FIG. 2.7-4

DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO
(PERIODO DE RETORNO = 35 AÑOS)

ESTACION CORINTO		
Duración (min).	240	360
Intensidad (mm/min).	0.70	0.56
ESTACION POLOROS		
Duración (min).	240	360
Intensidad (mm/min).	0.65	0.55
ESTACION PASAQUINA		
Duración (min).	240	360
Intensidad (mm/min).	0.70	0.56

DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO

$$T_c = 294 \text{ min.}$$

ESTACION	INTENSIDAD (mm/min)
Corinto	0.64
Polorós	0.60
Pasaquina	0.64

2.8 CALCULO DE COEFICIENTES DE ESCORRENTIA.

Para el cálculo de dichos coeficientes por el método de Vente Chow, que consiste en utilizar un NOMOGRAMA como el de la figura 2.8-2 que correlaciona los factores más importantes como lo es: la Geología, Topografía y Vegetación existentes dentro de la cuenca.

Las zonas geológicas se extraen del Mapa Geológico de El Salvador, el de vegetación del Mapa de Vegetación Arbórea de El Salvador.

Las pendientes se pueden obtener un áreas determinadas ya sea delimitado por el tipo de suelo (permeabilidad) o tipo de vegetación, que va depender de la conveniencia por facilidad para la aplicación del método.

Por ejemplo: Para el cálculo del coeficiente en el área que delimita la zona de suelo permeable (A_1) como se muestra en la figura 2.8-1, encontramos la pendiente media en dicha área, tirando líneas rectas, como L_1 L_2 L_3 L_4 L_5 y L_6 desde los puntos más elevados a los más bajos que se observan de las curvas de nivel del cuadrante, después se encuentran las diferencias de nivel para cada línea como H_1 , H_2 H_3 H_4 H_5 y H_6 , luego se calculan las pendientes S_1 S_2 S_3 S_4 S_5 y S_6 y se obtiene la pendiente media que es la que utilizaremos, como

esta área permeable se encuentra en una vegetación de bosque irregular (matorrales) que pertenece a la línea N° 3 del Nomograma, luego en este extrapolamos el coeficiente de escorrentía como lo muestran los datos siguientes:

Geología	=	Suelo permeable
Topografía	=	$\bar{S}_1 = 21.85\%$
Vegetación	=	Bosque ligero (N° 3)
C_1	=	0.21 (extrapolado)

Y así sucesivamente obtenemos el resto de coeficientes como se muestran en la tabla 2.8-1.

2.9 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO.

El caudal máximo resulta de suma todos los caudales que proporciona cada área, que tiene su coeficiente de escorrentía y la intensidad de la lluvia de su respectiva área de influencia de la estación correspondiente, como muestra la siguiente ecuación:

$$Q = 16.67 CIA (1.9-1)$$

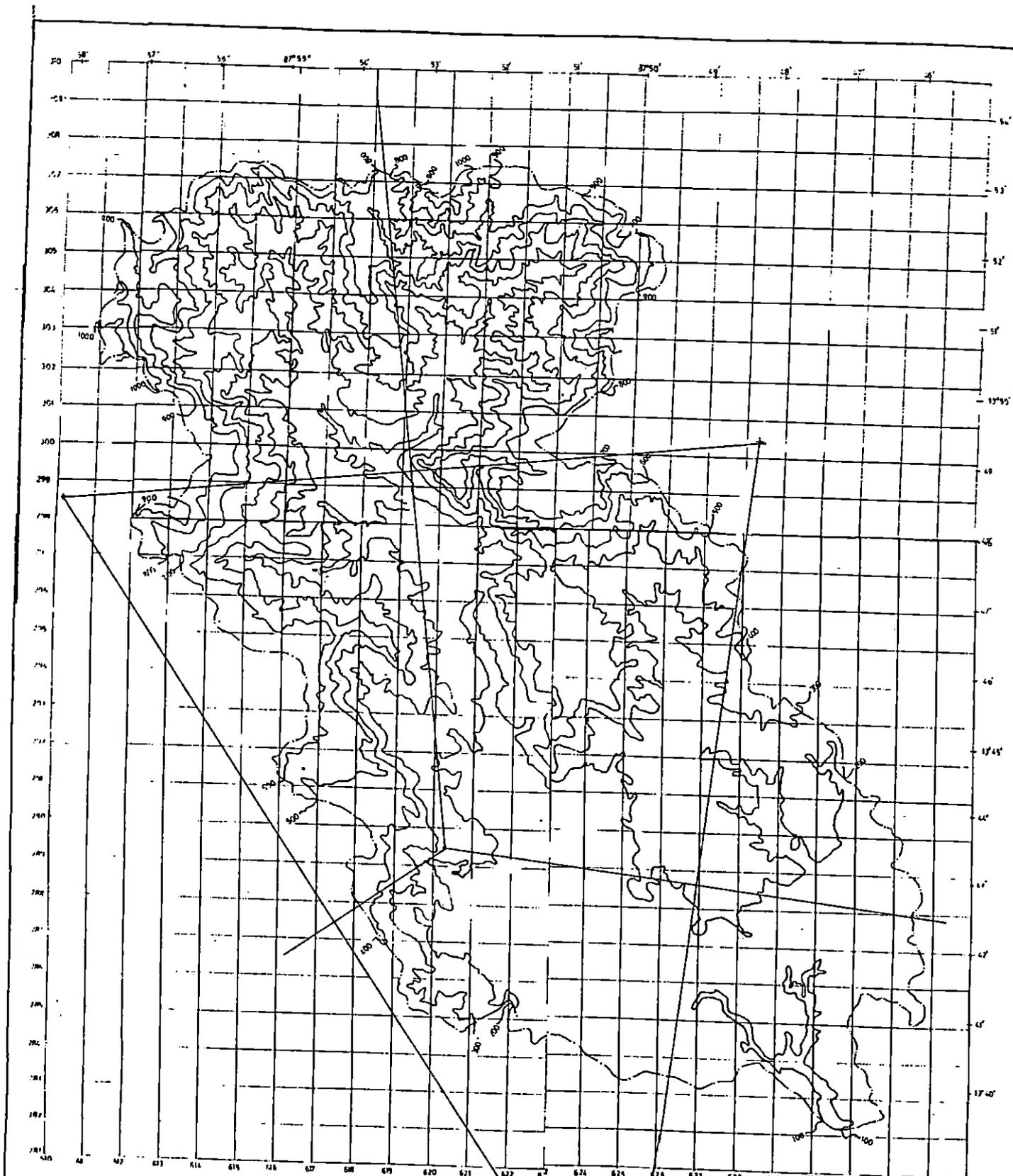
Donde:

$$Q = \text{Caudal en m}^3/\text{Seg.}$$

$$C = \text{Coeficiente de escorrentía (adimensional)}$$

$$I = \text{Intensidad de diseño en mm/min.}$$

$$A = \text{Area respectiva en Km}^2.$$



CUENCA DEL RIO EL SAUCE
 ESCALA 1:5000
 SIMBOLOGIA
 CURVA DE NIVEL
 PARTAGUA
 ESTACION

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACION, 1997
 PUENTE SAN JUAN SOBRE RIO EL SAUCE
 COORDINADOR: ING. ALBERTO FERNANDEZ GONZALEZ
 AUTORES: ING. EDWIN SANTIAGO FIGUEROA
 ING. WILHELYN TERAY
 PROSECTA: ROBERT ALEXANDER DOMINIA VILLALBA

TABLA 2.8-1

RESUMEN DE CALCULO DE LOS COEFICIENTES POR CHOW

LONGITUD (mts)	DIFERENCIA DE ELEVAC. (mts)	PENDIENTE (Z)	PENDIENTE MEDIA (Z)	VEGETACION	GEOLOGIA	COEFICIENTE (ADIMENSIONAL)	AREA (Km ²)
L ₁ = 950 L ₂ = 1050 L ₃ = 1750 L ₄ = 2000 L ₅ = 1500 L ₆ = 750	150 250 240 380 480 180	S ₁ = 15.75 S ₂ = 23.81 S ₃ = 16.57 S ₄ = 19.0 S ₅ = 32.0 S ₆ = 24.0	S ₂ = 21.85	Bosque Irregular (Matorral)	Suelo Permeable	C ₁ = 0.27	A ₁ = 10.61
L ₇ = 2950 L ₈ = 2000 L ₉ = 4000 L ₁₀ = 2400	270 320 320 120	S ₇ = 9.15 S ₈ = 16.0 S ₉ = 8.0 S ₁₀ = 5.01	S ₂ = 9.54	Bosque Irregular (Matorral)	Suelo Semipermeable	C ₂ = 0.43	A ₂ = 11.85
L ₁₁ = 2550 L ₁₂ = 3400 L ₁₃ = 4150 L ₁₄ = 2550 L ₁₅ = 2050 L ₁₆ = 2850 L ₁₇ = 3450 L ₁₈ = 1250	520 520 620 320 504 504 504 104	S ₁₁ = 20.84 S ₁₂ = 15.23 S ₁₃ = 14.94 S ₁₄ = 12.55 S ₁₅ = 24.58 S ₁₆ = 17.68 S ₁₇ = 14.61 S ₁₈ = 8.32	S ₃ = 16.05	Bosque Irregular Matorral	Suelo Semipermeable	C ₃ = 0.45	A ₃ = 26.38
L ₁₉ = 5250 L ₂₀ = 4100 L ₂₁ = 4700 L ₂₂ = 7750 L ₂₃ = 9250 L ₂₄ = 10450	520 620 620 640 700 755	S ₁₉ = 9.90 S ₂₀ = 15.12 S ₂₁ = 13.19 S ₂₂ = 8.25 S ₂₃ = 7.57 S ₂₄ = 7.22	S ₄ = 10.21	Ligera (Pasto)	Suelo Semipermeable	C ₄ = 0.48	A ₄ = 105.84
L ₂₅ = 12600 L ₂₆ = 11750 L ₂₇ = 14450 L ₂₈ = 14500 L ₂₉ = 11300	590 600 660 660 560	S ₂₅ = 4.68 S ₂₆ = 5.11 S ₂₇ = 4.57 S ₂₈ = 4.55 S ₂₉ = 4.96	S ₅ = 4.77	Bosque Irregular Matorral	Suelo Semipermeable	C ₅ = 0.40	A ₅ = 7.03
				Ligera (Pasto)	Suelo Semipermeable	C ₆ = 0.45	A ₆ = 117.29
L ₃₀ = 7750 L ₃₁ = 9250	260 260	S ₃₀ = 3.35 S ₃₁ = 2.81	S ₇ = 3.1	Ligero (Pasto)	Suelo Semipermeable	C ₇ = 0.44	A ₇ = 34.70
L ₃₂ = 1650 L ₃₃ = 1150	200 150	S ₃₂ = 12.12 S ₃₃ = 13.0	S ₈ = 12.58	Bosque Denso	Suelo Semipermeable	C ₈ = 0.37	A ₈ = 1.35

Continuando con el mismo ejemplo anterior obtenemos al caudal para el área uno; como muestran los datos siguientes:

$$A_1 = 10.61 \text{ Km}^2$$

$$C_1 = 0.27$$

$$I = 0.50 \text{ mm/min (estación Polorós)}$$

$$Q_1 = 16.67 * 0.27 * 0.50 * 10.61$$

$$Q_1 = 23.87 \text{ m}^3/\text{Seg.}$$

Y así sucesivamente se calcula el resto de caudales como lo muestra la tabla 2.9-1.

TABLA 2.9-1.

RESUMEN DE CALCULO DE LOS CAUDALES PARA CADA AREA.

Nº	COEFICIENTE DE ESCORR.	INTENSIDAD (mm/min)	AREA (Km ²)	CAUDAL (M ³ /Seg.)
1	0.27	0.60	10.61	28.65
2	0.43	0.60	11.85	50.96
3	0.45	0.60	26.38	118.73
4	0.48	0.64	105.38	539.65
5	0.40	0.60	7.03	28.12
6	0.45	0.60	117.29	527.91
7	0.44	0.64	34.70	162.89
8	0.37	0.60	1.85	6.85
				1463.76

Observando el resultado obtenido del caudal máximo, por conservación en las células se aproximará a un caudal igual a 1500 m³/seg.

2.10 CURVA DE DESCARGA NATURAL

Para encontrar el nivel máximo que el agua alcanzará en función al caudal de diseño que hemos encontrado (1500m³/seg), se logra a través de la curva de descarga natural.

En los fluidos la pérdida de energía debido a los efectos de fricción por unidad de peso del fluido "hf", a lo largo de una longitud "L" nos resulta la pendiente de fricción del río que es $S_f = hf/L$.

Para encontrar la velocidad del río es a través de la ecuación de Manning.

$$V = \frac{R_h^{2/3} S_f^{1/2}}{n} \quad (2.10-1)$$

de continuidad $Q = VA$ la ecuación de manning se transforma en:

$$Q = \frac{A R_h^{2/3} S_f^{1/2}}{n} \quad (2.10-2)$$

donde:

- Q = Caudal del río en m³/seg.
- A = Sección transversal del río en mt².
- R_h = Radio hidráulico en mts.
- S_f = Pendiente del fondo del río %.
- n = Coeficiente de rugosidad (adimensional).

La ecuación de Manning es válida para "flujo completamente turbulento" para el cual el factor de fricción de Darcy "f" es independiente del número de Reynolds "Re". Henderson (1966) sugiere el siguiente criterio para flujo completamente turbulento, válida para unidades del SI.

$$n^6 R_h S_f \geq 1.1 \times 10^{13} \quad (1.10-3)$$

En la tabla (2.10-1) se muestran ciertos coeficientes de rugosidad para varias superficies de canales abiertos.

TABLA 2.10-1

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING.

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD TIPI CO.
Concreto	0.012
Fondos de grava con lados de:	
- Concreto	0.020
- Piedra	0.023
Canales naturales:	
- Limpios y rectos	0.030
- Limpios y curvos	0.040
- Curvos con hierbas	0.050
- Con matorrales y árboles	0.100
Planicies de inundación:	
- Pastos	0.035
- Cultivos	0.040
- Hierbas y pequeños matorrales	0.050
- Matorral denso	0.070
Arboles densos	0.100

FUENTE: Chow, 1959.

Donde el que se ajusta para ríos, es de canales naturales limpios y curvos con un $n = 0.04$, que es el que utilizaremos en el estudio.

La pendiente del suelo del río se calcula midiendo la longitud de los puntos más bajos por donde circula el agua, posteriormente encontramos la diferencia de altura de la distancia medida, todo esto de las curvas de nivel que se encontraron en la cuadrícula del levantamiento topográfico, como se muestra en la figura 2.10-1, donde se obtuvo los siguientes datos:

$$h = 1.61 \text{ mts.}$$

$$L = 83.0 \text{ mts.}$$

$$\text{Luego: } Sf = \frac{1.61 \text{ mts.}}{83.0 \text{ mts.}} \times 100\%$$

$$Sf = 1.94\%$$

Como sabemos que de la ecuación (2.10-2) se puede igualar el factor hidráulico con el factor geométrico, como se muestra.

$$\frac{Qn}{Sf^{1/2}} = Arh^{2/3} \quad (2.10-4)$$

Después de manejar varios criterios ingenieriles se llegó a la conclusión que el ancho del puente será de 39.2 metros, que se obtiene del área hidráulica necesaria y en donde se encuentra el eje del puente y desde luego la sección

transversal en estudio del margen de 2 metros más entre la parte inferior de la viga y el nivel máximo por el arrastre de árboles grandes. Río, como se muestra en el plano anexo del perfil del puente.

Luego con estos elementos definidos se prosigue a encontrar los puntos (pares ordenados) para graficar la curva de descarga natural, se logra encontrando un caudal para una altura de nivel del agua, donde tenemos en el eje de las abscisas el caudal y en las ordenadas el nivel del agua. Un resumen del cálculo se muestra en la tabla (2.10-2), para diferencia de nivel a cada 0.50 mts.

La gráfica de descarga natural, queda como se muestra en la figura 2.10-1. Luego para encontrar el nivel del agua de diseño se hace extrapolando del caudal de diseño (1500 m^3/seg), de la curva de descarga natural y se encuentra un nivel de agua igual a 7.15 mts; dándole unos 2.0 mts. más por seguridad de arrastres de árboles u otros objetos por el río donde nos queda una altura desde el punto más bajo del suelo del río de 9.15 mts. hasta el rostro inferior de la viga.

En el cálculo del factor geométrico no se consideró los efectos que produce la pila central, es poco significativo ya que lo absorbe los 2.0 metros de seguridad que se le dio al nivel del agua encontrado.

TABLA 2.10-2

RESUMEN DE CALCULO DEL FACTOR GEOMETRICO

HIVEL DEL AGUA (mts)	AREA (mts)	P.A. (mts)	$Rh = \frac{A}{P.A.}$	$A Rh^{2/3}$	$Q = 3.482 A Rh^{2/3}$ (M ³ /Seg).
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.7	4.3	10.9	0.40	2.36	8.21
1.2	11.0	15.0	0.74	8.96	31.29
1.7	18.3	16.3	1.12	19.77	61.83
2.4	29.6	18.2	1.63	40.93	142.52
3.2	49.0	27.9	1.80	71.32	248.34
3.7	59.9	30.0	2.00	95.11	331.18
4.2	75.1	33.5	2.24	128.64	447.93
4.7	91.0	38.0	2.39	162.73	566.59
5.2	106.0	39.1	2.71	206.10	717.66
5.7	123.6	42.5	2.91	252.00	877.50
6.2	142.0	44.6	3.18	307.13	1069.45
6.7	161.0	45.9	3.51	371.68	1294.22
7.2	180.0	46.9	3.84	441.24	1536.44
7.7	199.0	47.9	4.15	514.28	1790.77
8.2	218.0	48.9	4.46	590.50	2056.18
8.7	237.0	49.9	4.75	669.65	2331.79
9.2	256.0	50.9	5.03	751.79	2616.79

Nota $\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{(0.0194)^{1/2}}{0.04} = 3.482$

Luego:

$$Q = 3.482 A Rh^{2/3}$$

CURVA DE DESCARGA NATURAL

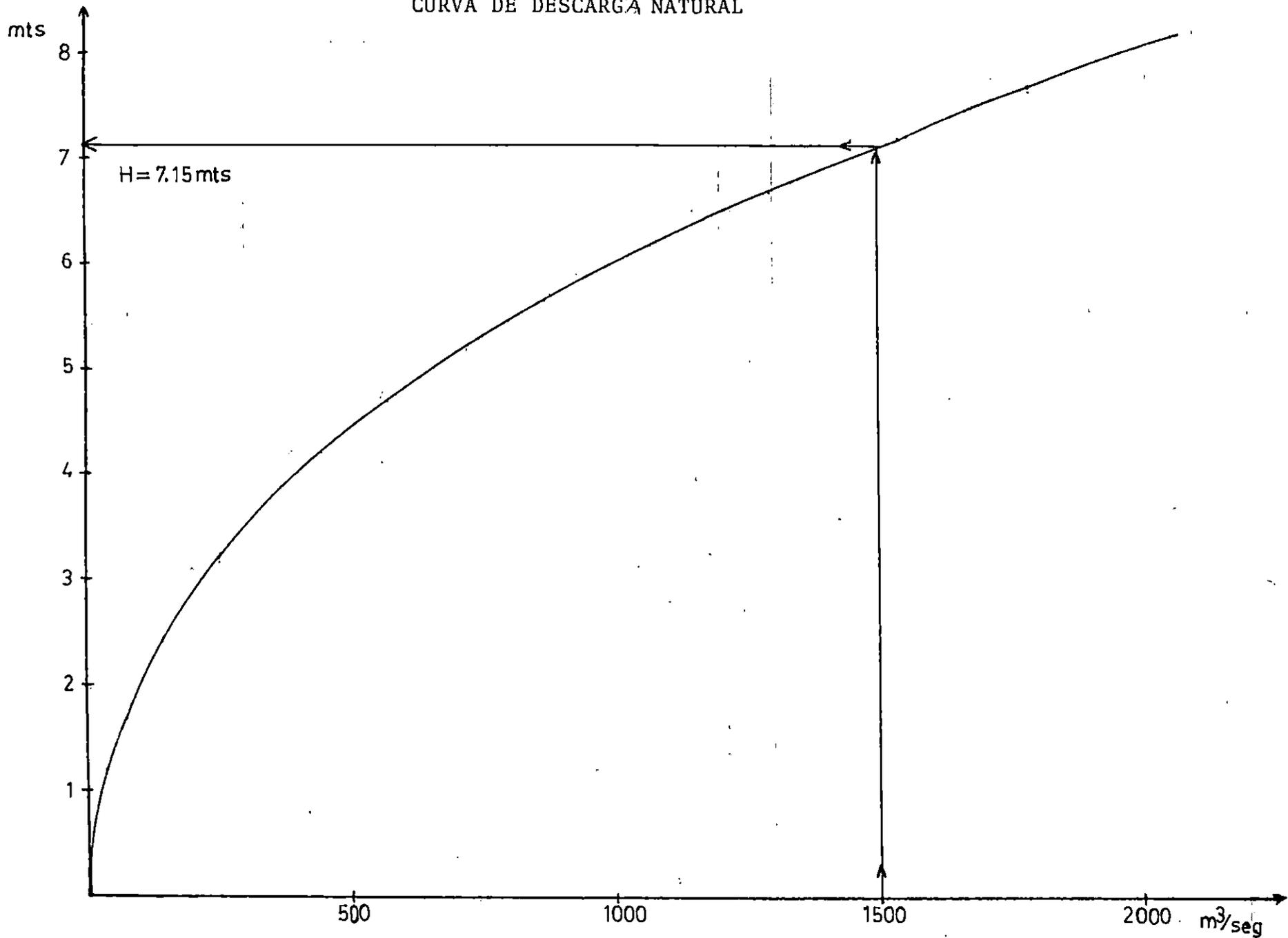


FIG. 2.7.6

CAPITULO III

CONCEPTOS BASICOS SOBRE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO Y REFORZADO

3.1 MATERIALES.

Las estructuras y sus miembros componentes a que se hará referencia, son de concreto presforzado con tendones de acero. También considerará el empleo de elementos con refuerzo convencional, no presforzados, para diversos propósitos. Aunque las características generales de los materiales son bien conocidas por los estudiantes de Ingeniería Civil y los Ingenieros en la práctica, algunas propiedades especiales son de gran importancia en el diseño de concreto presforzado. En realidad, fue la no consideración de algunas de estas propiedades especiales la que provocó la falta de éxito en los primeros esfuerzos en concreto presforzado. Por ejemplo, fue sólo hasta después que Freyssinet estableció la importancia de la dependencia del tiempo de la contracción y el escurrimiento plástico del concreto que se pudieron construir con éxito estructuras de concreto presforzado.

El uso de acero de muy alta resistencia para el

presfuerzo es necesario para razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferente de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto. Adicionalmente a su alta resistencia, el proyectista debe tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido y otras características de gran importancia técnica.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no presforzadas, también desempeñan un papel importante dentro de la construcción presforzada. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario, y para otros fines.

El concreto empleado en miembros presforzados es normalmente de resistencia más alta que el de las estructuras no presforzadas. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deberán tomarse en cuenta en el diseño y la característica de dependencia del tiempo asume una crucial importancia.

3.1.1 IMPORTANCIA DEL ACERO DE ALTA RESISTENCIA.

La razón para el fracaso de la mayoría de los primeros intentos en concreto presforzado fue la falla de emplear

aceros con inadecuado nivel de esfuerzo-deformación. Los cambios de longitud, función del tiempo, ocasionados por la contracción y el escurrimiento plástico del concreto, fueron de tal magnitud que eliminaron el presfuerzo en el acero.

A. Alambres Redondos.

Los alambres redondos que se usan en la construcción de concreto presforzado postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal de que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A421, "Alambres sin Revestimiento, Relevados de Esfuerzo, para Concreto Presforzado".

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 3.1.1 en dos tipos. El alambre tipo BA se usa en aplicaciones para las que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón) y el tipo WA se usa para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no se encuentra involucrada ninguna deformación de extremo del alambre en frío.

Tabla 3.1.1. Propiedades de Alambres sin Revestimiento Relevados de Esfuerzo (ASTMA421).

Diámetro nominal pulg. (mm)	Mínima resistencia de Tensión lb/pulg ² (N/mm ²).		Mínimo Esfuerzo para una Elongación de 1% Lb/pulg ² (N/mm ²)	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0.192(4.88)	a	250,000(1725)	a	200,000(1380)
0.196(4.98)	240,000(1655)	250,000(1725)	192,000(1325)	200,000(1380)
0.250(6.35)	240,000(1655)	240,000(1655)	192,000(1325)	192,000(1325)
0.276(7.01)	a	235,000(1622)	a	188,000(1295)

a. Estos tamaños no se suministran comúnmente para el alambre Tipo BA.

B. Cable Trenzado.

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la Especificación ASTM A 416, "Cable Trenzado, Sin Revestimiento, de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, para Concreto Presforzado". Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable.

Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.250 pulgadas hasta 0.600 pulg. de diámetro,

tal como se muestra en la Tabla 3.1.2. Se fabrican dos grados; el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 y 270,000 Lb/pulg². (1720 y 1860 N/mm²) respectivamente, estando éstas basadas en el área nominal del cable.

Tabla 3.1.2. Propiedades del Cable de Siete Alambres sin Revestimiento (ASTM A416).

Diámetro Nominal Pulg.(mm).	Resistencia a la Ruptura Lb(kN).	Area Nominal del Cable Pulg ² (mm ²).	Carga Mínima para una Elongación de 1% Lb (kN).
<u>GRADO 250</u>			
0.250(6.35)	9,000(40.0)	0.036(23.22)	7,650(34.0)
0.313(7.94)	14,500(64.5)	0.058(37.42)	12,300(54.7)
0.375(9.53)	20,000(89.0)	0.080(51.61)	17,000(75.6)
0.438(11.11)	27,000(120.1)	0.108(69.68)	23,000(102.3)
0.500(12.70)	36,000(160.1)	0.144(92.90)	30,600(136.2)
0.600(15.24)	54,000(240.2)	0.216(139.35)	45,900(204.2)
<u>GRADO 270</u>			
0.375(9.53)	23,000(102.3)	0.085(54.84)	19,550(87.0)
0.438(11.11)	31,000(137.0)	0.115(74.19)	26,350(117.2)
0.500(12.70)	41,300(183.7)	0.153(98.71)	35,100(156.1)
0.600(15.24)	58,600(260.7)	0.217(140.00)	49,800(221.5)

C. Varillas de Acero de Aleación.

En el caso de varillas de aleación, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Las

varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la Especificación ASTM A722, "Varillas de Acero de Alta Resistencia, sin Revestimiento, Para Concreto Presforzado".

Tabla 3.1.3. Propiedades de las Varillas de Acero de Aleación.

Diámetro Nominal Pulg. (mm).	Area Nominal de la Varilla Pulg ² . (mm ²).	Resistencia a la Ruptura Lb (kN).	Mínima carga para una Elongación de 0.7% Lb(kN).
GRADO 145			
1/2 (12.70)	0.196(127)	28,000(125)	25,000(111)
5/8 (15.88)	0.307(198)	45,000(200)	40,000(178)
3/4 (19.05)	0.442(285)	64,000(285)	58,000(258)
7/8 (22.23)	0.601(388)	87,000(387)	78,000(347)
1 (25.40)	0.785(507)	114,000(507)	102,000(454)
1 1/8 (28.58)	0.994(642)	144,000(641)	129,000(574)
1 1/4 (31.75)	1.227(792)	178,000(792)	160,000(712)
1 3/8 (34.93)	1.485(958)	215,000(957)	193,000(859)
GRADO 160			
1/2 (12.70)	0.196(127)	31,000(138)	27,000(120)
5/8 (15.88)	0.307(198)	49,000(218)	43,000(191)
3/4 (19.05)	0.442(285)	71,000(316)	62,000(276)
7/8 (22.23)	0.601(388)	96,000(427)	84,000(374)
1 (25.40)	0.785(507)	126,000(561)	110,000(490)
1 1/8 (28.58)	0.994(642)	159,000(708)	139,000(619)
1 1/4 (31.75)	1.227(792)	196,000(872)	172,000(765)
1 3/8 (34.93)	1.485(958)	238,000(1059)	208,000(926)

3.1.2 PROPIEDADES DE ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.

La mayoría de las propiedades mecánicas de los aceros que son de interés para los Ingenieros de diseño se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo-deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

Resulta instructivo comparar, en términos generales, las curvas de esfuerzo-deformación a tensión de varillas de refuerzo ordinarias con las de aceros típicos para el presfuerzo, tal como se hace en la Fig. 3.1.1. Las diferencias más notables son el mucho más elevado límite elástico proporcional y la resistencia disponible en alambres redondos y en varillas de aleación usadas como presfuerzos, y la substancialmente más baja ductibilidad.

En el acero de refuerzo ordinario, tipificado aquí mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia marcadamente definido, más allá del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se incrementa la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación,

durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande de alrededor del 13 por ciento para varillas del grado 60 y del 20 por ciento para varillas del grado 40. Curvas de esfuerzo deformación para varillas de acero de refuerzo más detalladas se muestran en la Fig. 3.1.2 y Tabla 3.1.4.

Tabla 3.1.4. Refuerzo Corriente, no para el Presfuerzo.

TIPO	GRADO O TAMAÑO	MINIMA RESISTENCIA ESPECIFICADA PARA LA FLUENCIA Lb/Pulg ² (N/mm ²)	RESISTENCIA A LA TENSION Lb/Pulg ² (N/mm ²).
Acero, lingote y varillas de acero de Ejes.	40	40,000 (276)	70,000 (483)
	60	60,000 (414)	90,000 (621)
Varillas de acero de Rieles.	50	50,000 (345)	80,000 (552)
Alambre estirado en frío.	60	70,000 (483)	80,000 (552)
Malla de Alambre soldada.	W 1.2 ó mayor	65,000 (448)	75,000 (517)
	Menor que W 1.2	56,000 (386)	70,000 (483)

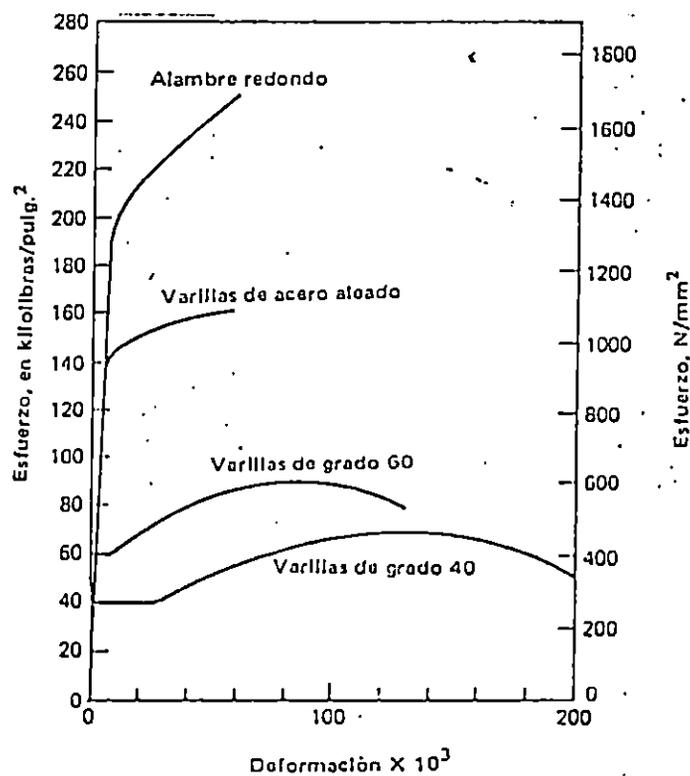


Figura 3.1.1 Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo.

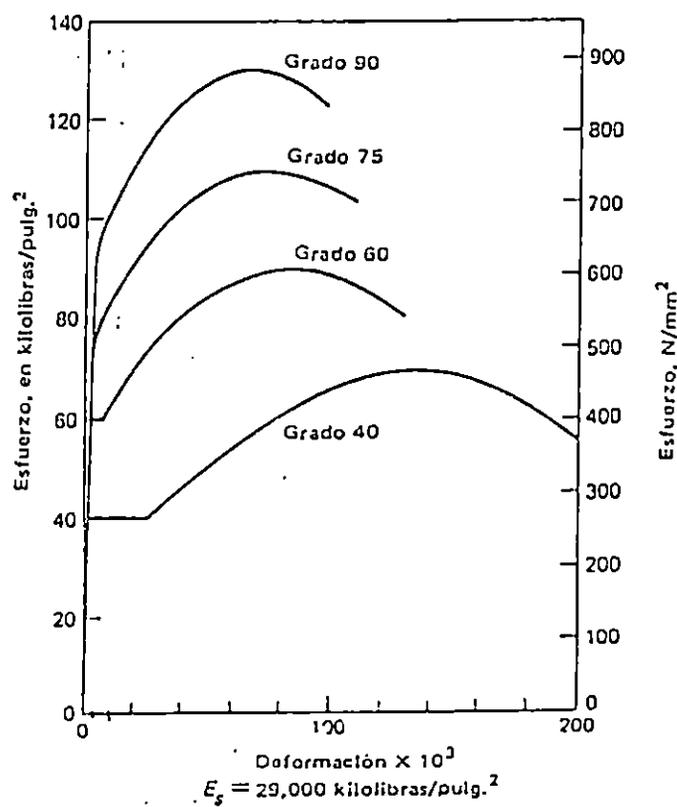
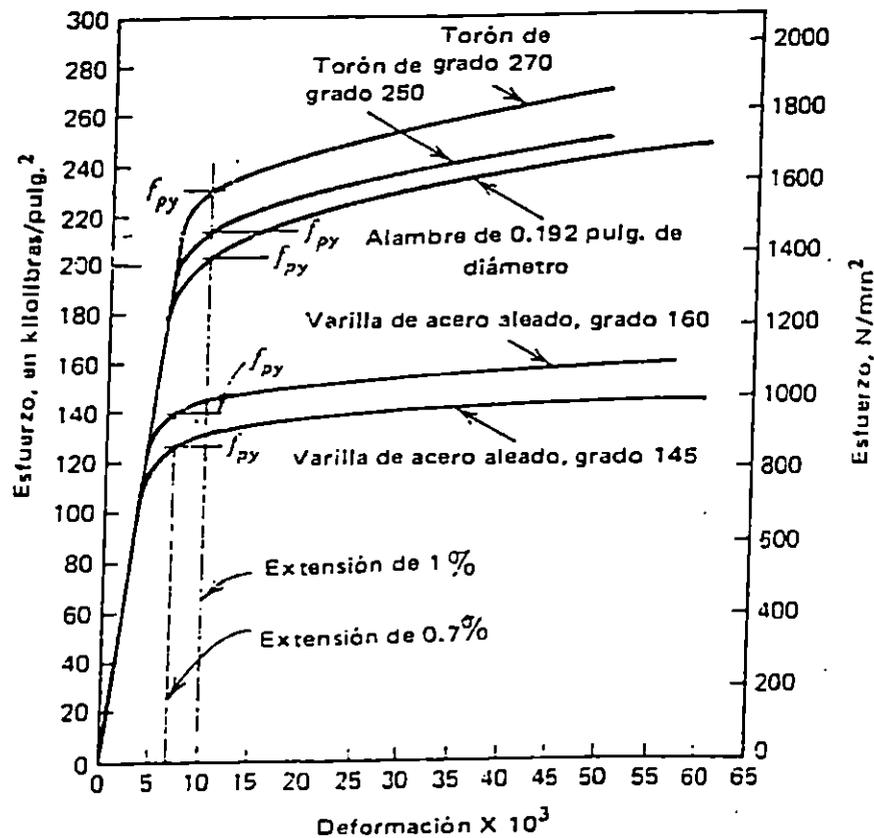


Figura 3.1.2 Curva de esfuerzo-deformación típicas para varillas de refuerzo corrientes.

Ante la ausencia de un esfuerzo de fluencia bien definido para los aceros de presfuerzo de todos los tipos, es necesario adoptar definiciones arbitrarias para la fluencia. Para alambres y cables el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo al cual corresponde una deformación de 1 por ciento. Para varillas de aleación, el esfuerzo de fluencia se toma como aquel que produce una deformación de 0.7 por ciento. Estos valores se muestran en la Fig. 3.1.3.



para los alambres $E_p \approx 29,000$ kilolibras/pulg.²
 para los torones $E_p \approx 27,000$ kilolibras/pulg.²
 para las varillas $E_p \approx 27,000$ kilolibras/pulg.²

Figura 3.1.3 Curvas de Esfuerzo-Deformación Típicas para Aceros de Presfuerzo.

3.1.2 TIPOS DE CONCRETO.

Por muchas razones el concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo. Se logran ahorros significativos en carga muerta, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el presfuerzo.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debida al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por escurrimiento plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores. Los elevados esfuerzos de aplastamiento que existen en las inmediaciones de los anclajes y se pueden reducir el tamaño y el costo de los dispositivos de anclaje. En el caso de los elementos

pretensados, una mayor adherencia resulta en una reducción de la longitud de desarrollo requerida para transmitir la fuerza pretensora de los cables al concreto. Finalmente, un concreto de alta resistencia a la compresión, tiene también una mayor resistencia a la tensión, de tal manera que se disminuye la formación de grietas debidas a la flexión y a la tensión diagonal.

En la práctica actual, se especifican comúnmente resistencias a la compresión entre los 4000 y 6000Lb/pulg.² (28 y 41 N/mm²) para los miembros de concreto presforzado, aunque se ha llegado a emplear resistencias hasta de 10000 Lb/pulg.² (69 N/mm²). Debe enfatizarse sin embargo, que la resistencia del concreto supuesta en los cálculos del diseño y especificada, deberá de lograrse con certeza, ya que los altos esfuerzos debidos a la fuerza pretensora ocurren realmente.

El concreto es útil principalmente en compresión y en las secciones que rigen el diseño de los miembros, está sujeto a un estado de esfuerzos que es aproximadamente uniaxial. Consecuentemente la curva de esfuerzo-deformación uniaxial es de fundamental interés.

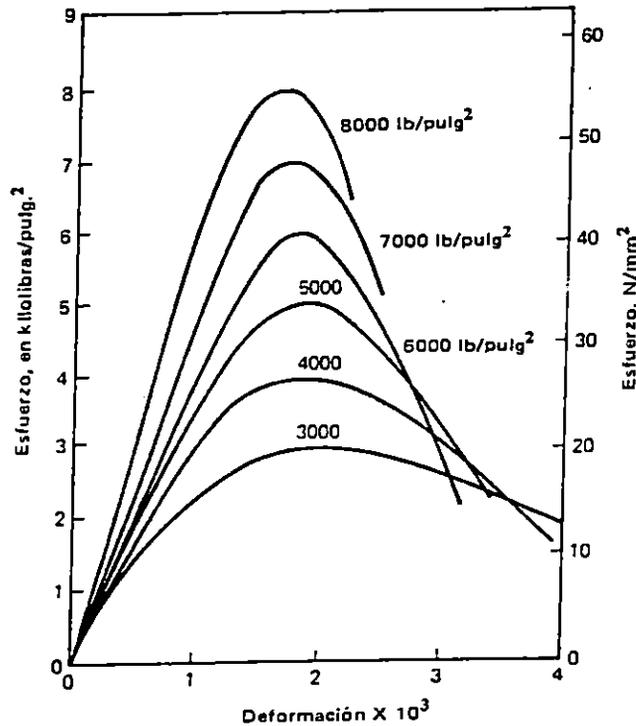


Fig. 3.1.4. Curva de Esfuerzo-Deformación típicas para concreto sujeto a compresión uniaxial.

Tal curva se obtiene cargando cilindros estándar paralelamente a sus ejes a velocidades prescritas. La figura 3.1.4 muestra un juego típico de tales curvas. Todas estas curvas tienen una forma similar. La respuesta es razonablemente elástica para cargas menores que más o menos la mitad de la máxima. Los concretos de más alta resistencia tienen más alto módulo de elasticidad, el cual se mide mediante la pendiente de la curva en el origen. Además deberá notarse que los concretos de más alta resistencia son más frágiles, esto es, ellos se fracturan a una deformación menor que a la que se fracturan los concretos de más baja resistencia. De acuerdo con la práctica actual en el diseño, la deformación límite para compresión uniaxial se toma como 0.003. Esto es completamente justificable para concretos que

tengan una resistencia a la compresión de 6000 Lb/pulg.² o menos (41 N/mm²), pero está algo fuera del lado conservador para materiales de mayor resistencia. Todas las curvas alcanzan su máximo esfuerzo a una deformación de más o menos 0.002.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan al módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Puede calcularse con razonable aproximación mediante una ecuación propuesta por Pauw y que se encuentra incluida en el Código del Instituto Americano del Concreto:

$$E_c = 33w^{3/2} \sqrt{f'_c} \quad (3.1.1)$$

En la cual w es el peso unitario del concreto endurecido en Lb/pie³, f'_c es la resistencia a la compresión cilíndrica en Lb/pulg.² y E_c está dado en Lb/pulg.². La ecuación (3.1.1) se obtuvo probando concretos estructurales con valores de w que varían de 90 a 155 Lb/pie³. Para concretos de peso normal con w de 145 lb/pie³ se obtiene aproximadamente:

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

En todos los tipos de construcción presforzada, pero particularmente en miembros producidos en plantas de

pretensado, se siguen métodos especiales para garantizar el desarrollo rápido de la resistencia a la compresión. Entre éstos se incluyen el empleo de la fabricación del concreto de Cemento Portland de alta resistencia y fraguado rápido (Tipo III) en lugar del cemento Portland ordinario (Tipo I) y el uso de curado a vapor.

3.2 ESPECIFICACIONES AASHTO.

3.2.1 INTRODUCCION.

El conocimiento de las especificaciones que rigen el diseño de puentes es el primer paso que debe darse al estudiar tales estructuras, puesto que en ellas se definen claramente las cargas máximas por aplicarse para propósitos del diseño, así también su distribución, valores de impacto, alturas límites, propiedades de los materiales y otros datos específicos de diseño.

Las especificaciones se dividen en dos partes: CONSTRUCCION Y DISEÑO. Debido a lo extenso que resultaría tratar ambas secciones y la importancia que tiene en nuestro trabajo en la parte de diseño, por tanto solo ésta será tratada en este trabajo.

De la parte de Diseño sólo se han tomado las primeras seis secciones. Se han omitido secciones de poca importancia en nuestro trabajo como serían: el diseño de estructuras de acero, madera, aluminio, etc.

A continuación se enunciarán las secciones que han sido consideradas:

1. Características Generales de Diseño
2. Cargas.
3. Distribución de Cargas.
4. Subestructuras y Muros de Retención.
5. Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado
6. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado

De cada sección se ha tratado de extraer los artículos de mayor importancia.

La secuencia y el título que aquí se presenten corresponderán a los establecidos en las especificaciones.

En la mayoría de los casos las fórmulas y unidades que aquí aparecen estarán de acuerdo al sistema MKS a no ser que esté establecido de otra manera.

3.2.2 CARACTERISTICAS GENERALES DE DISEÑO.

3.2.2.1 LOCALIZACION DEL PUENTE.

La selección de un paso favorable deberá considerarse en la determinación de la ruta preliminar para minimizar los costos de construcción, mantenimiento y reemplazo.

3.2.2.2 PUENTES EN VIAS FLUVIALES.

Estudios hidráulicos de la ubicación del puente son parte necesaria del diseño preliminar de un puente y los informes de tales estudios deberían incluir las partes aplicables del siguiente esquema:

a) Datos del Lugar:

1. Mapas, secciones transversales de la corriente, fotografías aéreas.
2. Datos completos de puentes existentes, incluyendo fechas de construcción y funcionamiento en pasadas inundaciones.
3. Marcas de las alturas máximas del agua con sus fechas de ocurrencia.
4. Información sobre arrastre y sobre la estabilidad del canal.
5. Factores que afecten las alturas del agua tal como niveles de otras corrientes, reservorios y obras para el control de las inundaciones.

b) Análisis Hidrológico e Hidráulico:

Este ya se desarrolló en el Capítulo II.

3.2.2.3 ESPACIAMIENTO DE PILAS Y ORIENTACION.

Las pilas deben estar localizadas de tal forma que reúnan los requisitos de distancia libres de navegación y para interferir lo menos posible con el flujo de agua durante las inundaciones. En general, las pilas deben estar localizadas paralelamente a la corriente.

3.2.2.4 ANCHURA DEL CAMINO.

La anchura del camino debe ser la distancia libre entre las partes inferiores de los cordones; si no se usan cordones, el ancho libre debe ser la menor distancia medida entre las caras más cercanas de la baranda del puente.

3.2.2.5 DISTANCIAS LIBRES.

Vehicular:

La distancia libre horizontal debe ser el ancho libre y la distancia libre vertical, la altura libre para el paso vehicular de tráfico.

3.2.2.6 CORDONES Y ACERAS.

La cara del cordón se define como la superficie vertical o inclinada del cordón que está del lado del camino. Las medidas horizontales del camino y el ancho del cordón se toman desde la parte inferior de la cara del cordón. Si se usan cordones de choque tendrán una anchura máxima de 9" (.229m).

La altura del cordón sobre el puente debe al menos igualar la anchura del cordón en el camino de acceso al puente. La altura de los cordones en puentes no deben ser menores de 8" (.203m) y de preferencia no mayor de 10" (.254m).

Cuando las aceras garanticen el paso peatonal sobre vías urbanas, deberán separarse del camino del puente usando un barandal de tránsito o mixto, tal como se muestra en la figura 3.2.1 de las especificaciones AASHTO.

3.2.2.7 BARANDALES.

Los barandales deben proporcionarse en los bordes de la estructura para la protección del tráfico y para la protección de los peatones, si los pasos peatonales son proporcionados.

BARANDAL DE TRANSITO

Generalidades:

El propósito principal de la baranda de tránsito es el de la contención del vehículo promedio que use la estructura, también debería considerarse la protección de los ocupantes del vehículo en una colisión con el barandal, la protección de otros vehículos cerca de la colisión y de vehículos o personas que estén cruzando el puente considerando la apariencia y libertad de visión de los vehículos que transiten por él.

Los materiales usados para la construcción de los barandales de tránsito pueden ser de concreto, metal, madera o su combinación.

Los barandales de tránsito deben presentar una cara lisa y continua del lado del tráfico, con los postes colocados detrás de la cara de la baranda. Es esencial, la continuidad estructural de los miembros de la baranda, incluyendo el anclaje de sus extremos. El sistema de barandales debe ser capaz de resistir las cargas aplicadas en cualquier posición.

Cargas y Geometría:

La parte más alta de una baranda que resista cargas de

Para barandales de tránsito, la máxima abertura libre vertical entre la baranda más baja y la superficie de referencia no debe exceder 17" (.432m) y la máxima abertura entre barandas sucesivas no debe exceder 15" (.381m). Para barandales peatonales y mixtos, la máxima abertura entre barandas sucesivas no debe pasar de 15" (.381m) y la máxima

Cuando la altura de la parte superior de la baranda excede 2'9" (.813m), la carga transversal total distribuida en los barandales de tránsito y postes debe incrementarse por el factor "C". Sin embargo, la máxima carga aplicada a cualquier elemento no debe exceder el valor de "P".

El elemento más bajo de un barandal de tránsito o mixto consistirá de un parapeto que tenga al menos (.457m) arriba de la superficie de referencia o de una baranda cuyo centro esté entre 15" y 20" (.381m - .503m) arriba de la superficie de referencia. La superficie del camino o la superficie de rodamiento es la superficie de referencia en el caso de un barandal de tránsito y la superficie del cordón o la acera misma es la superficie de referencia en el caso de un barandal mixto.

Esta altura se medirá desde la parte superior del cordón. En el caso de barandales mixtos, partir de la superficie del camino en el caso de los tránsito no debe estar a una altura menor que 2'3" (.686m) a

distancia libre entre la baranda más baja y la superficie de referencia no debe exceder 15" (.381m).

Las cargas transversales aplicadas sobre postes, iguales a P o CP deben distribuirse como se muestra en la figura 3.2.1, según las especificaciones AASHTO. Una carga igual a la mitad de la carga transversal sobre un poste será simultáneamente aplicada en forma longitudinal, dividiéndose entre no más de cuatro postes en una baranda de longitud continua. Cada poste de tránsito debe ser diseñado para resistir una carga interior aplicada en forma independiente e igual a un cuarto de la carga transversal de diseño de la baranda.

Los miembros de la baranda deben ser diseñados para un momento, debido a cargas concentradas, en el centro del panel y en los postes de $P'L/6$ donde P' es igual a P , $P/2$ ó $P/3$ y donde así se requiera, la modificada por el factor "C". Los pasamanos de los barandales mixtos deben ser diseñados para un momento en el centro del panel y en los postes de $0.1WL^2$. Donde L es el espaciamiento de los postes.

La fuerza transversal en muro-barrera y parapeto de concreto debe ser distribuida sobre una longitud de 5' (1.52m) en forma longitudinal.

Barandales diferentes a los de la figura 3.2.1, son permitidos si se respetan los requisitos de este artículo, excepto aquellos que han sido probados bajo pruebas de impacto y haya mostrado comportamiento satisfactorio.

Diseño:

Los barandales deben ser diseñados por el método elástico de los esfuerzos permisibles.

BARANDALES PEATONALES

Generalidades:

Los componentes de los barandales deben ser dimensionados de acuerdo con el tipo y volumen peatonal que se anticipe, tomando en cuenta la apariencia, la seguridad y la libertad de visión de los vehículos.

Los materiales para los barandales peatonales pueden ser concreto, metal, madera o su combinación.

Nota de la Figura 3.2.1:

Cargas de la izquierda aplicadas a las barandas.

Cargas de la derecha aplicadas a los postes.

Las formas de los miembros de los barandales son simplemente ilustrativas.

Nomenclatura:

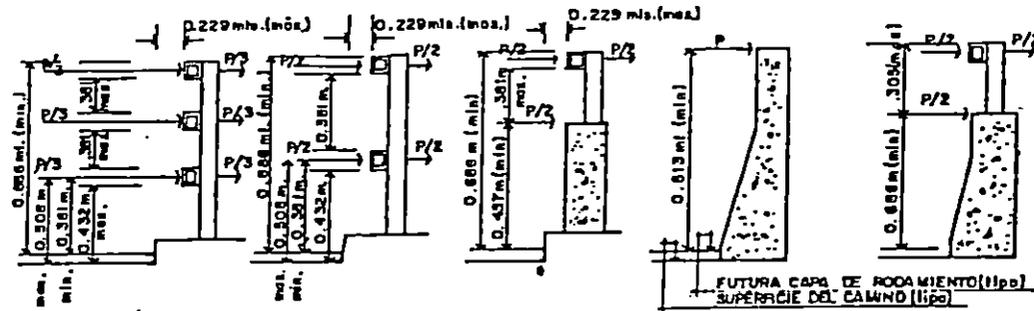
- P = Carga de diseño de tránsito = 10 kips (4545.5 Kg)
- h = Altura de la parte superior de la baranda más alta arriba de la superficie de referencia.
- L = Separación de postes (pies).
- w = Carga peatonal = 50 lbs/pie lineal (74.5 Kg/m).
- C = $1 + \frac{h - 33}{18} \geq 1$

Cargas y Geometría:

La altura mínima para barandales peatonales será de 3'6" (1.066m) medida desde la parte más alta del andén hasta la parte superior de la baranda más alta.

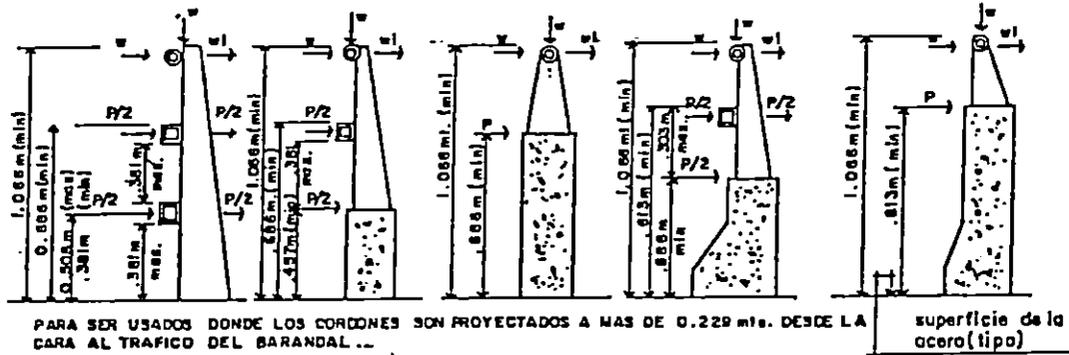
La carga mínima de diseño para barandales peatonales será de $w = 50$ lbs. por pie lineal (74.5 Kg/m) actuando de manera simultánea en forma vertical y horizontalmente sobre cada miembro longitudinal. Los miembros de la baranda localizados a más de 5'0" (1.24m) arriba del andén deben excluirse de estos requisitos.

Los postes deben ser diseñados para una carga transversal de w_1 actuando en el centro de gravedad de la baranda.



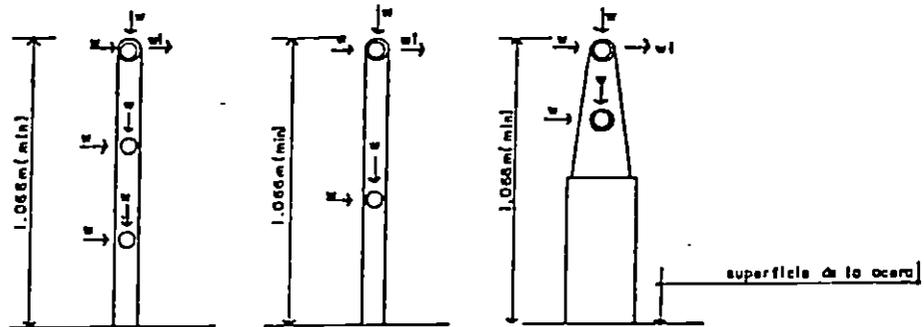
PARA SER USADOS DONDE NO SE USEN COROONES O CORDONES SON PROYECTADOS MENOS DE 0.229 mts. DE LA CARA AL TRAFICO DEL BARANDAL ...

BARANDAL DE TRAFICO



PARA SER USADOS DONDE LOS CORDONES SON PROYECTADOS A MAS DE 0.229 mts. DESDE LA CARA AL TRAFICO DEL BARANDAL ...

BARANDAL DE COMBINACION



PARA SER USADO ADYACENTE A LA ACERA CUANDO EL TRAFICO, DE LA CARRETERA ES REPARADO DE TRAFICO PEATONAL POR UN BARANDAL DE TRAFICO ...

BARANDAL PEATONAL

NOTAS :

- LAS CARGAS A LA IZQUIERDA SON APLICABLES A BARANDAS
- LAS CARGAS A LA DERECHA SON APLICABLES A POSTES
- LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE BARANDA SOLO SON ILUSTRADOS . CUALQUIER MATERIAL O COMBINACIONES DE MATERIALES LISTADOS EN EL ART. 1.1.9 (AASHTO) PUEDE SER USADO EN CUALQUIER COMBINACION ...

NOMENCLATURA :

- P = CARGA DE DISEÑO DE CARRETERA = 4.84 ton.
- h = ALTURA AL TOPE DE BARANDA POR ENCIMA DE LA SUPERFICIE DE REFERENCIA
- L = ESPACIAMIENTO ENTRE POSTES (mts.)
- w = CARGA PEATONAL = 74.46 kg por m. lineal
- $$c = \frac{1}{0.4872} \left(\frac{h}{0.8382} \right) \geq 1$$

FIG. 3.2.1. BARANDALES AASHTO

3.2.2.8 DRENAJE DEL CAMINO.

El drenaje transversal del camino deberá realizarse por medio de una corona adecuada en la superficie del camino y el drenaje longitudinal, por medio de una pendiente o comba. El flujo de agua cuesta abajo sobre la sección de la cuneta deberá ser interceptada y no permitírsele correr sobre el puente.

3.2.3 CARGAS

3.2.3.1 CARGAS.

Las cargas que deben considerarse para el diseño de una estructura incluyen:

Carga muerta, carga viva, impacto o efecto dinámico debido a la carga viva, cargas de viento, etc.

Otras fuerzas cuando ellas existan y que deben considerarse son: Fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, fuerzas térmicas, presión de tierra, subpresión, esfuerzos de contracción, hielo y presión de corriente y esfuerzos debido a sismos.

3.2.3.2 CARGA MUERTA.

La carga muerta consistirá en el peso de la estructura completa. Deberá incluir el peso del camino, las aceras, la capa de rodamiento, tuberías, conductos, cables y otras utilidades de servicio público.

Un espesor adicional deberá considerarse para el peso en el cálculo de la carga muerta, si se establece la colocación de una capa de rodamiento.

Los siguientes pesos pueden ser usados en el cálculo de la carga muerta:

	(Kg/M ³)
Acero	7849
Hierro colado	7208
Aleaciones de Aluminio	2803
Madera	801
Concreto, simple o reforzado	2403
Grava, tierra o arena compacta	1922
Grava, tierra o arena suelta	1602
Macadam	2243
Cenizas	961
Pavimento	2403
Guardacarriles	3204
Mampostería de piedra	2723
Concreto armado	2400
Mortero	2300
Asfalto, 1" de espesor	44 Kg/m ²

3.2.3.3 CARGA VIVA.

La carga viva consistirá en el peso de las cargas móviles aplicadas por los vehículos, carros y peatones.

3.2.3.4 DISPOSICIONES PARA SOBRECARGAS.

Se aplicarán tales disposiciones para cargas diferentes de las cargas H20 (M18) y HS20 (MS18).

Tal disposición consiste en aplicar en un solo carril un camión H o HS (M o MS) como estuviese especificado e incrementado en un 100% sin cargas concurrentes en otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto que resulten de tal carga no deben superar el 150% de los esfuerzos permisibles prescritos en las especificaciones. La sobrecarga puede aplicarse a todas las partes de la estructura afectada, excepto la plataforma del camino.

3.2.3.5 CARGAS DE CARRETERAS.

Las cargas vivas sobre puentes consistirán de camiones tipo o de carriles de carga equivalentes a una serie de camiones. Las especificaciones consideran dos tipos de cargas H (M) y cargas HS (MS).

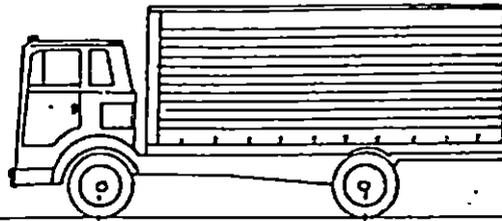
Esta separación variable es de utilidad para que puedan colocarse los ejes pesados en claros adyacentes de tal forma que se produzca el máximo momento negativo en claros continuos. Ver figura 3.2.3 y 3.2.4.

Tales cargas consisten en un camión tractor con semiremolque o el carril de carga correspondiente. Las cargas HS (MS) se designan por las letras HS (MS) seguidas de un número que indica el peso total en toneladas del camión tractor. Ha sido introducida una separación variable entre ejes a fin de aproximarse más a los tractores remolques ahora en uso.

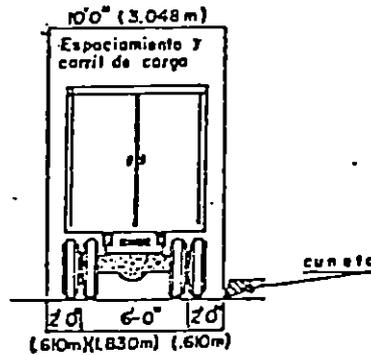
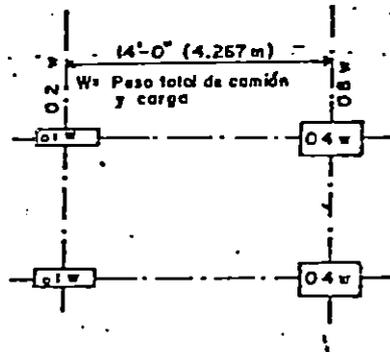
Cargas HS (MS)

Tales cargas consisten en un camión de dos ejes o el peso total del camión normalizado o camión tipo en toneladas designan por H (M) y a continuación un número indicando el correspondiente carril de carga. Las cargas H (M) se (toneladas métricas). Ver figura 3.2.2 y 3.2.3.

Cargas H (M)



H 20-44 (M 18)	8 000 LBS. (36 KN)	32 000 LBS (144 KN)
H 15-44 (M 13.5)	6 000 LBS. (27 KN)	24 000 LBS (108 KN)
H 10-44 (M 9)	4 000 LBS. (18 KN)	16 000 LBS (72 KN)



CAMION TIPO H

CARGAS DE CAMION TIPO "H"
(AASHTO)

FIGURA 3.2.2

Clases de Cargas

Las cargas de carreteras de uso común serán de cinco clases: HS20 (MS 18), HS15 (MS 13.5), H20 (M 18), H15 (M 13.5) y H10 (M 9).

3.2.3.6 CARRILES DE TRANSITO.

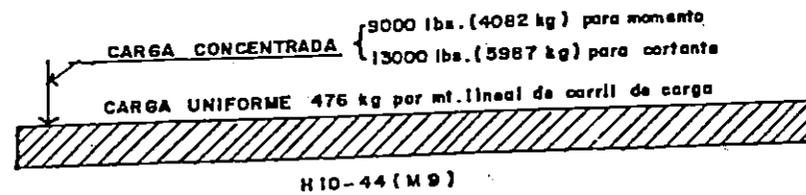
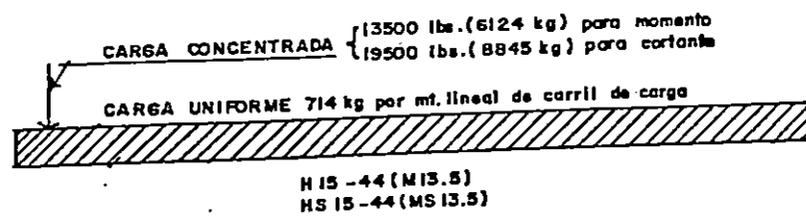
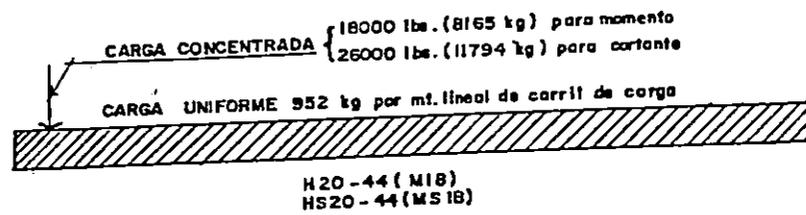
El carril de carga o el camión tipo se supondrá que ocupan un ancho de 10 pies (3.05 m). Las cargas anteriores se colocarán en carriles de tránsito de diseño de 12 pies (3.66m). No deberán usarse partes fraccionarias de los carriles de diseño. Anchuras de caminos entre 6.10 y 7.32m tendrán dos carriles de diseño cada uno igual a la mitad del ancho del camino.

3.2.3.7 CAMIONES TIPO Y CARRILES DE CARGA.

En los gráficos se muestran los camiones H y HS y contienen información sobre el espacio entre rueda, distribución de pesos y espacios libres. En otro gráfico se muestra el carril de cargas.

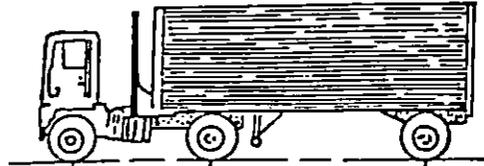
Cada carril de carga consistirá de una carga uniforme por pie lineal de carril de tránsito en combinación con una carga concentrada simple (o dos cargas concentradas en el

DISTRIBUCION DE CARGA

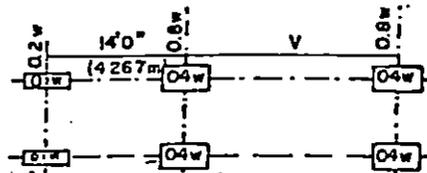


CARRILES DE CARGA H(M) y HS(MS)

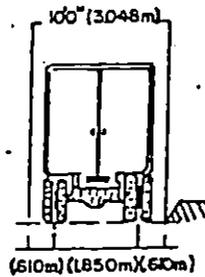
FIGURA 3.2.3



HS20-44(MS18)8,000LBS(36kN)32,000LBS(144kN) 32,000LBS(144kN)
 HS15-44(MS13.5)6,000LBS(27kN)24,000LBS(108kN) 24,000LBS(108kN)



W= Peso combinado de los primeros dos ejes, el cual es el mismo peso que le corresponde al camión tipo H
 V= Espacio variable de 14 pies a 30 pies (4.267 a 9.144m) inclusive el espaciamiento a usar deberá ser aquel que produce el máximo esfuerzo.



CAMIONES HS (MS) ESTANDAR

CARGAS DE CAMION TIPO "HS"
 (AASHTO)

FIGURA 3.2.4

caso de claros continuos) colocados de tal manera que se obtengan esfuerzos máximos.

Las cargas concentradas que se utilizan con los carriles de carga variarán de valor dependiendo del tipo de esfuerzos que se están calculando. Si los esfuerzos que se estén calculando son principalmente esfuerzos de flexión, se usará la carga concentrada más liviana y la mayor se usará cuando se estén calculando esfuerzos principalmente por cortante.

3.2.3.8 APLICACION DE LAS CARGAS.

En el cálculo de esfuerzos cada 10 pies (3.05 m) ocupado por un carril de carga o por un camión tipo será considerado como una unidad. Las fracciones de carriles o camiones no serán usadas.

Para claros continuos la carga de carril consistirá en las cargas mostradas en la figura añadiendo a ésta otra carga concentrada de igual peso. Las cargas concentradas serán puestas en cada claro de tal manera que produzcan el máximo momento negativo. Para máximo momento positivo se usará sólo una carga concentrada por carril.

El tipo de sollicitación a considerar (carril de carga o

camión tipo) será el que conduzca a los máximos esfuerzos en la estructura.

3.2.3.9 CARGAS SOBRE ACERAS, CORDONES Y BARANDALES.

Cargas sobre Aceras:

Los pisos de aceras, largueros y sus soportes inmediatos serán diseñados para una carga viva de 85 lbs/pie² (415 Kg/m²).

Cargas en Cordones:

Los cordones serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 500 lbs/pie (744 Kg/metro) de cordón aplicada en la parte superior del cordón, pero a no más de 10 pulgadas (25.4 cm).

3.2.3.10 IMPACTO.

Los esfuerzos de carga viva se deberán aumentar para los ítems clasificados en el grupo A debido a efectos dinámicos y vibratorios.

El coeficiente de impacto viene determinado por la siguiente fórmula y representa una fracción del esfuerzo de la carga viva:

$$I = \frac{15.24}{L_1 + 38} = \frac{50}{L + 125}$$

el cual:

- I = Fracción de impacto (máximo 30%)
- L_1 = Longitud cargada del miembro para producir el máximo esfuerzo (en metros).
- L = Longitud cargada del miembro para producir un máximo esfuerzo (en pies).

La longitud L se considerará como sigue:

4.2.3.11 FUERZA DE CORRIENTE.

Las pilas y otras partes de la estructura que estén sujetas a fuerzas de flujos de agua serán diseñadas para resistir los esfuerzos que puedan inducir.

Los efectos del flujo de agua se calcularán por la fórmula:

- P = $K V^2$ donde:
- P = Presión en lbs/pie cuadrado.
- V = Velocidad del agua en pies/seg.
- K = Una constante que depende de la geometría de la pila. Para extremos cuadrados usar 1-3/8. Para picos con un ángulo menor que 30° usar 1/2. Para picos circulares usar 2/3.

3.2.3.12 PRESION DE TIERRA.

Las estructuras que soporten rellenos de tierra se dimensionarán para resistir la presión dada por la fórmula de Rankine, sin embargo, ninguna estructura será diseñada para una presión menor de fluido equivalente a 480 Kg/m^2 .

3.2.3.13 ESFUERZOS DEBIDO A SISMOS.

En regiones en las que se puedan esperar movimientos sísmicos, se diseñarán las estructuras para resistir tales movimientos considerando la relación del lugar con fallas activas, las respuestas sísmicas de los suelos del lugar y las características de respuesta dinámica de la estructura total de acuerdo a los siguientes criterios:

- (A) Método de la fuerza estática equivalente.
- (B) Método del espectro de respuesta.
- (C) Casos especiales.
- (D) Diseño de elementos de fijación.

Mayor información sobre cada uno de los aspectos anteriores se puede obtener en las especificaciones de la AASHTO.

3.2.3.14 COMBINACION DE CARGAS.

En la tabla 3.2.1 de las especificaciones se muestran las diversas combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales puede estar sujeta una estructura. Cada parte de la estructura y la cimentación en la que ésta descansa deben estar dimensionadas para resistir todas las combinaciones de carga que se apliquen al lugar y al tipo de estructuras con seguridad.

$$\begin{aligned} \text{Grupo (N)} = Y & \quad \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF \\ & + \beta_W W = \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \\ & \quad \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE \end{aligned}$$

donde:

N	=	Número del grupo
Y	=	Factor de carga
β	=	Coefficiente
D	=	Carga muerta
L	=	Carga viva
I	=	Impacto por carga viva
E	=	Presión de tierra
B	=	Subpresión

W	=	Viento de la estructura
WL	=	Viento sobre la carga viva - 100 libras por pie lineal.
LF	=	Fuerza longitudinal debida a la carga viva
CF	=	Fuerza centrífuga
R	=	Acortamiento de nervadura
S	=	Contracción
T	=	Temperatura
EQ	=	Sismo
SF	=	Presión debida a la corriente
ICE	=	Presión debido al hielo

Para el diseño por carga de servicio, el esfuerzo unitario básico para los diversos grupos se muestran en la tabla 3.2.1.

La sección máxima requerida debe ser utilizada. Para el diseño por el factor de carga los factores beta y gamma se muestran en la tabla 3.2.1. Las cargas reales no deben ser incrementadas por los factores mostrados en la tabla cuando se diseñan cimentaciones. Los factores de carga no han sido propuestos para usarse cuando se revisa la estabilidad de la cimentación (factores de seguridad contra volteo, deslizamiento, etc.) de la estructura.

Los factores beta y gamma representan condiciones

generales y pueden ser incrementados a juicio del ingeniero si las cargas previstas, las condiciones de servicio o los materiales de construcción son diferentes que las esperadas por las especificaciones.

Para el diseño por cargas de servicio.

% (columna 14) es el porcentaje del esfuerzo unitario básico.

Para el diseño por el factor de carga.

Para todas las cargas menores que la H20, se aplicará el grupo de cargas IA para considerar el caso de una carga pesada infrecuente.

Consultar los valores de β_E y β_D adecuados para este caso en particular en las especificaciones.

Col. Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Grupo	γ	Factor β												%	
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EO	ICE		
CARGA DE SERVICIO	I	1.0	1	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	VI	1.0	1	1	1	E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
	X	1.0	1	1	0	βE	0	0	0	0	0	0	0	0	100
DISEÑO DE FACTOR CARGA	I	1.3	βD	1.67 * 1.0	βE	1	1	0	0	0	0	0	0	0	
	IA	1.3	1	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3		0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3		1	1	1	1	0.3	1	1	0	0	0	0	
	IV	1.3		1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	
	V	1.25		0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	
	VI	1.25		1	1	1	1	0.3	1	1	1	0	0	0	
	VII	1.3		0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	
	VIII	1.3		1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.20	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.50	1	1.67	0	βE	0	0	0	0	0	0	0	0		Alcantorilla

Tabla 3.2.1. Coeficiente γ y β para la Combinación de Cargas

* 1.25 puede usarse para el diseño de la viga exterior cuando se combinan carga viva de acera con carga viva de tránsito e impacto, pero la capacidad de la sección no debería ser menor que la requerida para carga viva de tránsito usando un factor beta de 1.67.

3.2.4 DISTRIBUCION DE CARGAS.

3.2.4.1 DISTRIBUCION DE CARGA DE RUEDAS EN LARGUEROS, VIGAS LONGITUDINALES Y VIGAS DE PISO.

MOMENTO FLEXIONANTE EN LARGUEROS Y VIGAS LONGITUDINALES.

En el cálculo de momentos flexionantes en vigas longitudinales o largueros, ninguna distribución longitudinal de las cargas de rueda debe ser asumida. La distribución lateral será determinada como sigue:

(1) Vigas y largueros interiores.

El momento flexionante por carga viva por cada larguero interior será determinado aplicando al larguero la fracción de una carga de rueda (ambas, delantera y trasera) determinadas en la tabla 3.2.2.

(2) Vigas y largueros exteriores.

La carga muerta que se considera soportada por la viga.

NOTA 1: En vista de lo complejo del análisis teórico que implica la distribución de cargas de rueda en largueros, el método empírico aquí descrito es autorizado para el diseño de puentes carreteros comunes.

Tabla 3.2.2. Fracción de carga de rueda para vigas y largueros interiores.

TIPO DE PISO	PUENTES DISEÑADOS PARA UN CARRIL DE TRANSITO	PUENTES DISEÑADOS PARA DOS O MAS CARRILES DE TRANSITO
<u>Piso de Concreto</u> Sobre vigas I de acero, largueros y vigas presforzadas.	$S/7.0$ ($S/2.134$) si S excede de 10' (3.048m) ver nota en pie de la tabla.	$S/5.5$ ($S/1.676$) si S excede de 14' (4.267m) ver nota en pie de la tabla.

NOTA: En este caso la carga sobre cada larguero será la reacción de la carga de rueda, asumiendo que el entarimado del piso entre los largueros actúa como una viga simple.

El momento flexionante por carga viva para vigas y largueros exteriores será determinado aplicando al larguero o viga la reacción de la carga de rueda obtenida asumiendo que el entarimado de piso actúa como un claro simple entre largueros o vigas.

Cuando la viga o larguero exterior, soporta carga viva de acera así como también carga viva de tráfico e impacto, los esfuerzos permisibles en la viga o larguero pueden ser incrementados en un 25% para la combinación de carga muerta, carga viva de acera, carga viva de tráfico e impacto, con tal de que la viga no sea de menor capacidad que la requerida sino hubieran aceras. Cuando la combinación de

carga viva de acera así como carga viva de tráfico más impacto, rige el diseño y la estructura es diseñada por el método del factor de carga, 1.25 puede usarse como el factor Beta en lugar de 1.67.

En ningún caso un larguero exterior tendrá menor capacidad soportante que un larguero interior.

(3) Capacidad total de Vigas y Largueros.

La capacidad de diseño de carga combinada de todas las vigas y largueros en un claro no será menor que el requerido para soportar la carga viva y muerta total en el claro.

MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGAS DE PISO (TRANSVERSAL).

En el cálculo de momentos flexionantes en vigas de piso, no se asumirá ninguna distribución transversal de las cargas.

Si se omiten largueros longitudinales y el piso es soportado directamente sobre las vigas de piso, las vigas se diseñarán para cargas determinadas de acuerdo con la tabla 3.2.3.

Tabla 3.2.3. Fracción de carga de rueda para vigas Transversales.

TIPO DE PISO	FRACCION DE CARGA DE RUEDA DE CADA VIGA DE PISO
Concreto S = Separación de vigas de pies (m).	$S/6*$ ($S/1.828$)

- * Si S excede al denominador, la carga en la viga será la reacción de las cargas de ruedas asumiendo que el entarimado de piso entre vigas actúa como viga simple.

3.2.4.2 DISTRIBUCION DE CARGAS Y DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO*

Longitud de Claro.

Para claros simples el largo del claro será la distancia centro a centro de los apoyos pero no excederá el claro libre más el espesor de la losa.

La siguiente longitud de claro efectivo se usará en el cálculo de la distribución de cargas y momentos flexionantes para losas continuas de más de dos apoyos.

Losas monolíticas con las vigas o muros (sin acartelamiento), S = Claro libre.

DISTANCIA AL BORDE DE LA CARA DE LA RUEDA.

En el diseño de losas la línea central de la carga de rueda (carga del eje/2) puede asumirse a un pie (.305m) desde la cara del cordón. Si cordones o aceras no son usados, la carga de rueda se asumirá a 1 pie (.305m) de la cara de la baranda. Los esfuerzos combinados por carga muerta, viva e impacto no serán mayores que los esfuerzos permisibles.

1.0 puede usarse como factor Beta en lugar de 1.67 para el diseño de losas de tablero cuando la estructura es diseñada por el método del factor de carga. Los esfuerzos por rueda no serán mayores que los esfuerzos permisibles.

En el diseño de aceras, losas y sus miembros de apoyo, una carga de rueda localizada sobre la acera puede ser asumida a 1.0 pie (.305m) desde la cara del barandal. Los esfuerzos combinados por carga muerta, viva e impacto para estas cargas no será mayor que el 150% de los esfuerzos permisibles.

1.0 puede usarse como el factor Beta en lugar de 1.67 para el diseño de losas de tablero cuando la estructura es diseñada por el método del factor de carga. Carga de rueda no deben aplicarse a aceras protegidas por una barrera de tránsito.

MOMENTO FLEXIONANTE.

Momento flexionante por pie(m) de ancho de losa será calculado de acuerdo al método dado aquí.

Donde:

S = Longitud efectiva del claro, en pies (m), como se definió en "longitud de claros".

E = Ancho de losa en pies(m) en el cual se distribuye una rueda.

P = Carga de una rueda trasera de camión (P_{15} ó P_{20}).

P_{15} = 12000 lbs. (5443.2 Kg).

P_{20} = 16000 lbs. (7257.6 Kg).

REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRAFICO (CLAROS DE 2' A 24').

El momento por carga viva para claros simples será determinado por las siguientes fórmulas (no se incluye impacto):

Carga HS20 (MS18)

$\frac{(S + 2)}{32} P_{20}$ = momento en lbs-pie por pie de ancho de losa.

Carga HS15 (MS 13.5)

$$\left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{15} = \text{momento en lbs-pie por pie de ancho de losa.}$$

En losas continuas de 3 ó más apoyos, un factor de continuidad de 0.8 se aplicará a la fórmula anterior tanto para momento positivo como negativo.

REFUERZO DE DISTRIBUCION.

Se colocará refuerzo en la parte inferior de todas las losas transversales al acero de refuerzo principal, para la distribución lateral de las cargas vivas concentradas.

La cantidad será un porcentaje del acero de refuerzo principal requerido para momento positivo y viene dado por la siguiente fórmula.

Para refuerzo principal perpendicular al tráfico:

$$\text{PORCENTAJE (\%)} = 220/S \quad \text{MAXIMO 67\%}$$

donde S = longitud efectiva del claro, pies.

Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico la cantidad especificada de refuerzo de distribución se usará en la mitad central del claro de la losa y en los

cuartos exteriores del claro de la losa se usará el 50% de la cantidad calculada arriba.

LOSAS EN VOLADIZO.

Cargas de camión.

En las siguientes fórmulas para distribución de cargas sobre losas en voladizo, la losa es diseñada para soportar la carga independiente del borde apoyado a lo largo del final del voladizo. La distribución dada, incluye los efectos de rueda en elementos paralelos.

Refuerzo Perpendicular al Tráfico.

Cada rueda en el elemento perpendicular al tráfico será distribuida de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$E = 0.8X + 3.75 \quad \text{ó} \quad (0.8X + 1.143)$$

Momento por pie(m) de losa = $(P/E) \times \text{lbs-pie}$ en donde
 X = distancia en pies(m) desde la carga al punto de apoyo.

Carga de Barandal.

Se asumirá que la longitud efectiva de losa resistiendo cargas de postes es igual a $E = 0.8X + 3.75$ pies cuando no se usen parapetos, y es igual $E = 0.8X + 5.0$ pies donde sí se usen. Siendo X la distancia en pies(m) desde el centro del poste al punto investigado. Cargas de rueda y barandales no serán aplicados simultáneamente.

3.2.5 SUBESTRUCTURAS Y MUROS DE RETENCION.

3.2.5.1 ESFUERZOS PERMISIBLES.

Los muros de retención y subestructuración de concreto, concreto presforzado, acero o madera se diseñarán para los esfuerzos unitarios.

3.2.5.2 CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO EN CIMENTACIONES DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA*.

La capacidad soportante del suelo en las excavaciones para la cimentación se determinará por ensayos de carga cuando éstos sean requeridos.

Los valores dados en la siguiente tabla pueden ser usados a falta de mayor información:

- * Para obtener información sobre los métodos que estimen la capacidad soportante del suelo y sobre los cálculos de asentamientos de pilas y estribos, consúltese el libro "Soil Mechanics in Engineering Practice" por Terzaghi & Peck, edición de 1948.

MATERIAL	CAPACIDAD ADMISIBLE DE SOPORTE Kg/m ² .	
	MINIMA	MAXIMA
Suelos aluviales	4880	9760
Arcillas	9760	39040
Arena confinada	9760	39040
Grava	19520	39040
Arena cementada y grava	48800	97600
Roca	48800	-

Los ensayos de carga tienen validez limitada y pueden no revelar la consolidación a largo plazo.

3.2.5.3 ANGULOS DE REPOSO DEL SUELO.

Tierra, marga	30° a 45°
Arena seca	25° a 35°
Arena húmeda	30° a 45°
Arena mojada	15° a 30°
Tierra compacta	35° a 40°
Grava	30° a 40°
Cenizas	25° a 40°
Coque	30° a 45°
Carbón	25° a 35°

En ausencia de datos determinados por medio de investigación de campo y análisis de suelos, el ángulo de reposo que puede asumirse será el valor mínimo dado en la tabla.

3.4.5.4 ZAPATAS.

Profundidad de Desplante.

Las profundidades de las cimentaciones se determinarán con respecto a las características de los materiales de fundación y la posibilidad de socavación.

Las zapatas de todas las estructuras que estén expuestas a la acción erosiva provocada por las corrientes, preferiblemente, deberán cimentarse a una profundidad no menor de 4' (1.219m) abajo del nivel permanente de la cama de la corriente a no ser que roca sólida haya sido encontrada.

Las pilas dentro de la corriente serán cimentadas a una profundidad no menor que 6' (1.829m) abajo de la cama de la corriente. Las profundidades mínimas sugeridas anteriormente pueden incrementarse cuando las condiciones lo requieran.

Las zapatas no expuestas a la acción de corrientes serán cimentadas sobre una fundación firme.

Zapatas Aisladas.

Las zapatas aisladas que actúan como voladizos pueden disminuirse de espesor a partir de la unión de la losa de la zapata con la columna o muro hasta el borde de la zapata, con tal que la sección mantenida sea suficiente en todo punto para proporcionar la resistencia necesaria a tensión diagonal y esfuerzos flexionantes. Este decremento en la sección puede lograrse con una pendiente en la superficie superior de la zapata o por medio de escalones. Las zapatas escalonadas serán coladas monolíticamente.

Cuando una zapata aislada soporte una columna o pila, esa zapata se asumirá que actúa como voladizo. Cuando dos o más pilas o columnas son colocadas sobre una zapata común la losa de la zapata será diseñada para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Las zapatas serán diseñadas para esfuerzos de flexión, esfuerzos de tensión diagonal y adherencia en la succión crítica designada aquí.

La sección crítica para flexión será tomada en la cara de la columna, pedestal o muro. En el caso de columnas que no sean cuadradas o rectangulares, la sección crítica será tomada en el borde del cuadrado concéntrico de área

equivalente. La carga será considerada como uniformemente distribuida sobre la columna, pedestal o muro.

La sección crítica para adherencia será tomada en el mismo plano que para flexión, y el cortante usado para el cálculo de la adherencia estará basado en la misma carga y sección que para flexión. La adherencia también deberá ser investigada en los planos donde ocurren cambios de sección o de refuerzo.

La sección crítica para tensión diagonal en zapatas sobre suelo o roca será considerada como la sección vertical concéntrica de la zapata a una distancia "d" igual a la profundidad desde la superficie superior de la acción al centroide del refuerzo longitudinal en tensión.

La sección crítica para tensión diagonal en zapatas soportadas sobre pilotes será considerada como la sección vertical concéntrica de la zapata a una distancia, $d/2$, desde cada cara de la columna o muro, y cualquier pilote cuyo centro esté al borde o fuera de esa sección será considerado en el cálculo de la tensión diagonal.

En zapatas inclinadas o escalonadas, los esfuerzos deberían ser investigados en secciones donde la profundidad cambie y estén fuera de la sección crítica que se definió

anteriormente.

La flexión no necesita ser considerada a menos que la proyección de la zapata sea mayor que $2/3$ de su profundidad.

En zapatas de concreto simple, los esfuerzos deberán calcularse en base a una sección monolítica que tenga una profundidad medida entre la parte superior de la zapata a un plano a 2" (0.051m) sobre la parte inferior de la misma. El máximo esfuerzo en la fibra debido a flexión no excederá al especificado en el artículo 3.3.3 que son de las especificaciones AASHTO. El esfuerzo cortante promedio sobre una sección vertical concéntrica con la zapata a una distancia $d - 2"$ ($d - 0.051m$) desde cada cara de la columna, pedestal o muro, no excederá el esfuerzo cortante especificado en el artículo 3.3.3 para vigas sin refuerzo en el alma y con varillas longitudinales no ancladas.

Refuerzo.

Las losas de las zapatas deberán ser reforzadas para esfuerzos de flexión diagonal. El esfuerzo calculado en la varilla deberá ser desarrollado por adherencia.

El refuerzo para zapata cuadrada deberá consistir de dos o más bandas de varillas. El refuerzo necesario para

resistir el momento flexionante en cada dirección de la zapata será determinado de la misma manera que para una viga de concreto reforzado, el peralte efectivo será la distancia desde la parte superior de la zapata al plano del refuerzo. El refuerzo requerido será espaciado uniformemente a través de la zapata, a menos que el ancho de la zapata sea mayor que el lado de la columna o pedestal más dos veces el peralte efectivo de la zapata, en cuyo caso el ancho sobre el que el refuerzo se extiende puede ser igual al ancho de la columna o pedestal más dos veces el peralte efectivo de la zapata más un medio del ancho restante de la zapata. Con el objeto de que no quede un área considerable de la zapata sin reforzar, varillas adicionales serán colocadas fuera del ancho especificado, pero tales varillas no serán consideradas como efectivas en el cálculo del momento flexionante. Las varillas extras pueden espaciarse el doble de la distancia usada para el refuerzo dentro de la zona efectiva.

3.4.5.5 ESTRIBOS.

Generalidades.

Los estribos serán diseñados para resistir la presión de tierra especificada en el artículo 3.2.3.12, el peso del estribo y de la superestructura, la carga viva sobre cualquier parte de la superestructura o del relleno próximo,

fuerzas de viento, fuerzas longitudinales cuando los apoyos sean fijos, y fuerzas longitudinales debido a la fricción o cortante resistido por los apoyos. El diseño será investigado para cualquier combinación de esas fuerzas que presente la condición más severa de carga.

Los estribos deberán ser seguros contra el volteo con respecto al pie de la zapata, contra deslizamiento de la base de la zapata y contra el aplastamiento del material de fundación.

En el cálculo de esfuerzos en estribos, el peso del material de relleno directamente sobre la parte posterior de la cara inclinada o sobre una zapata aislada de concreto reforzado, puede considerarse como parte del peso efectivo del estribo. En el caso de una zapata aislada, la proyección trasera será diseñada como un voladizo soportado en el pedestal del estribo y resistiendo el peso total del material superpuesto, a menos que un método más exacto sea usado.

La sección transversal de los estribos de mampostería de piedra o de concreto simple será dimensionada para evitar esfuerzos de tensión en el material.

Aletones.

Los aletones serán de suficiente longitud para retener el terraplén de la carretera en la extensión requerida para dar protección contra la erosión. La longitud del ala será calculada sobre la base de las pendientes para carreteras.

3.4.5.6 MUROS DE RETENCION.

Generalidades.

Los muros de retención serán diseñados para resistir la presión del suelo, el efecto de la carga viva y el peso del muro de acuerdo con los principios generales especificados anteriormente para estribos.

Los muros de mampostería de piedra y de concreto simple serán del tipo de gravedad. Los muros de concreto reforzado podrán ser muros en voladizo, contrafuerte o muros nervados.

Base o Losa de Cimentación.

La proyección posterior o el talón de la base de la losa de cimentación será diseñada para soportar el peso total de los materiales superpuestos, a menos que un método más exacto sea usado.

Las losas de cimentación de muros en voladizo serán diseñados como voladizos soportados por el muro.

Las losas de cimentación de muros de contrafuertes y nervados serán diseñados como vigas fijas o continuas de claros iguales a la distancia entre contrafuerte o nervio.

Muros Verticales.

Los pedestales verticales de los muros en voladizo serán diseñados como voladizos empotrados en la base.

La vertical o caras de muros de contrafuertes serán diseñados como vigas continuas. Las caras de muros serán ancladas seguramente a los soportes de contrafuerte o nervios por medio de refuerzo adecuado.

Juntas de Expansión y Contracción.

Juntas de contracción serán proporcionadas a intervalos que no excedan de 30 pies (9.144m) y juntas de expansión a intervalos que no excedan de 90 pies (27.432m) para muros de gravedad o de concreto reforzado.

Drenaje.

El material de relleno detrás de todo muro de retención será efectivamente drenado por lloraderos con desagüe Francés, colocados a intervalos convenientes. En muros de contrafuerte habrá al menos un desagüe por cada cavidad formada por los contrafuertes.

3.4.5.7 PILAS.

Generalidades.

Las pilas serán diseñadas para resistir las cargas muertas y vivas sobrepuestas sobre ellas; la presión de viento actuando sobre la pila y superestructura; las fuerzas debido a corrientes y escombros; y fuerzas longitudinales en los extremos fijos de los claros.

Donde sea necesario, las pilas serán protegidas contra la abrasión revisitiéndola con granito, ladrillo vitrificado, madera u otros materiales convenientes.

3.3 CONCEPTOS BASICOS Y NORMAS PARA EL DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO.

3.3.1 INTRODUCCION.

En el diseño de puente de concreto presforzado, una forma usual como en este caso es que las vigas son de concreto presforzado y lo que es pilas, barandas y la losa o tablero son de concreto reforzado, por eso es que en este capítulo se escriben algunos conceptos básicos de concreto reforzado y presforzado, así como las especificaciones necesarias que imponen las normas AASHTO y el ACI, para este tipo de construcciones.

3.3.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO.

RECUBRIMIENTO MINIMO.

- A. Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al acero de refuerzo, que es colado en la obra.

Recubrimiento Mínimo
en centímetros.

- | | | |
|----|---|-----|
| a) | Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él..... | 7.5 |
| b) | Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima: | |
| | Varillas del # 6 al 18 | 5 |
| | Varillas del # 5 y menores | 4 |
| c) | Concreto expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo: | |
| | * Losas, muros, nervaduras: | |
| | Varillas del # 14 al 18 | 4 |
| | Varillas del # 11 y menores | 3 |
| | * Vigas y columnas: | |
| | Refuerzo principal, anillos, estribos espirales | 4 |
- B. El recubrimiento mínimo para paquetes de varillas debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 5.0 cms. excepto para concretos colados en el suelo y permanentemente expuesto a él, en tal caso será de 7.5 cms.

REFUERZO MINIMO.

A. Flexión.

En cualquier sección de un miembro a flexión, excepto muros y losas, donde por análisis se requiera acero de

refuerzo, la relación proporcionada de áreas no será menor de la obtenida por la siguiente relación:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

Donde:

$$f_y = \text{Esfuerzo de fluencia en Kg/cm}^2$$

En viguetas "T" una relación de refuerzo mínima puede ser calculada para este propósito usando el ancho del alma, alternativamente una relación de refuerzo mínimo, puede proporcionarse de tal manera que el refuerzo proporcionado para desarrollar una capacidad de momento por lo menos 1-2 veces el momento del agrietamiento.

En muros y losas, el refuerzo principal a flexión en la dirección del claro debe proporcionar una relación de área de refuerzo a la área gruesa (A_g) del concreto por lo menos igual a 0.002.

B. Compresión.

El área del acero de refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01, ni mayor que 0.08 veces el área total (A_g) de la sección.

El acero de refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión debe de ser de 4 varillas dentro de anillos circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares y 6 varillas confinadas por espirales.

C. Cortante.

1) Refuerzo Mínimo por Cortante.

Debe colocarse un área mínima de acero de refuerzo, por cortante en todo elemento de concreto reforzado sujeto a flexión donde la fuerza de cortante afectada por el factor de carga V_u exceda 0.5 a la resistencia al cortante proporcionada por el concreto, ϕV_c , excepto en losas, zapatas, losas nervadas y vigas cuyo peralte sea menor a 25 cms, 2.5 veces el espesor del patín ó 0.5 del ancho del alma, el que sea mayor.

Donde el área mínima de acero se debe calcular mediante:

$$A_v = \frac{3.5 b_w S}{f_y}$$

Donde b_w y S están en cms.

2) Refuerzo en espiral y estribos para miembros sujeto a compresión.

La relación del refuerzo en espiral, ρ_s , no será mayor que el valor dado por:

$$s = 0.45 [(A_g/A_c) - 1] (F'_c/f_y)$$

Donde f_y = a la resistencia de fluencia especificada del refuerzo de grado 40 y 50 como máximo en Kg/cm².

La separación libre entre espirales no debe de exceder de 7.6cms ni menor de 2.5 cms ó 1.33 veces el tamaño del agregado, el diámetro mínimo a utilizar es el # 3.

D. Refuerzo por contracción y temperatura.

El refuerzo para esfuerzos de contracción y temperatura será proporcionado cerca de la superficie expuesta de muros y losas.

En losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido, se debe proporcionar refuerzo normal al acero de refuerzo por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

El área del acero de refuerzo por contracción y temperatura debe proporcionar por lo menos, las siguientes relaciones de área del acero de refuerzo al área de la sección total del concreto, pero no menos que 0.0018:

- a) En losas donde se emplee varilla corrugada o malla soldada de alambre (corrugado o liso) grado 42..... 0.0018
- b) En losas donde se utilice acero de refuerzo mayor que 4,200 Kg/cm², medida a una deformación unitaria por fluencia de 0.35% $\frac{0.0018 \cdot 4200}{fy}$

En ningún caso debe de colocarse el acero de refuerzo por contracción y temperatura con una separación de 5 veces el espesor de la losa ni de 45 cms.

LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES DEL ACERO DE REFUERZO.

A. Longitud de Desarrollo del Acero de Refuerzo a Tensión.

La tensión o compresión calculada en el acero de refuerzo en cada sección de elementos de concreto reforzado, deberá desarrollarse en cada lado de dicha sección mediante la longitud de anclaje, gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ambos. Los ganchos se pueden emplear solo en el desarrollo de varilla en tensión.

La longitud de desarrollo l_d , en cm, para varillas corrugadas y alambre corrugado sujetos a tensión, será calculada como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{db} y los factores de modificación aplicables, pero l_d no debe ser menor que 30 cm.

La longitud de desarrollo básica debe ser:

Varilla del # 11 ó menores y

alambres corrugados $0.06 A_b f_y / f_f' c^*$

Varillas de # 14 $0.81 f_y / f_f' c^+$

Factores de modificación que cumplan con las especificaciones de recubrimiento, estribos, espaciamiento de las varillas, concreto peso normal y otros.

- 1) Para varillas del # 11 y menores con espaciamiento libre no menor que 5 db, y con recubrimiento de la cara del elemento a la varilla de borde, medido en el plano de las varillas, no menor que 2.5 db, puede multiplicarse por 0.8.
- 2) Para acero de refuerzo confinado entre un refuerzo en espiral no menor que 6mm de diámetro y no mayor de 10cm de peso, dentro de anillos circulares del # 4 ó mayores espaciados a no más de 10cms o dentro anillo o estribos del # 4 ó más grande,

espaciados a no más de 10 cms de centro a centro y distribuidos por la esquina de un anillo o gancho, con un ángulo no mayor de 135° puede multiplicarse por 0.75.

- B. La longitud de desarrollo de varillas corrugadas en compresión.

La longitud de desarrollo, en cms, para varillas corrugadas en compresión se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{db} , pero l_d no debe ser menor de 20 cms.

- 1) La longitud de desarrollo básica l_{db} $0.075 \frac{d b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- 2) Pero no menor de $0.0043 d b f_y^*$
 - * La unidad de la constante es 1/cm.
 - + La unidad de la constante es cm.
 - a La unidad de la constante es cm^2/Kg .

- C. Traslapes en el Acero de Refuerzo.

- 1) A tensión.

En el acero de refuerzo solo se deben hacer traslapes cuando lo requiera o permitan los planos de diseño, las especificaciones o así lo permita el ingeniero.

Para varillas mayores de # 11 no se deben utilizar traslapes, sino que se puede utilizar soldadura o uniones mecánicas.

Un traslape totalmente soldado debe tener varillas soldadas a tope para desarrollar una tensión de por lo menos el 125% de la resistencia especificada a la fluencia f_y de la varilla.

Las conexiones totalmente mecánicas deben desarrollar en tensión o compresión, según se requiera por lo menos 125% de la resistencia especificada a fluencia f_y de la varilla.

La longitud mínima de traslape de tensión será conforme a los requisitos de empalmes clase A y B pero no menor de 30 cms, donde:

Traslape Clase A	1.0	1d
Traslape Clase B	1.3	1d

- 2) Traslape de varillas corrugadas sujeta a compresión.

La longitud de un traslape para compresión será de $0.0071fydb$, para f_y igual 4200 Kg/cm^2 ó menor y $0.0128 fydb$ para f_y mayor de 4200 Kg/cm^2 , pero no debe ser menor que 30 cm, para f'_c menor que 210

Kg/cm², la longitud de traslape debe incrementarse en 33%.

Las tablas 3.3.1 y 3.3.2 muestran un resumen de los traslapes para ciertas resistencia del acero y concreto y bajo diferente forma de carga.

Tabla 3.3.1. Traslapes en concreto reforzado solo en tensión.

VARILLA #	As(Pulg ²)	As (cm ²)	TRASLAPE (Pulg).	TRASLAPE (Cms).
3	0.11	0.71	15	38.5
4	0.2	1.27	20	51.0
5	0.31	2.0	25	63.50
6	0.44	2.86	30	76.5
7	0.60	3.87	35	89.0
8	0.79	5.06	40	102.0
9	1.0	6.4	46	106.0
10	1.27	8.17	51	130.0
11	1.56	10.07	57	145.0

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 3.3.2. Traslapes en Concreto Reforzado.

V A R I L L A #	LONGITUD DE ANCLAJE $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$		LONGITUD DE TRALAPES (Cms) $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ $f_y = 4200\text{Kg/cm}^2$					
	Compr. (cms)	Compr. (cms)	Zona A		Zona B		Zona C	
			PORJE. DE VARRILLAS QUE SE TRASLAPAN					
3	25	25	30		30	35	45	55
4	30	30	40		40	55	60	75
5	40	37	50		50	70	75	95
6	50	44	60		65	85	90	115
7	67	52	70		90	115	120	160
8	90	59	80		120	150	160	215
9	112	66	90		150	190	200	270
10	132	73	102		182	235	245	325
11	150	81	115		215	275	300	375

ZONA A : Traslapes en zonas de compresión o bajo esfuerzo.

ZONA B : Traslapes horizontales a tensión en zonas de alto refuerzo y varilla con recubrimiento mayor de 30 cms.

ZONA C : Traslapes horizontales a tensión en zonas de altos esfuerzos, varillas con recubrimiento menor de 30 cms.

MODULO DE ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad. Ee para el concreto puede tomarse como $(Wc^{1.5}) (0.14\sqrt{f'c})$ en Kg/cm². Para valores de

Wc comprendidos entre 1,440 y 2,480 Kg/m³. Para concreto de peso normal E_c puede considerarse como 15,000Jf'c.

El módulo de elasticidad E_s para el acero de refuerzo de baja resistencia se puede considerar como 2,030,000 Kg/cm², que es aproximadamente a 2x10⁶.

3.3.3 METODOS DE DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO PARA DIFERENTES ELEMENTOS.

El diseño de los miembros de concreto reforzado debe hacerse ya sea haciendo referencia a las cargas de servicio y esfuerzos permisibles como se dispone el DISEÑO POR CARGAS DE SERVICIO, o alternativamente, con los factores de carga y resistencia como se dispone en el DISEÑO POR EL FACTOR DE CARGA.

Los requisitos de resistencia y serviciabilidad del diseño por el FACTOR DE CARGA puede asumirse que se satisfacen para el diseño por CARGAS DE SERVICIO.

Zapatas y losas en dos direcciones, cortante soportado por el concreto, V_c	$0.48\sqrt{f'_c}$
Máximo cortante soportado por el refuerzo para cortante más el concreto, v	$0.79\sqrt{f'_c}$
c) Aplastamiento en el área cargada, f_b	
	$0.30 f'_c$

(2) Refuerzo.

Para el diseño por cargas de servicio, los esfuerzos de tensión en el refuerzo, no deben sobrepasar:

Refuerzo grado 40	1400 Kg/cm ²
Refuerzo grado 60	1680 Kg/cm ²

(B) Flexión.

Para el estudio de esfuerzos por cargas de servicio, debe usarse la Teoría de Esfuerzos y Deformaciones Lineales, con las siguientes suposiciones:

- (1) La deformación varía linealmente con la distancia medida desde el eje neutro; excepto que, para miembros de gran peralte sujetos a flexión, con una relación claro-peralte total mayor que 2/5

para claros continuos y $4/5$ para claros simples, debe considerarse una distribución no lineal de deformación.

- (2) La relación esfuerzo deformación del concreto es una línea recta bajo cargas de servicio dentro de los esfuerzos permisibles.
- (3) En miembros de concreto reforzado, el concreto no resiste tensión.
- (4) La relación modular, $n = E_s/E_c$, se puede tomar el número entero más cercano (pero no menor que 6). Excepto en el cálculo de las deflexiones, el valor de n para concreto ligero debe suponerse el mismo que para concreto de peso normal de la misma resistencia.
- (5) En miembros doblemente reforzados sujetos a flexión, debe utilizarse una relación modular efectiva de $2E_s/E_c$ para transformar el refuerzo de compresión en el cálculo de esfuerzos. El esfuerzo de compresión en dicho refuerzo no debe exceder del refuerzo de tensión permisible.

(C) Miembro a Compresión con o sin Flexión.

La capacidad a la combinación de carga axial y flexión

de los miembros sujetos a compresión, debe tomarse como el 35% de la calculada con las disposiciones del artículo 8.15.4 de las especificaciones AASHTO, 1983. Los efectos de esbeltez deben estar incluidos de acuerdo a los requisitos del artículo 8.16.5 AASHTO. El término P_u de la ecuación 8.41 de las especificaciones debe reemplazarse por 2.5 veces la carga axial de diseño. Al usar tales especificaciones, ϕ ha de considerarse igual a 1.0.

(D) Cortante.

(1) Esfuerzos Cortantes.

El esfuerzo cortante de diseño, v debe calcularse así:

$$v = \frac{V}{b w d}$$

donde:

b_w = es el ancho del alma

d = la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal, y

V = el cortante de la sección.

El refuerzo por cortante debe cumplir los requisitos generales de las especificaciones.

Cuando el esfuerzo cortante de diseño, v , excede el esfuerzo cortante soportado por el concreto, v_c , debe proporcionarse refuerzo por cortante. El área de refuerzo por cortante, perpendicular al miembro está dado por:

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_y}$$

En donde el valor $v - v_c$ no debe exceder de $1.06\sqrt{f'_c}$.

(2) Esfuerzos Cortantes por Fricción.

Las disposiciones consideradas en las especificaciones AASHTO para cortante por fricción pueden aplicarse cuando resulta apropiado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, tal como una grieta potencial o existente, una superficie de contacto entre dos materiales distintos o una superficie de contacto entre dos materiales colados en distintas etapas.

El esfuerzo cortante no debe exceder de $0.09 f'_c$ ni de 25.2 Kg/cm^2 .

El área requerida del refuerzo por cortante por fricción, A_{vf} , debe calcularse por:

$$A_{vf} = \frac{V}{f_s \mu}$$

El coeficiente de fricción μ vale 1.4 para concreto colado monolíticamente, 1.0 para concreto colado no monolíticamente y 0.7 para concreto colado contra acero estructural laminado. Todo esto para concreto de peso normal.

3.3.3.2 METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA.

DISEÑO POR EL FACTOR DE CARGA.

(A) Requisitos de Resistencia.

(1) Resistencia Requerida.

Las estructuras y los miembros estructurales deberán diseñarse para obtener resistencias de diseño, al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para fuerzas y cargas factorizadas, bajo las combinaciones de cargas y fuerzas a las que la estructura pudiera estar sometida.

Cada parte de la estructura debe estar dimensionada para el grupo de cargas que sean aplicables y se usará el mayor diseño requerido.

(2) Factor de Reducción.

El factor de reducción de resistencia ϕ debe ser el siguiente:

Para flexión $\phi = 0.90$

Para cortante	$\phi = 0.85$
Para miembros en compresión con refuerzo en espiral, a flexión o sin ella	$\phi = 0.75$
Para miembros en compresión con refuerzo de estribos, a flexión o sin ella	$\phi = 0.70$
Aplastamiento en el concreto	$\phi = 0.70$

(B) Suposiciones de Diseño.

- (1) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- (2) La máxima deformación utilizable en la fibra extrema de compresión del concreto se supondrá igual a 0.003.
- (3) En el refuerzo, cuando el esfuerzo sea inferior a la resistencia de fluencia especificada, f_y , para el grado de acero usado, debe tomarse como E_s veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , el refuerzo se considera independiente de la deformación, e igual a f_y .

- (4) La resistencia a la tensión del concreto no deberá considerarse en los cálculos.
- (5) La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida con numerosos resultados de pruebas.
- (6) El requisito anterior se puede considerar satisfecho si se emplea una distribución rectangular equivalente del refuerzo en el concreto de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en la dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para concretos con una resistencia hasta de 280 Kg/cm^2 y se reducirá a una razón de 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 que aumente la resistencia sobre 280 Kg/cm^2 .

(C) Flexión.

- (1) Para miembros a flexión, el porcentaje de

refuerzo, p , proporcionado no debe exceder de 0.75 del porcentaje balanceado, ρ_b .

- (2) Para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente, el momento resistente de diseño ϕM_n , puede calcular por:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

donde:

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$$

El porcentaje de refuerzo balanceado ρ_b :

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{611.5}{6115 + f_y} \right)$$

- (3) Secciones con Patín con refuerzo a tensión Únicamente:

Cuando el espesor del patín a compresión es menor que el espesor del bloque rectangular equivalente:

$$\phi M_n = \phi [(A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2) + A_{sf} f_y (d - 0.5 hf)].$$

Donde:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) hf}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w}$$

El porcentaje de refuerzo balanceado, ρ_b :

$$\rho_b = \left(\frac{bw}{b} \right) \left[\frac{(0.85 \beta_1 f'_c)}{f_y} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) + p_f \right]$$

Donde:

$$p_f = \frac{As_f}{bwd}$$

(4) Secciones rectangulares con refuerzo a compresión.

Momento resistente de diseño:

$$\phi M_n = \phi / (As - A's) f_y (d - a/2) + A's \cdot f_y (d - d')$$

Si

$$\left(\frac{As - A's}{b \cdot d} \right) \geq 0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y \cdot d} \right) \left(\frac{6115}{6115 - f_y} \right)$$

Donde:

$$a = \left(\frac{As - A's}{0.85 f'_c b} \right) f_y$$

El porcentaje balanceado, ρ_b :

$$\rho_b = \left[\frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) + p' \left(\frac{f's}{f_y} \right) \right]$$

Donde:

$f's$ = esfuerzo en refuerzo a compresión.

(D) Miembros a Compresión con o sin Flexión.

Todos los miembros sujetos a cargas de compresión serán

diseñados para una excentricidad e , igual a la mayor de:

- a. La correspondiente al máximo momento que acompaña la carga a compresión, o
- b. $0.05h$ para miembros a compresión con refuerzo en espiral; ó $0.10h$ para miembros a compresión con estribos, con respecto a uno u otro eje, o
- c. $0.025m$ con respecto a uno u otro eje.

(1) Resistencia de miembros a compresión.

a) Compresión pura, ϕP_o :

$$\phi P_o = \phi / 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y /$$

Esta condición es solamente hipotética, puesto que todo miembro sujeto a una carga de compresión deberá diseñarse para excentricidades no menores a las evaluadas anteriormente.

b) Condición de deformación balanceada: ϕP_b y ϕM_b :

$$\phi P_b = [0.85 f'c . b . a_b + A'_s . f'_s - A_s . f_y] \text{ y}$$

$$\phi M_b = P_b . e_b = \phi [0.85 f'c . b . a_b (d - d'' - a_b / 2) +$$

$$A'_s . f'_s (d - d' - d'') + A_s . f_y d'']$$

donde:

$$a_b = \frac{(6115)}{6115 + f_y} \beta_1 . d$$

$$\text{y } f'_s = 6115 \left[1 - \frac{(d')}{d} \frac{(6115 + f_y)}{6115} \right] \leq f_y$$

(E) Efectos de Esbeltez en Miembros a Compresión.

(1) Requisitos Generales.

El diseño de miembros a compresión se basará en fuerzas y momentos determinados a través de un análisis de la estructura. Dicho análisis debe tomar en cuenta la influencia de cargas axiales y el momento de inercia variable en la rigidez del miembro y en los momentos de empotramiento, el efecto de las deflexiones sobre los momentos y fuerzas, y los efectos de duración de las cargas.

(2) Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez.

Para miembros a compresión arriostrados contra desplazamiento, los efectos de esbeltez podrán despreciarse cuando $K l_u/r$ sea menor que $34 - (12 M_1/M_2)$. Para miembros no arriostrados podrán despreciarse cuando $K l_u/r$ sea menor que 22. K es el factor de longitud efectiva; l_u , la distancia libre no soportada; M_1 y M_2 , son los momentos extremos de un miembro, donde M_1 y M_2 es positivo si la flexión es simple y negativa si es curvatura doble. M_2 siempre es positivo.

Los miembros a compresión serán diseñados usando la carga axial factorada, P_u , de acuerdo a análisis elástico convencional y un momento factorado, M_c , definido por:

donde:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = n^2 EI / (K l_u)^2$$

En lugar de un cálculo más preciso, EI podrá tomarse de cualquiera de las siguientes fórmulas:

$$EI = \frac{E_c I_g / 5 + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

o conservadoramente:

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d}$$

donde:

β_d = es la relación entre el momento máximo debido a la carga muerta y el momento máximo debido a la carga total.

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2)$ (miembros soportados lateralmente).

$C_m = 1.0$ (miembros no soportados lateralmente).

(F) Cortante.

(1) Resistencia al Cortante.

El esfuerzo factorado, V_u , se calculará por:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi b w d}$$

donde bw se tomará como es espesor del alma y d como la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tensión.

(2) Esfuerzo cortante soportado por el concreto.

Para miembros sujetos solamente a cortante y flexión o sujetos a compresión axial, el esfuerzo cortante soportado por el concreto, V_c , no excederá de $0.53\sqrt{f'_c}$ valor que puede ocuparse cuando no se haga un cálculo más detallado. Cuando exista tensión significativa, el refuerzo por cortante se diseñará para soportar el cortante total, a menos que se haga un cálculo más preciso.

(3) Refuerzo por Cortante.

Cuando se proporciona refuerzo por cortante perpendicular al eje, el área requerida se calculará por:

$$A_v = (V_u - V_c) bw.s/f_y$$

valor que tiene que cumplir los requisitos de las especificaciones AASHTO.

El valor de $(V_u - V_c)$ no excederá de $2.1\sqrt{f'_c}$.

(3) Cortante por Fricción.

Las disposiciones consideradas en las especificaciones AASHTO para cortante por fricción donde es adecuado considerar transmisión de cortante a través de un plano dado, tal como una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre dos concretos colados en épocas diferentes.

(G) Requisitos de Serviciabilidad.

Para miembros sujetos a flexión diseñados haciendo referencia a factores de carga y resistencia por el DISEÑO POR FACTOR DE CARGA, los esfuerzos para cargas de servicio serán limitados para satisfacer los siguientes requisitos:

(1) Fatiga.

No es necesario revisar los esfuerzos límites de fatiga para losas de concreto con refuerzo principal perpendicular al tráfico, diseñadas de acuerdo con el método aproximado.

(2) Distribución del refuerzo a Tensión.

El refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión máxima.

Cuando la resistencia de diseño a la fluencia f_y , para el refuerzo en tensión exceda de 2.800 Kg/cm² las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos deberán proporcionarse para el valor de Z dado por $Z = f_s \int d c A$ no exceda de 31,000 Kg/cm para exposición interior y de 26,000 Kg/cm para exposición exterior. f_s puede tomarse como el 60% de la resistencia de fluencia especificada, f_y .

(3) Control de Deflexiones.

Los miembros a flexión de estructuras de puentes deben diseñarse para tener una rigidez adecuada a fin de limitar las deflexiones o cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia de la estructura bajo cargas de servicio.

a. Limitaciones del peralte de la estructura.

Los espesores mínimos estipulados en la tabla 3.3.3, se recomiendan, a menos que, cálculos de deflexiones indiquen que un menor espesor puede usarse sin efectos adversos.

Tabla 3.3.3.

ESPEORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA MIEMBROS DE PERALTE
CONSTANTE¹

TIPO DE ESTRUCTURA	ESPEORES MINIMOS EN m ²
Losas de puentes con re- fuerzo principal perpen- dicular o paralelo al - tráfico.	$\frac{S + 3.05}{30} \geq 0.165 \text{ m}$
Vigas T	$\frac{S + 2.75}{18.04}$
Vigas de Cajón	$\frac{S + 3.05}{20}$

¹ Cuando se usan miembros de peralte variable, los valores de la tabla pueden ajustarse para tener en consideración el cambio de las rigideces relativas de las secciones para momento positivo y negativo.

² Valores recomendados para claros continuos, para claros simples deberá tenerse cerca de un 10% más de espesor.

S = Distancia libre más espesor de losa, pero no mayor que la distancia de centro a centro de apoyos.

3.4 CONCEPTOS BASICOS Y REQUISITO PARA LA CONSTRUCCION DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.4.1 INTRODUCCION.

El presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. Aunque los principios y las técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

En esencia, el concreto es un material que trabaja a compresión. Su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compresión y en muchos casos, al diseñar, se deja fuera de consideración aquella. Por tanto, el presforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirán.

3.4.2 METODOS DE PRESFORZADO.

Aunque se han empleado muchos métodos para producir el estado deseado de precompresión en los miembros de concreto,

todos los miembros de concreto presforzado pueden considerarse dentro de una de dos categorías: pretensado o postensado. Los miembros de concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto pretensados y presforzados, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

A. Pretensado.

La mayor parte de la construcción de concreto presforzado que se hace en los Estados Unidos es de concreto pretensado. Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la figura 3.4.1.a. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos.

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en

torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

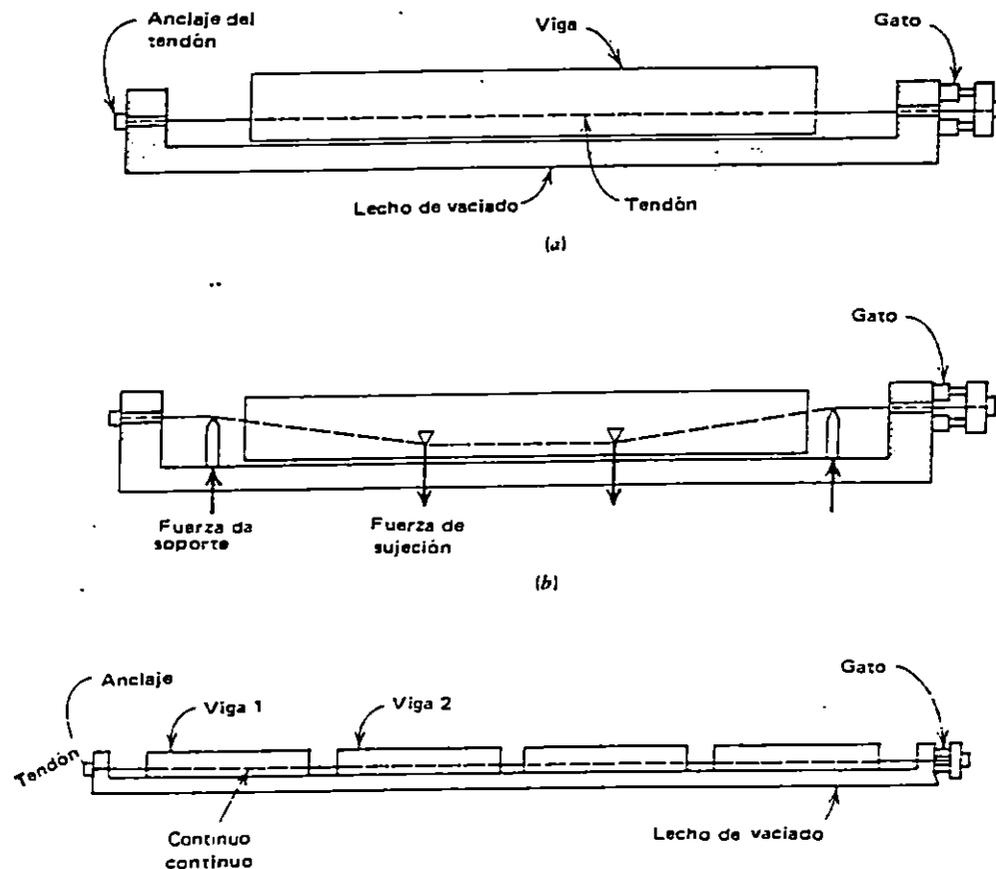


Fig. 3.4.1. Métodos de pretensado: a) Viga con tendón recto; b) Viga con excentricidad variable; c) Esforzado y vaciado de línea larga.

B. Postensado.

Cuando se hace el presforzado por postensado, generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones o varillas de acero.

El conducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin esforzar) para prevenir su desplazamiento accidental, y luego se vacía el concreto. Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado, como se ilustra en el extremo alejado del miembro, se restira, luego se ancla en el extremo de aplicación del gato por medio de accesorios similares y se quita el gato. La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Los tendones se tensan normalmente uno a la vez, aunque cada tendón puede constar de varios torones o alambres.

3.4.3 ANALISIS POR FLEXION.

El estudio de las vigas requiere de análisis o diseño. En el caso del análisis por flexión, las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas.

El análisis por flexión de miembros presforzados es con mucho la tarea más sencilla. El diseño se complica por la interdependencia de muchas variables. Por lo general, los cambios en una variable afectarán a muchas otras de ellas, si no es que a todas, y a menudo el mejor camino para el diseño final es un procedimiento iterativo. Un miembro tentativo que se escoge sobre la base de un cálculo aproximado se verifica para comprobar su suficiencia, y luego se afina. De esta manera, en cierto sentido el diseñador converge a la solución que es "la mejor".

Tanto el análisis como el diseño del concreto presforzado puede necesitar de la consideración de varios estados de carga tal como sigue:

1. Presfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando solo P_i actúa en el concreto.
2. Presfuerzo inicial más peso propio del miembro.
3. Presfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta.

4. Presfuerzo efectivo, P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
5. Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

3.4.3.1 ESFUERZOS ELASTICOS DE FLEXION EN VIGAS NO AGRIETADAS.

- A. Comportamiento de vigas presforzadas en el rango elástico.

En la figura 3.4.2 se muestra una viga presforzada apoyada simplemente con un tendón curvo. El centroide del concreto es el de toda la sección no agrietada, y el acero se representará por su eje centroidal, bien sea que esté constituido por un solo tendón o por varios. La excentricidad del centroide del acero, será positiva si ésta se mide hacia abajo del centroide del concreto, y se representa con e .

Las distancias de el centroide del concreto a las superficies superior e inferior del miembro son c_1 y c_2 respectivamente.

La figura 3.4.2b muestra las fuerzas resultantes que

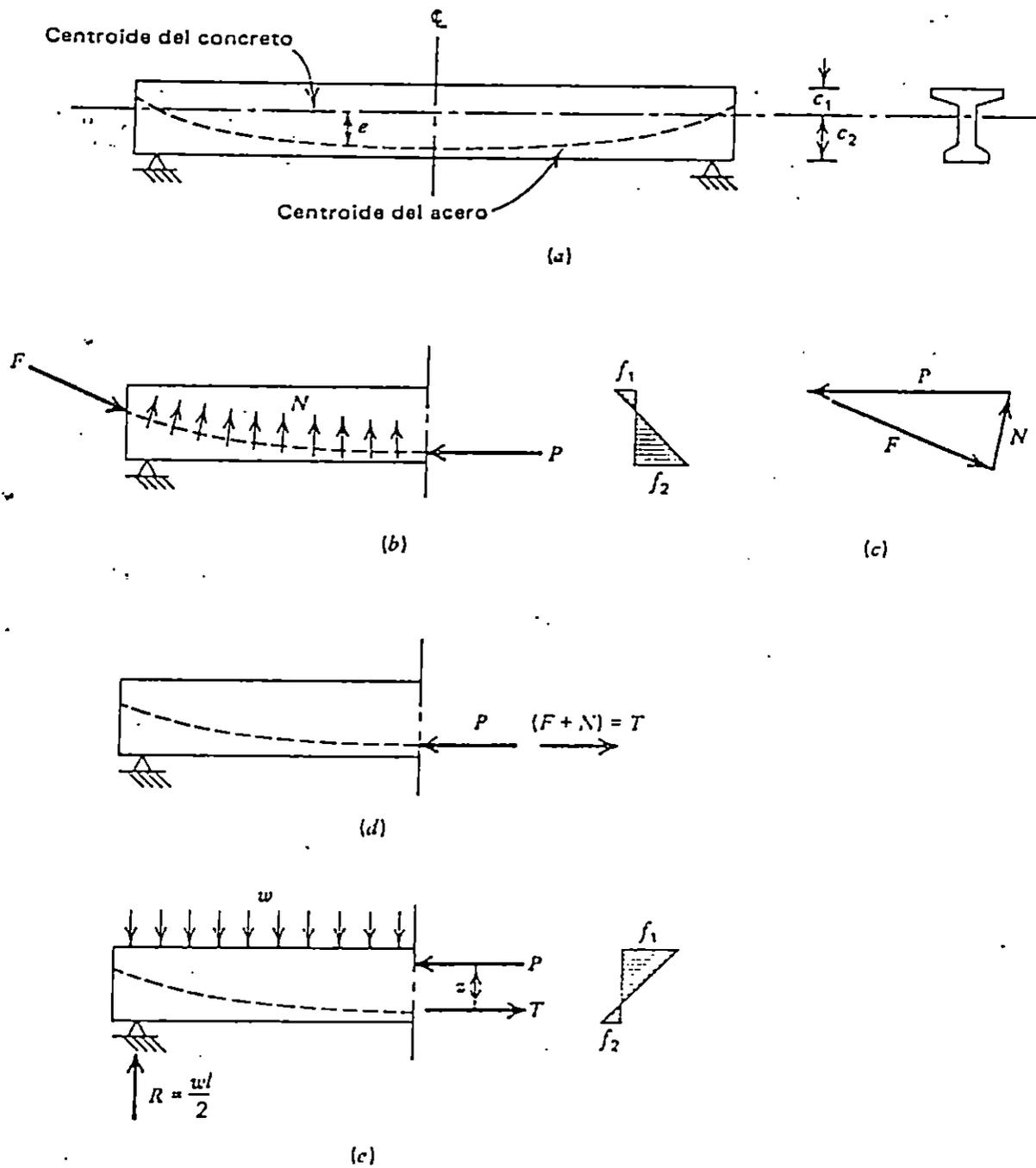


FIGURA 3.4.2. Fuerzas que actúan en una viga presforzada típica. (a) Perfil de la viga y su sección, (b) Fuerzas que actúan en el concreto, (c) Polígono de equilibrio de fuerzas, (d) Fuerzas de anclaje y curvatura reemplazadas por la resultante. (e) Viga con cargas transversales.

actúan en el concreto después del tensado del acero. La fuerza F actúa en el concreto en los anclajes de los tendones cerca de los extremos del miembro. La fuerza P en el centro del claro es la resultante de todos los esfuerzos normales de compresión en el concreto que actúa en dicha sección. Estos esfuerzos normales varían de un valor f_1 en la superficie superior a f_2 en la superficie inferior. Las fuerzas N se ejercen sobre el concreto por el tendón debido a su curvatura y la distribución exacta de estas fuerzas depende de la configuración particular que se use para el tendón.

Las tres fuerzas F , N y P forman un sistema autoequilibrado, tal como se ilustra en el polígono cerrado de fuerzas de la figura 3.4.2c. Nótese que cuando únicamente actúan las fuerzas del presfuerzo en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas en la viga son cero.

La figura 3.4.2d nos muestra una forma alternativa de representar a las fuerzas de la figura 3.4.2b, en la cual las fuerzas F y N se reemplazan por su suma vectorial T . La compresión resultante P actúa como antes. Nótese que P y T son fuerzas iguales y opuestas, que actúan en el mismo punto de la sección transversal. Puede concluirse que para una viga estáticamente

determinada, la consecuencia del presfuerzo es una fuerza resultante de compresión que actúa en el centroide del acero en cualquier sección.

A continuación se permite que actúe una fuerza uniforme distribuida de intensidad w , tal como se muestra en la figura 3.4.2e. Existe una fuerza de reacción asociada $R = w/2$ en cada apoyo. A medida que la fuerza w es aplicada gradualmente, la magnitud de la fuerza pretensora permanece esencialmente constante y T mantiene tanto su magnitud como su posición. Sin embargo, a medida que se superponen los esfuerzos de flexión debidos a las cargas, aplicadas a los esfuerzos axiales y de flexión debidos al presfuerzo, la compresión resultante P se mueve hacia arriba. Se genera un par interno resistente, con fuerzas iguales P y T y un brazo z . Este par equilibra exactamente al momento exterior.

B. Esfuerzos elásticos.

Siempre que la viga permanece sin agrietarse, y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro de los rangos elásticos, los esfuerzos en el concreto pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

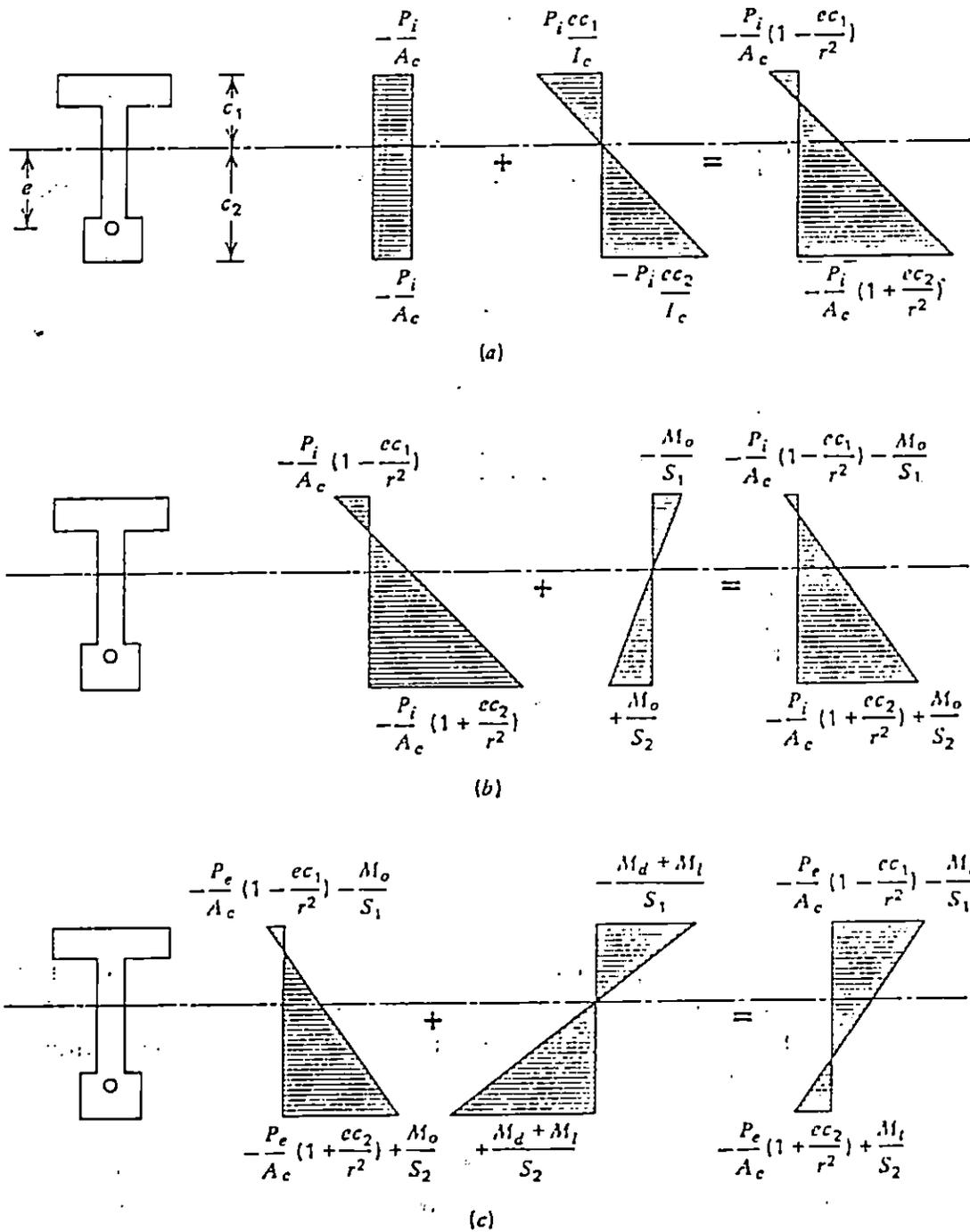


FIGURA 3.4.3. Esfuerzos elásticos en una viga presfuerzada sin agrietar, (a) Efecto del presfuerzo inicial. (b) Efecto del presfuerzo inicial más el peso propio. (c) Efecto del presfuerzo final más carga de servicio total.

donde "e" es la excentricidad del tendón medida hacia abajo desde el centroide del concreto. Ac es el área de la sección transversal del concreto, Ic es el momento de inercia de la sección transversal del concreto. Los

$$f_2 = -\frac{Ac}{P} - \frac{F_2 e_c}{I_c} \quad (3.4.1b)$$

$$f_1 = -\frac{Ac}{P_1} - \frac{F_1 e_c}{I_c} \quad (3.4.1a)$$

Y de flexión:

Si el miembro se sujeta únicamente a la fuerza pretensora inicial P_1 , acaba de demostrarse que la resultante de compresión actúa en el centroide del acero. El esfuerzo en el concreto f_1 en la cara superior del miembro y f_2 en la cara inferior, pueden hallarse mediante la superposición de los efectos axial

esencialmente como si no tuviera grietas.

De acuerdo con el Código ACI, los esfuerzos se pueden hallar usando los métodos elásticos lineales, aun cuando la tensión nominal sea ligeramente mayor que el valor probable del módulo de ruptura. El razonamiento para esto es que debe de proveerse una cierta cantidad de refuerzo bien sea prestozado o no en las zonas de tensión. Esto sirve para controlar tanto las grietas como la deflexión y permite al miembro responder esencialmente como si no tuviera grietas.

demás términos ya se definieron anteriormente. Sustituyendo el radio de giro $r^2 = I_c/A_c$, estas ecuaciones pueden escribirse en una forma más conveniente:

$$f_1 = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e_c}{r^2} \right) \quad (3.4.2a)$$

$$f_2 = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e_c}{r^2} \right) \quad (3.4.2b)$$

La distribución resultante del esfuerzo se muestra en la figura 3.4.3a. Casi nunca el presfuerzo inicial P_i actúa solo. En la mayoría de los casos prácticos, con el tendón debajo del centroide del concreto, la viga se deflexionará hacia arriba debido al momento de flexión causado por el presfuerzo. Entonces se soportará por las cimbras o por las camas de colado sobre todo en los extremos, y la carga muerta de la viga misma, causará momentos M_o que se superpondrán inmediatamente. Consecuentemente, en el estado inicial de carga, inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora, los esfuerzos en el concreto en las superficies superior e inferior valen:

$$\text{Superior} \quad f_1 = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e_c}{r^2} \right) - \frac{M_o}{S_1} \quad (3.4.3a)$$

$$\text{Inferior} \quad f_2 = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e_c}{r^2} \right) + \frac{M_o}{S_2} \quad (3.4.3b)$$

donde M_o es el momento flector debido al peso propio del miembro, y $S_1 = I_c/c_1$ y $S_2 = I_c/c^2$ son los módulos de sección con respecto a las superficies superior e inferior de la viga. La distribución del esfuerzo para este estado de carga se muestra en la figura 3.4.3.b

Pueden colocarse las cargas superpuestas (adicionales al peso propio) cuando la fuerza pretensora tenga aún un valor cercano al inicial, esto es, antes de que hayan ocurrido las pérdidas dependientes del tiempo. Sin embargo, este estado de cargas rara vez controlará el diseño, como se puede confirmar estudiando la figura 3.4.3.

Las cargas vivas aplicadas son generalmente superpuestas lo suficientemente después como para que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas del presfuerzo. En consecuencia, el siguiente estado de carga de interés es el estado correspondiente a la totalidad de las cargas de servicio, cuando actúa la fuerza pretensora efectiva P_e con los momentos debidos al peso propio (M_o) a la carga muerta superpuesta (M_d) y a la carga viva (M_l). Los esfuerzos resultantes son:

$$f_1 = -(P_e/Ac) (1 - e\epsilon/r^2) - M_t/S_1 \quad (3.4.4a)$$

$$f_2 = -(Pe/Ac) (1+e\zeta/r^2) + Mt/S_2 \quad (3.4.4b)$$

donde el momento total M_t es

$$M_t = M_o + M_d + M_l$$

En la figura 3.4.3 se muestran los esfuerzos debidos a las cargas de servicio.

3.4.4 CORTANTE.

Las vigas también deben tener seguridad en contra de fallas prematuras de otros tipos, las cuales pueden ser más peligrosas que la falla por flexión en el sentido que, si sobrevinieran la sobrecarga y colapso catastrófico, éstos podrían ocurrir de súbito y sin previo aviso. La falla por cortante, más propiamente llamada falla por tensión diagonal es un ejemplo. Las vigas de concreto presforzado normalmente poseen refuerzo para el cortante, especial con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual puede predecirse con precisión y viene precedida por el agrietamiento y las grandes deflexiones obvias, ocurrirá antes que la falla por cortante, la cual es súbita y más difícil de predecir con exactitud.

3.4.4.1 CORTANTE Y TENSION DIAGONAL EN VIGAS SIN AGRIETAR.

Cuando las cargas que actúan en una viga de concreto presforzado son relativamente bajas, ésta no se agrietará y la respuesta del concreto será casi elástica. En estas circunstancias los esfuerzos cortantes, los debidos a la flexión, y los esfuerzos principales que resultan de su acción combinada se pueden hallar basándose en las ecuaciones familiares de la mecánica. El esfuerzo cortante en el concreto para cualquier ubicación está dado por

$$v = \frac{V_{net} Q}{I_c b}$$

donde:

V_{net} = Fuerza cortante neta en la sección transversal debida a las cargas aplicadas y al presfuerzo.

Q = Momento estático alrededor del eje neutro de la parte de la sección transversal que se encuentra hacia afuera del plano de corte considerado.

I_c = momento de inercia de la sección transversal.

b = ancho de la sección transversal a la altura del plano considerado.

El esfuerzo de flexión en el concreto se puede hallar mediante la ecuación:

$$f = - \frac{P}{A_c} \pm \frac{Pey}{I_c} \pm \frac{My}{I_c}$$

donde:

- P = fuerza pretensora
- e = excentricidad de la fuerza pretensora, positiva hacia abajo.
- y = distancia desde el eje centroidal de la sección al punto considerado.
- A_c = área de la sección transversal de concreto.
- M = momentos debidos a las cargas aplicadas.

y el signo, superior o inferior de cada par, se aplica para el cálculo de los esfuerzos por arriba o por debajo del eje centroidal, respectivamente.

3.4.4.2 CORTANTE DEL AGRIETAMIENTO DIAGONAL.

Gran cantidad de pruebas han demostrado que pueden ocurrir dos tipos de grietas diagonales en trabes presforzadas: grietas por flexión cortante y grietas por cortante en el alma. Estas se ilustran en las figuras 3.4.4a y 3.4.5b respectivamente.

Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas por flexión. Las grietas por flexión se extienden más o menos verticalmente dentro de la trabe desde la cara de tensión. Cuando se desarrolla una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortantes en

la cabeza de una grieta por flexión, la grieta se propaga en una dirección inclinada, a menudo algo tendida, tal como se indica en la figura 3.4.4a. Si no se proporciona refuerzo en el alma, tal grieta puede producir lo que se conoce como una falla por compresión-cortante, en la cual el área de compresión del concreto cerca de la parte superior de la viga, reducida por la grieta diagonal, es insuficiente para resistir las fuerzas provenientes de la flexión.

Mientras que el agrietamiento por flexión-cortante es el tipo más común, la grieta por cortante en el alma puede ocurrir tal como se muestra en la figura 3.4.4b, especialmente cerca de los apoyos de vigas altamente presforadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el concreto iguala a la resistencia de tensión del material. Este tipo de peligro en el alma conduce a la súbita formación de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga según uno de los modos siguientes:

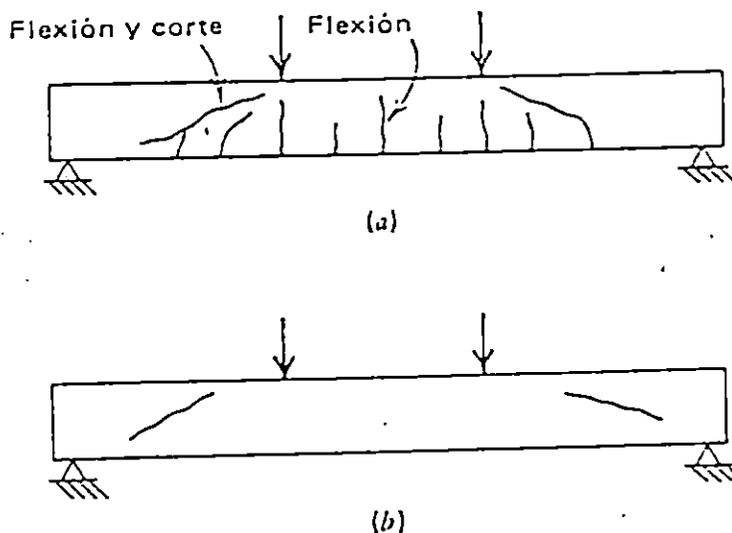


FIGURA 3.4.4. Tipos de grietas inclinadas. (a) Grietas por flexión-cortante. (b) Grietas por cortante en el alma.

- a. Separación del patín en tensión del alma, a medida en que las grietas inclinada se extiende horizontalmente hacia los apoyos.
- b. Aplastamiento del alma debido a la elevada compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal, a medida que la trabe se transforma en un arco atirantado equivalente.
- c. Agrietamiento por tensión inclinada secundario cerca de los apoyos, el cual separa el patín en compresión del alma.

Típicamente, las fallas por cortante en el alma son más violentas que las fallas por flexión-cortante.

3.4.4.3 REFUERZO EN EL ALMA POR CORTANTE.

No sería ni económico ni seguro diseñar vigas de concreto presforzado de tales proporciones que sólo el concreto sea el que proporcione toda la resistencia al cortante. El refuerzo del alma sin presforzar se emplea de la misma manera general tal como se usa en trabes de concreto reforzado. Tal acero en el alma no solamente aumenta la resistencia al cortante de las trabes, sino que también garantiza que la falla sea más dúctil, en caso de que exista una severa sobrecarga que produzca una falla por cortante. La fluencia del refuerzo del alma, acompañada por el amplio agrietamiento del concreto dará alguna alarma de peligro.

La transferencia de fuerzas cortantes a través de la sección diagonalmente agrietada de un trabe con refuerzo en el alma puede comprenderse estudiando la figura 3.4.5. Esta muestra las fuerzas que actúan en una parte de la trabe entre la sección diagonalmente agrietada y el apoyo adyacente. Los estribos se muestran con un espaciamiento s .

Debido al presfuerzo de compresión longitudinal en el concreto, la pendiente de la grieta diagonal es por lo general considerablemente más pequeña que 45 grados. Aquí se

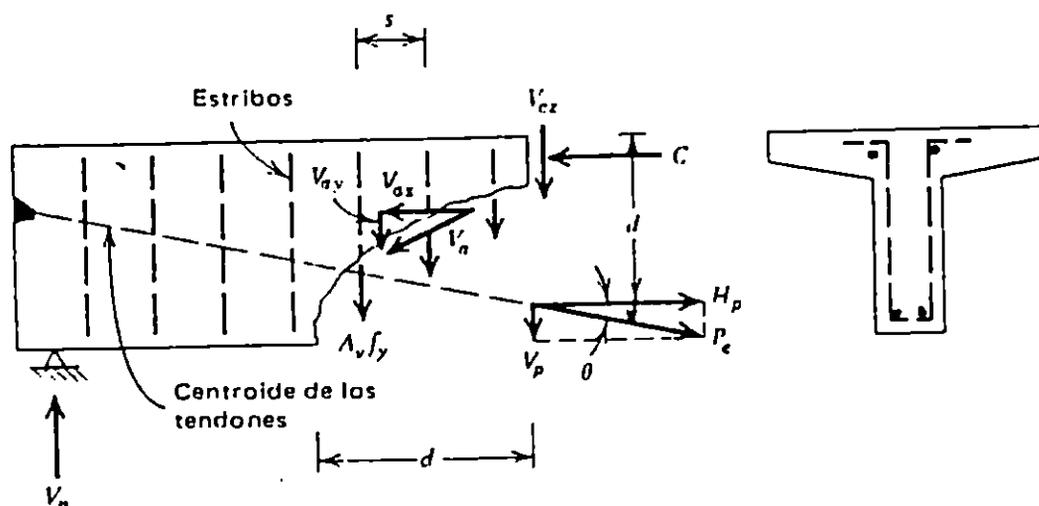


FIGURA 3.4.5. Transferencia del cortante en una viga parcialmente agrietada.

supone algo conservadoramente, que la proyección horizontal de la grieta tiene una longitud igual al peralte efectivo de la viga medido al centroide del tendón en la sección de interés. Entonces, si el espaciamiento del refuerzo del alma en la dirección del eje del miembro es s , el número de estribos U que atraviesan la grieta diagonal es d/s . Cuando el miembro se encuentra al inicio de la falla, los estribos se encuentran esforzados a la totalidad de su resistencia de fluencia f_y . Por lo que la contribución total de los estribos para la resistencia del cortante a través de la sección agrietada es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

donde A_v es el área total de acero de un estribo, esto es, dos veces el área de la sección transversal de la varrilla para el caso típico de los estribos en U.

Si el centroide del tendón atraviesa la sección de interés con una inclinación θ , entonces el tendón transmite una fuerza cortante igual a la componente vertical de la fuerza pretensora.

Aún cuando la fuerza en el tendón aumenta a medida en que se sobrecarga el miembro, se supondrá conservadoramente que tiene un valor igual al presfuerzo efectivo P_e . Así, la componente vertical es:

$$V_p = P_e \text{sen}\theta$$

Una tercera contribución a la transferencia del cortante proviene de la resistencia friccionante a lo largo de las superficies naturalmente rugosas formadas por la grieta. Aun cuando la grieta es perpendicular a la dirección de la tensión principal, de tal forma que no deberían preverse desplazamientos por cortante, se ha confirmado por las pruebas que después del agrietamiento ocurre una redistribución significativa de fuerzas internas, en tal forma que existe una tendencia al deslizamiento relativo de las caras de la grieta. Esta es resistida por la rugosidad

de la superficie y por la trabazón del agregado. La fuerza V_a resistente asociada con la trabazón del agregado actúa sobre el cuerpo libre en la dirección representada en la figura 3.4.5. Su componente vertical es V_{ay} .

Finalmente el concreto de la zona en compresión sin agrietar arriba de la grieta diagonal proporciona una fuerza resistente V_{c2} .

Igualando a cero la suma de todas las fuerzas verticales de la figura 3.4.5 se obtiene la expresión para la resistente nominal al cortante:

$$V_n = Af_y \frac{d}{s} + V_{c2} + V_p + V_{at} \quad (3.4.5)$$

5.4.4.4 CRITERIO DE DISEÑO POR CORTANTE DEL ACI.

A. Bases del diseño.

El diseño debe basarse en el miembro cargado con un estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobrecarga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a

cortante debe de basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.4.6)$$

donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.85 para cortante.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.4.7)$$

donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante.

El valor de V_c debe calcularse de acuerdo con la sección B que sigue.

Se supone que la primera sección crítica para el cortante se encuentra a la distancia $h/2$ desde la cara del apoyo, y las secciones que se encuentran a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$. Esta

especificación reconoce el efecto benéfico de la compresión vertical en el concreto producida por la reacción. En circunstancias especiales, aquellos beneficios no se obtienen, y el cortante en la cara del apoyo puede llegar a ser crítico.

B. Area requerida de refuerzo en el alma.

Cunado se emplea el refuerzo por cortante perpendicular al eje del miembro, su contribución a la resistencia al corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_v d}{s} \quad (3.4.8)$$

tal como se derivó pero el valor de V_s no debe tomarse mayor que $8 f'_c b_w d$.

La resistencia total nominal al cortante V_n se halla sumando las contribuciones del acero y del concreto:

$$V_n = \frac{A f d}{s} + V_c \quad (3.4.9)$$

Para el caso limite de la inecuación (3.4.6) y mediante la ecuación (3.4.7).

$$\begin{aligned} V_u &= V_n \\ &= (V_s + V_c) \end{aligned}$$

de la cual $V_u = ((A_v f_y d)/S + V_c)$
 $V_u = A_s f_y d + V_c$ (3.4.10)

El área requerida para la sección transversal, A_v , puede calcularse mediante una transposición de términos de la ecuación (3.4.10).

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{f_y d} \quad (3.4.11)$$

Normalmente, en los casos prácticos de diseño, el ingeniero escogerá una área tentativa del estribo, para el cual se halla el espaciamiento requerido, así pues una forma más conveniente de la ecuación (5.6.7) es:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_u - V_c} \quad (3.4.12)$$

Si el espaciamiento hallado para el área tentativa del estribo resulta muy estrecho para una distribución económica o práctica, así resulta tan grande que los requisitos de espaciamiento máximo que rigen el diseño. Se debe buscar un espaciamiento adecuado a modo de no caer en los errores antes expuestos. Para una mayor seguridad consultar el código ACI-318-89.

C. Refuerzo Mínimo en el alma.

En todos los miembros de concreto presforzado se debe de proporcionar por lo menos una cierta área mínima de refuerzo por cortante, cuando la fuerza cortante factorizada total V_u es mayor que la mitad de la resistencia al cortante V_c proveniente del concreto.

El área mínima que debe de proporcionarse como refuerzo para el cortante para los demás casos debe ser igual al menor de los siguientes valores:

$$A_v = \frac{50 \text{ } bwS}{f_y} \quad (3.4.13)$$

Y

$$A_v = \frac{A_p}{80} \frac{f_{pu}}{f_y} \frac{S}{d} \quad (d/bw) \quad (3.4.14)$$

En donde:

A_p = Área de la sección transversal del acero de presfuerzo.

f_y = Es el esfuerzo de fluencia del acero del estribo.

f_{pu} = Es la resistencia última de tensión del acero de presfuerzo.

3.5 PERDIDA PARCIAL DE LA FUERZA DE PRESFORZADO.

Las pérdidas en la fuerza pretensora se pueden agrupar en 2 categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro y aquellas que ocurren a través de un extenso período de tiempo. La fuerza de presfuerzo del gato P_1 , puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto comprimido. La fuerza pretensora después de ocurridas estas pérdidas se ha denominado fuerza pretensora inicial P_1 . A medida en que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

Después de un período de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora casi constante. Esta se define como la fuerza pretensora efectiva P_e .

Para los miembros pretensados, P_1 nunca actúa en el concreto, sino únicamente en los anclajes permanentes de la cama del colado. La tensión se reduce a lo largo de la longitud del cable por la fricción que ocurre en los puntos

de cambio de dirección del cable y en las cimbras extremas de la viga. Adicionalmente, la fuerza en el acero se reduce, inmediatamente después de la transferencia, por el acortamiento elástico del concreto.

A principios de 1958, el Comité Conjunto 423 del ACI-ASCE reconoció la necesidad de poseer expresiones aproximadas a usarse en la estimación de las pérdidas de presfuerzo en los casos rutinarios de diseño. Se recomendaron los siguientes valores para la estimación de las pérdidas totales, incluyendo aquellas debidas al acortamiento elástico, a la contracción, al flujo plástico y al relajamiento, pero excluyendo a las pérdidas debidas a la fricción y al deslizamiento en el anclaje:

Para el pretensado: 35,000 Lb/pulg² (241 N/mm²)

Para el postensado: 25,000 Lb/pulg² (172 N/mm²)

Las pérdidas debidas a la fricción, aplicables a miembros postensados, debían calcularse separadamente.

Esta base para el cálculo de las pérdidas se incorporó en el Código del ACI de 1963 y se encuentra también contenida en los comentarios del actual Código ACI. Se han construido muchos millares de estructuras de concreto presforzado basándose en diseños que usan estas pérdidas y

cuando los tamaños de los miembros, materiales, los procedimientos constructivos, la cantidad de presfuerzo y las condiciones ambientales no se salen de los cánones ordinarios, este procedimiento ha demostrado ser satisfactorio.

A. DESLIZAMIENTO DEL ANCLAJE.

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno u otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida en que se deforma el dispositivo de anclaje. Una situación similar se produce en el pretensado, cuando la fuerza pretensora se transfiere de los gatos a los anclajes permanentes de la cama del colado a través de las calzas alrededor de los cables. En cualquier caso, la pérdida por deslizamiento en los anclajes se puede compensar mediante un sobreesfuerzo, siempre que se conozca su magnitud.

B. ACORTAMIENTO ELASTICO DEL CONCRETO.

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en

que éste se comprime. Para miembros pretensados, en los cuales el tendón se encuentra adherido al concreto al momento de la transferencia, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero, pudiéndose de acuerdo con esto calcular las pérdidas.

Considerando primero las vigas pretensadas, el esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero, cuando se encuentran actuando el presfuerzo excéntrico más el peso propio, inmediatamente después de la transferencia, es

$$f_{cs} = -\left(\frac{P_i}{A_c}\right)\left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o e}{I_c}$$

$$f_{cs} = -\frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o e}{I_c} \quad (3.4.15)$$

donde:

P_i = Fuerza pretensora inicial

A_c = área de la sección de concreto

e = Excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide del concreto.

M_o = Momento debido al peso propio del miembro.

r = Radio de giro de la sección de concreto.

I_c = Momento de inercia de la sección de concreto.

Estableciendo la relación modular $n_p = E_p/E_c$, la pérdida de esfuerzo en el tendón debida al acortamiento elástico del concreto es:

$$\hat{\sigma}_{s1} = n f_{ca} \quad (3.4.16)$$

C. PERDIDAS DEBIDAS A LA FRICCION.

En los miembros postensados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se considerarán separadamente primero, y luego en forma combinada.

D. ESCURRIMIENTO PLASTICO.

El escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento

plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por escurrimiento plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto, es posible relacionar a la deformación por escurrimiento plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de escurrimiento plástico definido tal como sigue:

$$C_u = \epsilon_{cu} / \epsilon_{ci} \quad (3.4.17)$$

donde ϵ_{ci} es la deformación elástica inicial y ϵ_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un largo período de tiempo, debida al flujo plástico. Los valores típicos de C_u se encuentran en el rango de 2 a 4. Cuando no se dispone de información específica, se recomienda un valor promedio de 2.35.

Después de que se ha hallado f_{cr} , la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con el flujo plástico del concreto se puede determinar de la expresión

$$\Delta f_{cr} = C_u n f_{cr} \quad (3.4.18)$$

donde $n = E_p / E_c$, como es usual.

F. RELAJAMIENTO DEL ACERO.

Los tendones de presfuerzo se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del concreto, existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aún cuando la longitud se mantenga casi constante. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como del tiempo.

Para los fines del análisis de pérdidas por pasos sucesivos, el incremento de pérdidas en cualquier intervalo de tiempo proveniente del relajamiento del acero puede expresarse como:

$$\Delta \sigma = f_{pi} \left(\frac{\log t_n - \log t_r}{10} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} \right)^{-0.55} \quad (3.4.19)$$

En donde:

t_n = es el tiempo al final del intervalo

t_r = es el tiempo al inicio del intervalo.

La misma ecuación es válida para estimar las pérdidas por relajamiento en miembros pretensados, para los cuales se deben descontar las pérdidas por relajamiento que ocurren antes que se cuele el concreto de las pérdidas totales por relajamiento.

3.6 VIGAS COMPUESTAS

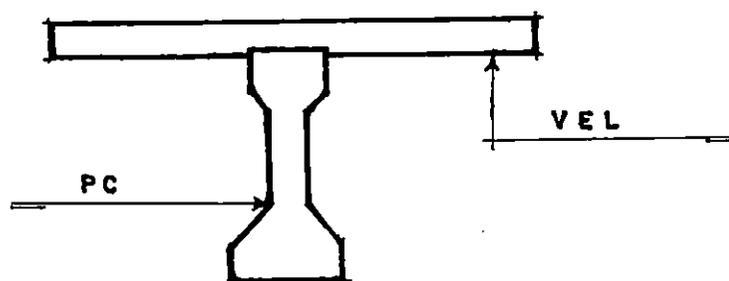
3.6.1 CONSTRUCCION COMPUESTA.

El término construcción compuesta, aplicado al concreto presforzado se refiere por lo general a la construcción en la cual un miembro de concreto precolado actúa en combinación con concreto colado posteriormente in situ, y ligado a aquel. A menudo, el elemento precolado es una losa pretensada o una viga simple o doble sin refuerzo, aunque a veces reforzada con malla de alambre. Otra forma frecuentemente empleada de construcción compuesta combina una viga I precolada pretensada con una losa de concreto reforzado colada in situ, para formar un miembro compuesto con sección T.

La sección de viga de puente mostrada en la figura 3.6.1 ha sido ampliamente usada en puentes carreteros de claros cortos a medianos. Las dimensiones para las secciones I precoladas han sido estandarizadas en seis tamaños por la AASHTO, variando el paralte desde 28 hasta 72 pulgadas.

El prerrequisito esencial para la acción es una buena adherencia entre el concreto precolado y el colado in situ. El cortante por flexión produce la tendencia al deslizamiento horizontal a lo largo del plano que separa a

las dos partes. Una considerable resistencia al deslizamiento es proporcionada por la adhesión y fricción naturales entre el concreto colado in situ y el precolado. En muchos casos, se deja rugosa la superficie superior del elemento precolado, raspándola, más no aplanándola con llana, para aumentar la transferencia de cortante por fricción y trabazón mecánica. Las vigas de puentes intensamente cargadas, como la de la figura 3.6.1, con superficies de contacto más pequeñas, el refuerzo del alma de la viga se prolonga hacia arriba dentro de la losa colada in situ. Esto proporciona la acción de anclaje para resistir al deslizamiento y mantiene juntos a los dos materiales para asegurar el desarrollo de una resistencia friccionante máxima.



**FIG. 3.6.1 SECCION COMPUESTA TIPICA DE VIGA DE PUENTE
AASHTO**

3.6.2 ESTADOS DE CARGA

Un miembro compuesto debe tener un comportamiento satisfactorio bajo cualquier carga o combinación de cargas que puedan actuar durante su vida útil. El análisis y diseño de secciones compuestas puede requerir la consideración de varios, o de todos, los siguientes estados de carga:

1. Presfuerzo inicial P_i inmediatamente después de la transferencia.
2. Presfuerzo inicial P_i más el peso propio del miembro precolado.
3. Presfuerzo efectivo P_e más el peso propio del miembro.
4. Presfuerzo efectivo P_e más todas las cargas muertas de la sección no compuesta, inclusive el peso del concreto húmedo de la losa.
5. Presfuerzo efectivo P_e más las cargas muertas tanto de la sección no compuesta como de la compuesta más las cargas vivas de servicio.
6. Sobrecarga máxima.

Las cargas que se aplican antes de que frague el concreto colado in situ producen esfuerzos asociados con la flexión de la sección precolada, alrededor de su propio eje centroidal. Las cargas aplicadas después de que endurece el concreto colado in situ producen la flexión alrededor del centroide del miembro compuesto. Los esfuerzos que ya se

encuentran actuando en la parte precolada del miembro son modificadas y, adicionalmente se aplican esfuerzos en el concreto recientemente colado.

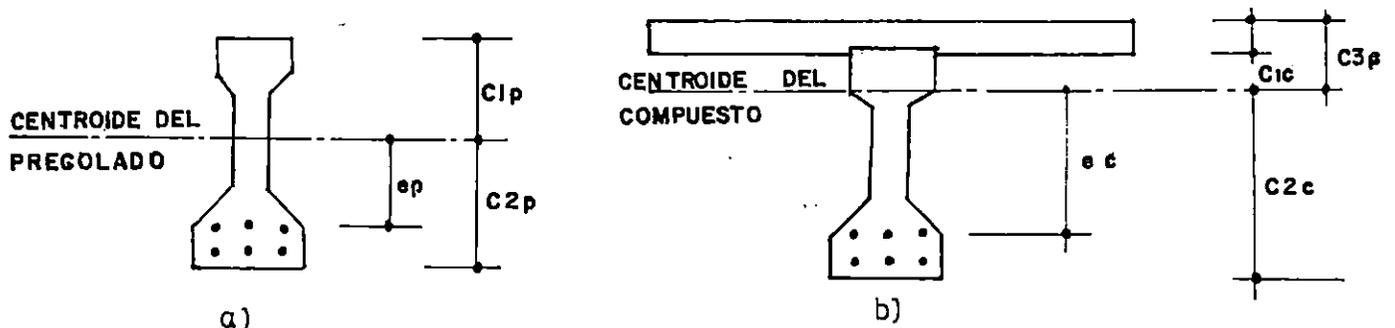
3.6.3 PROPIEDADES DE LA SECCION Y ESFUERZOS ELASTICOS DE FLEXION.

Cuando se calculan esfuerzos en vigas compuestas, es necesario diferenciar entre las cargas que actúan en la viga precolada y aquellas que se aplican después de haberse agregado la parte colada in situ de la sección, cuando puede desarrollarse la totalidad de la acción compuesta. Los esfuerzos producidos por la flexión del miembro compuesto se pueden superponer directamente a aquellos ya presentes en la porción precolada. Lógicamente, la flexión en cada caso es alrededor de un centroide diferente, debiéndose emplear dos juegos separados de propiedades de sección.

La notación se establecerá tomando a la figura 3.6.2 como referencia, la cual muestra la sección I de una viga precolada a la cual se le adiciona una losa colada in situ. Con relación a las propiedades de la sección, los subíndices p y c se refieren respectivamente, a las propiedades de las secciones precoladas y compuestas. De manera similar a aquellas cargas muergas que sólo afecten a la porción precolada se les dotará de un subíndice p , mientras que a

aquellas que producen esfuerzos asociados con la sección compuesta se les pondrá el subíndice c.

FIG 3.6.2



AREA DEL CONCRETO ACP
 MOMENTO DE INERCIA Icp
 RADIO DE GIRO rp
 MODULOS DE SECCION Sip
 S1p
 EXCENTRICIDAD DE LOS TENDONES ep

AREA DEL CONCRETO Acc
 MOMENTO DE INERCIA Icc
 RADIO DE GIRO rc
 MODULOS DE SECCION Sic
 S2c
 S3c
 EXCENTRICIDAD DE LOS TENDONES ec

Los esfuerzos elásticos que actúan en el miembro bajo cualquier estado pueden hallarse mediante los métodos anteriores, empleando las propiedades de la sección apropiadas. Se supondrá que el miembro no está agrietado en ninguno de los estados que sean de interés.

En la figura 3.6.3 se muestran los esfuerzos en una viga compuesta típica correspondiente a varios estados de carga. Inmediatamente después de la transferencia, la fuerza pretensora P_i actúa en el miembro. Normalmente, el peso propio de la parte precolada se superpone inmediatamente.

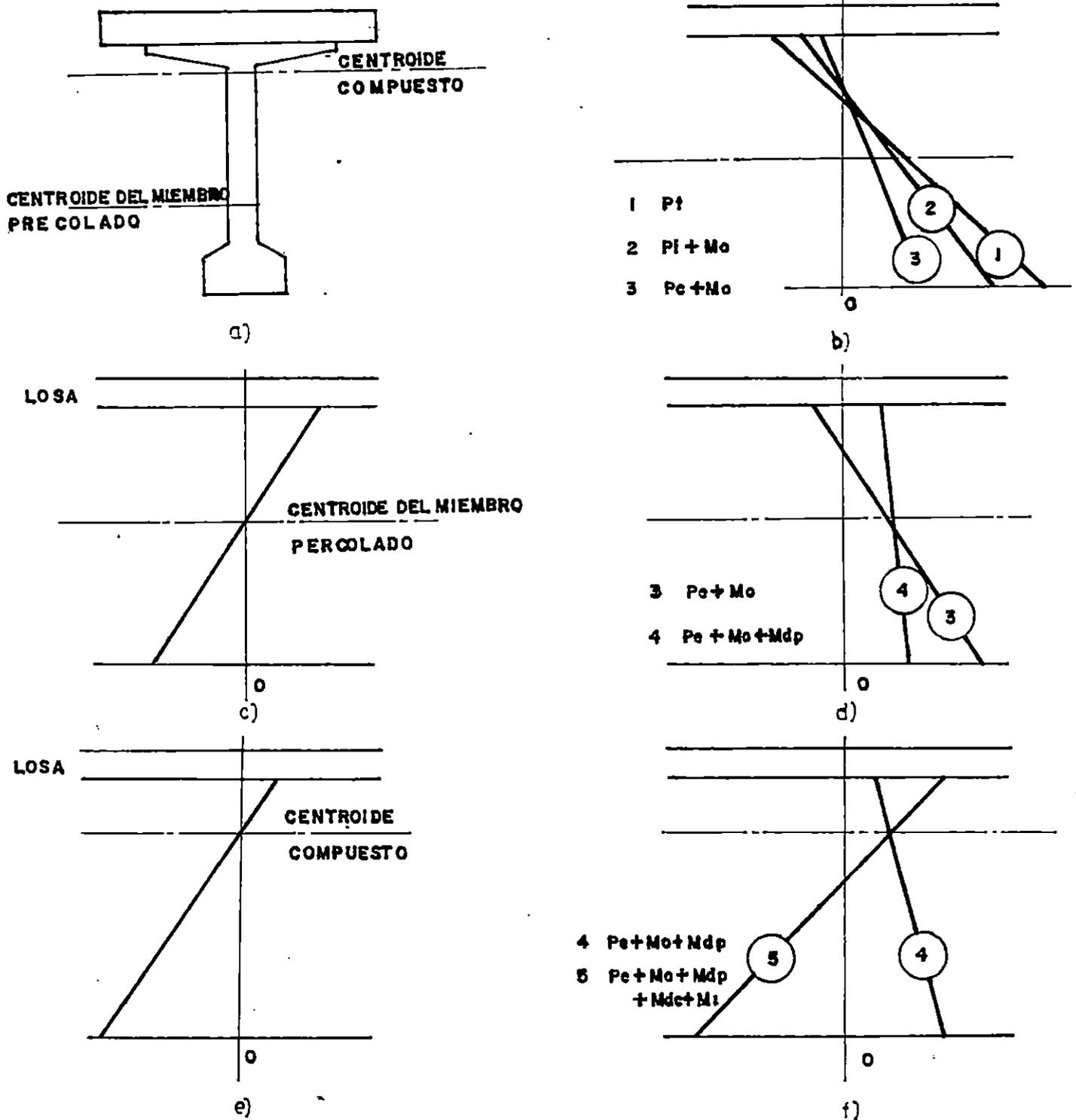


Figura. 3.6.3. Esfuerzos elásticos en una viga compuesta no agrietada. (a) Sección transversal, b) Presfuerzo más peso propio, c) Incremento debido a cargas no compuestas, d) Presfuerzo más cargas no compuestas, e) Incremento debido a cargas compuestas, f) Presfuerzo más cargas compuestas y no compuestas.

Los esfuerzos en las partes superior e inferior de la viga precolada se dan mediante la distribución (2) de la figura 3.6.3b y son, respectivamente:

$$F1 = -(P_i/A_{cp})(1 - (e_p C_{1p})/r^2_p) - M_o/S_{1p}$$

$$F2 = -(P_i/A_{cp})(1 + (e_p C_{2p})/r^2_p) + M_o/S_{2p}$$

donde M_o es el momento debido al peso propio del miembro precolado, y los demás términos se definieron anteriormente.

Se supondrá que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurrirán en este punto, de manera que los esfuerzos en el concreto son modificados gradualmente hasta llegar a los mostrados en la distribución (3), cuando P_e actúa junto con el peso propio.

Por lo general, la única carga de importancia, que no sea el peso de la viga precolada, que actúa sobre la sección no compuesta, es el peso de la losa de concreto, húmeda aún. Esta produce flexión alrededor del centroide de la unidad precolada, con esfuerzos tal como se muestra en la figura 3.6.3c. Cuando se superponen estos esfuerzos sobre los ya presentes, se genera la distribución (4) de la figura 3.6.3d. Bajo este estado los esfuerzos en las partes superior e inferior de la viga precolada de concreto son, respectivamente:

$$F1 = -(Pe/Acp)(1 - (epC1p)/r^2p) - (Mo + Mdp)/S1p$$

$$F2 = -(Pe/Acp)(1 + (epC2p)/r^2p) + (Mo + Mdp)/S2p$$

donde Mdp es el momento debido a las cargas muertas, sin contar el peso propio del miembro, que produce flexión en la sección no compuesta.

Después de que el concreto recientemente colado de la losa se ha endurecido y adquirido su resistencia, el centroide efectivo se desplaza hacia arriba hasta ocupar la posición correspondiente a la sección compuesta y todas las cargas aplicadas subsecuentemente producen flexión alrededor del centroide compuesto. Estas incluyen a las cargas muertas aplicadas después de que la losa se ha endurecido, tales como la superficie del pavimento, las tuberías, y las banquetas para puentes, o el acabado de los pisos, techos y los aditamentos suspendidos en el caso de los edificios. Casi siempre la carga viva actúa sobre la sección compuesta únicamente.

Los esfuerzos incrementables debidos a las cargas compuestas mostrados en la figura 3.6.3e, se superponen a los esfuerzos previos actuantes en la sección precolada para producir la distribución de esfuerzos (5) mostrada en la

figura e.6.3f. Nótese que como no existen esfuerzos previos en la losa (despreciando los efectos de la contracción). La distribución (5) muestra una discontinuidad de esfuerzos a nivel de la superficie de contacto entre los componentes precolado y colado in situ. Los esfuerzos en el concreto precolado para el estado (5) vienen dados por las ecuaciones:

$$F1 = -(Pe/Acp)(1 - (epC1p)/r^2p) - (Mo + Mdp)/S1p - (Mdc+M1)/S1c.$$

$$F2 = -(Pe/Acp)(1 + (epC2p)/r^2p) + (Mo + Mdp)/S2p + (Mdc + M1)/S2c.$$

en tanto que aquellos correspondientes a las partes superior e inferior de la losa son, respectivamente.

$$F3 = -(Mdc + M1)/S3c$$

$$F4 = -(Mdc + M1)/S4c$$

En estas ecuaciones M_{dc} es el momento producido por las cargas muertas aplicadas después de que se ha logrado la acción compuesta, y M_1 es el momento debido a las cargas vivas sobrepuestas.

Ya se señaló con anterioridad que el concreto precolado tiene ordinariamente mayor calidad que el concreto colado in situ, el cual debe colocarse y curarse según las condiciones del campo. Los esfuerzos elásticos en la viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una porción equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad.

La figura 3.6.4 muestra la sección compuesta real con dos calidades de concreto, mientras que la figura 3.6.4b presenta la sección homogénea transformada equivalente. En cada una de ellas, las deformaciones correspondientes a un nivel cualquiera distante y por encima del eje centroidal serán idénticas. Si F_{ct} y F_{cp} son, respectivamente, los esfuerzos en el concreto al nivel y en las secciones reales y equivalentes, y si E_{ct} y E_{cp} son, respectivamente los módulos de elasticidad de los concretos, entonces, como las deformaciones son iguales.

$$F_{ct}/E_c = F_{cp}/E_{cp}$$

$$F_{ct} = nF_{cp}$$

donde n = relación modular de los concretos, el cual es generalmente un número menor que la unidad.

La sección equivalente brindará la resistencia adecuada siempre que la fuerza de compresión diferencial sea la misma en cualesquiera de los dos casos, es decir:

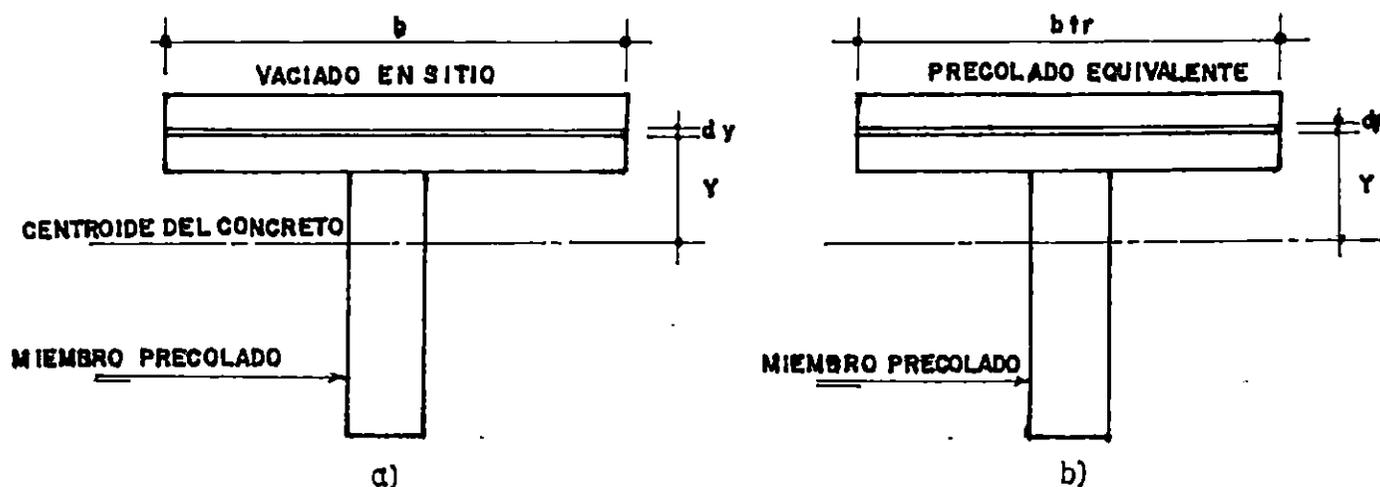


FIG. 3.6.4 SECCION COMPUESTA TRANSFORMADA, a) SECCION REAL
b) SECCION TRANSFORMADA.

Sustituyendo nF_{cp} por F_c y cancelado términos iguales:

$$b_{tr} = nb$$

Es decir, el ancho real b debe ser sustituido por un ancho reducido b_{tr} dependiente de la relación modular n , en el cálculo de las propiedades de la sección. Después de esta sustitución pueden hallarse las propiedades de la sección como si la viga estuviera compuesta uniformemente del concreto de más alta calidad.

CAPITULO IV

4.1. MEMORIA DESCRIPTIVA:

1. La presente memoria se refiere al puente San Juan, sobre el río el Sauce en la villa, con este mismo nombre en el Departamento de La Unión, en la ruta que conduce al Cantón San Juan.

La solución escogida es un puente de dos claros iguales de 19.60 metros, como puede verse en la figura 4.1.1. como solución estructural se escogió la viga III de las especificaciones de la AASHTO, haciéndolo funcionar de forma compuesta con la losa. Las vigas son pretensadas y se apoyan en el centro del tramo a salvar en pila de concreto armado y en los extremos, sobre estribos de mampostería de piedra con cabezal de concreto armado. El ancho del puente como lo especifica la D.G.C. es de 3.0 metros de ancho de rodaje y un metro de acera a cada lado, como puede verse en la sección transversal de la figura 4.1.2.

El puente ha sido diseñado para una carga viva de HS-15-44.

2. LOSA.

La losa, barandales y aceras han sido diseñado para una resistencia del concreto de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y una resistencia de fluencia en el acero de $fy = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$

3. DIAFRAGMAS.

Se proporcionará diafragmas en los extremos y al centro de las vigas, con una resistencia del concreto de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y una resistencia a fluencia del acero de $fy = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

4. ESTRIBOS.

Estos serán de mampostería de piedra con cabezal de concreto armado. Se tomo para el diseño un peso volumétrico de $2,500 \text{ Kg/m}^3$ y de $2,400 \text{ Kg/m}^3$ para el concreto reforzado.

5. PILA.

Esta será de concreto reforzado tipo marco, el concreto tendrá una resistencia de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de $fy = 2800 \text{ Kg/cm}^2$. La pilas estarán cimentada sobre zapata aislada.

6. VIGAS.

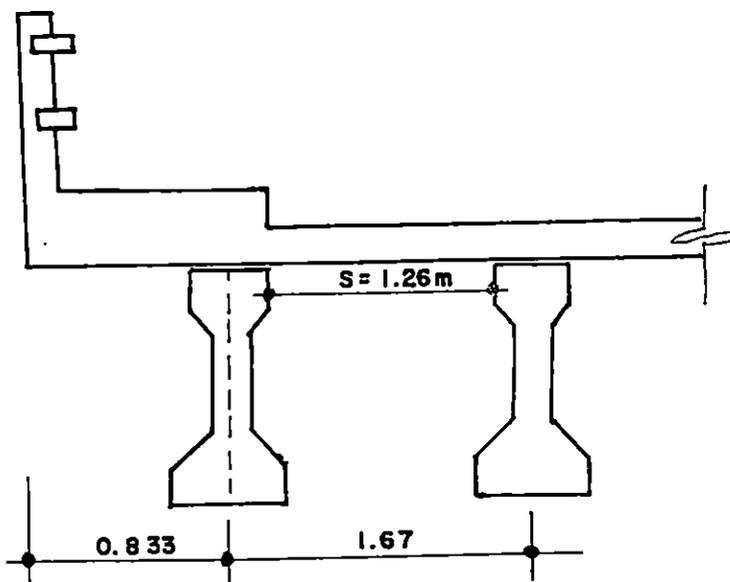
Se escogió la viga tipo III de la AASHTO, ya que esta cubre claros de 17.76 a 24.40 metros y nuestro claro es de

19.60 metros, por tanto esta luz esta dentro del rango antes mencionado; la resistencia del concreto al momento de la transferencia de la carga del pretensado es de $f'_{ci} = 290 \text{ Kg/cm}^2$; ya que es cargado hasta el tercer día del colado, curado a vapor y utilizando aditivos de rápido fraguado, y la resistencia de servicio de $f'_{cs} = 350 \text{ Kg/cm}^2$, utilizando cuatro tendones de doce cables; esto son trenzado de 7 alambres y con un diámetro de $3/8$ de pulgada y con un área de 0.08 pulg^2 .

4.2. MEMORIA DE CALCULO:

DISEÑO DE LOSA.

- Ancho de rodaje 3.0 mts.
- tipo de carga HS-15-44
- separación entre vigas 1.67 mts
- Ancho del Patín Superior 40.64 cms.



SECCION TRANSVERSAL

Considerando la losa simplemente apoyada.

El peralte mínimo para claro simplemente apoyado es:

$$h = \frac{s}{30} + 10 + 10\% \text{ (Pies)}$$

30

$$h = \frac{4.13'}{30} + 10 (1.1) = 0.518 \text{ pies} = 15.80 \text{ cm.}$$

30

Ya que para el funcionamiento de la losa en forma compuesta con la viga necesita un peralte mínimo de 18 cm por tanto consideraremos a $h = 20$ cm.

PERALTE MINIMO DE DISEÑO

$$h = 20 \text{ cms}$$

Cargas

Cm: Peso de la losa (0.2 x 2,400)	= 480 Kg/mt ²
Carpeta Asfáltica	= 125 Kg/m ²
Utilidades (Acueducto, A.N., otros)	= $\frac{100 \text{ Kg/m}^2}{705 \text{ Kg/cm}^2}$

FACTOR IMPACTO

$$I = \frac{15.24}{L+38} \leq 0.3 \text{ (S.I.)}$$

$$I = \frac{15.24}{1.67+38} = 0.38, \text{ usar } I = 0.30$$

MOMENTOS

Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = (WS^2)/10 = (0.705 \times 1.26^2)/10$$

$$M_{cm} = +/- 0.112 \text{ T-M por cada metro lineal}$$

Momento por carga viva:

$$M_{cv} = 0.8 \frac{(S + 2) P_{15}}{32}$$

Donde:

S = claro libre entre vigas en pies

0.8 = factor de continuidad en la losa

P_{15} = 12,000 Lbs.

$$M_{cv} = 0.8 \frac{(4.13' + 2) 12,000}{32} = 1839 \text{ Lb-Pie/Pie}$$

$$M_{cv} = +/- 0.836 \text{ T-m/m}$$

Momento por Impacto:

$$M_x = 0.3 \times 0.836 = +/- 0.25 \text{ t-m/m}$$

Momento Total

$$M_T = M_{cv} + M_{cm} + M_x = 0.112 + 0.836 + 0.25$$

$$M_T = +/- 1.2 \text{ t-m/m}$$

Diseño de losa utilizando el método esfuerzo de trabajo

$$M_T = +/- 1.2 \text{ t-m}$$

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos Admisibles:

$$\text{Concreto } F_c = 0.4 F'c = 84.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

Relación Modular.

$$n = E_s/E_c \quad E_c = 15,000 \sqrt{F'c} = 15,000 \sqrt{(210)}$$

$$E_c = 217,371 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$n = 9.0$$

$$K = n/(n + (f_s/f_c)) = 9/(9 + (1400/84))$$

$$K = 0.35$$

$$J = 1 - k/3 = 1 - 0.35/3$$

$$J = 0.883$$

$$R = 0.5 F_c J K = (0.5)(84)(0.88)(0.35)$$

$$R = 13.0$$

Peralte Efectivo necesario.

$$d = \sqrt{(M_T/R_b)} = \sqrt{(1.2 \times 10^5 / (13 \times 100))}$$

$$d = 9.61 \text{ cm. OK}$$

$$n = d + rec + \phi(N^\circ 4) / 2 = 9.61 + 2.5 + 1.27/2$$

$$n = 12.78 < 20 \text{ cm. OK}$$

REFUERZO PRINCIPAL PARA MOMENTO POSITIVO

$$d = h - rec - \phi(N^{\circ}4)/2 = 20 - 2.54 - 1.27/2 = 16.82$$

$$d = 16.0 \text{ cm} \leftarrow \text{considerar}$$

$$A_s = M_r (+)/(F_s J d) = 1.2 \times 10^5 / (1400 \times 0.88 \times 16)$$

$$A_s = 6.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (bd) = 6.08 / (100 \times 16) = 0.0038 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 14 / F_y = 14 / 2800 = 0.005$$

Usar refuerzo mínimo

$$A_s = \rho_{\min} bd = 0.005 \times 100 \times 16$$

$$A_s = 8.0 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N° 4

$$S = (A_v * b) / A_s = (1.27 * 100) / 8.0 = 15.87 \text{ cm}$$

Usar N° 4 @ 15 cm.

Separación máxima del acero:

$$1.5h = 1.5 * 20 = 30 \text{ cm} \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

Por tanto cumple con el rango de separación máxima.

REFUERZO PRINCIPAL PARA MOMENTO NEGATIVO

El calculo de este refuerzo es perpendicular al tráfico y considerar un recubrimiento en la parte superior de la losa de 5.1 cm.

$$d = 20 - 5.1 = 14.9$$

$$d = 14.9 \text{ cm}$$

$$A_s = M_T (-) / (F_s J d) = 1.2 \times 10^{-3} / (1400 * 0.88 * 14.9)$$

$$A_s = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 6.95 / (100 * 14.9) = 0.0046 < \rho_{\min} = 0.005$$

Utilizar acero mínimo

Luego:

Usar N° 4 @ 15cm.

La separación máxima del acero ya se chequeo anteriormente y esta dentro del rango requerido.

REFUERZO DE DISTRIBUCION DE CARGA DEL TRAFICO

Este refuerzo es paralelo al tráfico y es un porcentaje del refuerzo principal para el momento positivo.

$$\% = 220 / \sqrt{s} \leq 0.67; \text{ "s" en pies}$$

$$\% = 220 / \sqrt{(4.13)} = 108\% \text{ usar } 67\%$$

$$A_s = 0.67 * 8.0 \text{ cm}^2 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N° 4

$$S = (A_v * 100) / A_s = (1.27 * 100) / 5.36 = 23.7 \text{ cm.}$$

Usar N° 4 @ 20 cm.

El rango de separación cumple con lo requerido.

REFUERZO MINIMO POR TEMPERATURA

$$A_{smin} = 0.0018 bh = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N°4

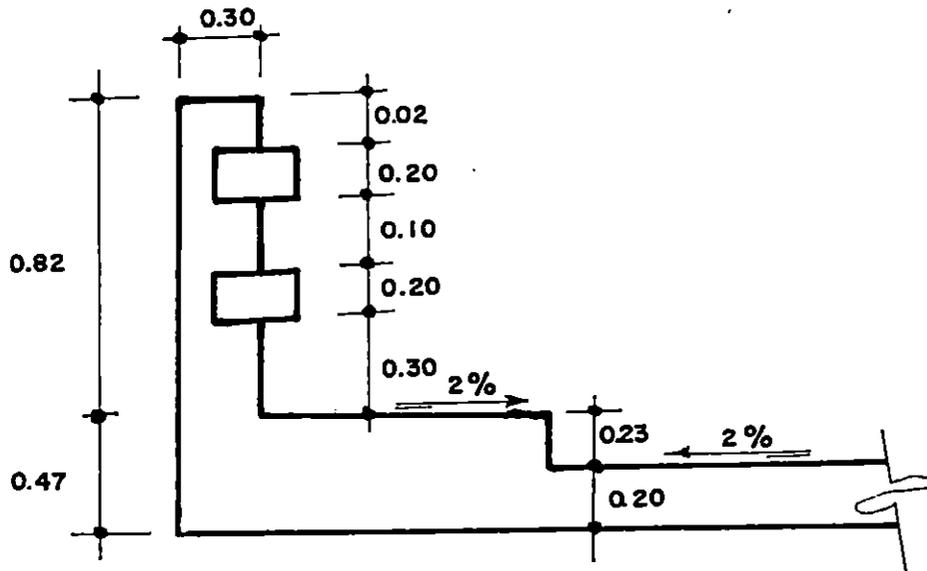
$$S = (A_v * 100) / A_s = (1.27 * 100) / 3.6 = 35.28 \text{ cm}$$

Separación Máxima

$$5h = 5 * 20 = 100 \text{ cm ó } 45 \text{ cm.}$$

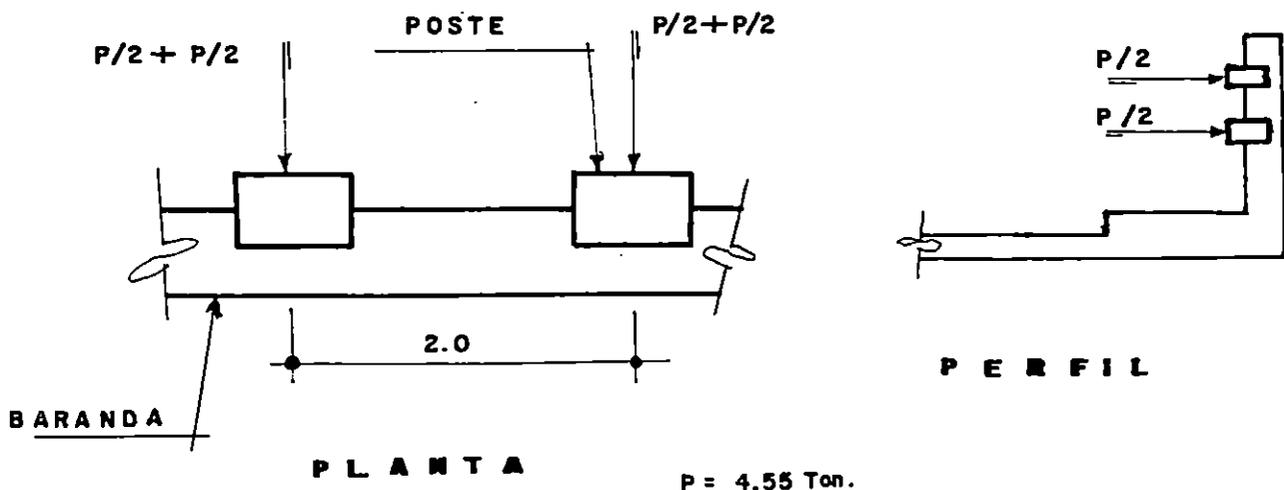
Usar N° 4 @ 35 cm.

DISEÑO DEL BARANDAL



El barandal propuesto anteriormente cumple con todos los requisitos geométricos de la AASHTO.

La figura siguiente muestra la distribución de carga en la baranda.



Los barandales tienen que ser diseñado por el método de esfuerzos de trabajo.

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles

$$F_c = 84 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 9.0$$

$$F_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 0.35$$

$$R = 13.0$$

$$J = 0.88$$

Momentos de diseño:

Momentos positivos en el centro de la baranda es:

$$M_b = (P'L)/6 = (P/2 * L)/6 = (0.5 * 4.55 * 2)/6$$

$$M_b = 0.76 \text{ t-m} = 0.76 \times 10^3 \text{ Kg-m}$$

Peralte requerido en la baranda:

$$d = \sqrt{(M_b / (R_b))} = \sqrt{(0.76 \times 10^3 / (13 * 20))}$$

$$d = 17.08$$

$$h = d + rec + \phi (N^{\circ} 4) / 2 + \phi (N^{\circ} 3)$$

$$h = 17.08 + 2.54 + 2/2 + 0.95$$

$$h = 21.57 < 25 \text{ cm OK}$$

La sección propuesta cumple con las dimensiones requeridas
luego:

$$d = h - rec - \phi(N^{\circ}4)/2 - \phi(N^{\circ}3)$$

$$d = 25 - 2.5 - 2/2 - 0.95$$

$$d = 20.5 \text{ cm.}$$

Cálculo del acero longitudinal

$$A_s = M_b / (F_s J_d) = 0.76 \times 10^8 / (1400 * 0.88 * 20.5)$$

$$A_s = 3.0 \text{ cm}$$

$$\rho = A_s / (bd) = 3.0 / (20 * 20.5) = 0.007 > \rho_{\text{min. OK}}$$

Usando 2 varilla N° 5 cumple con lo anterior

Cortante en la baranda

$$V = P/2 = 2.27 \text{ Ton}$$

$$v = V / (bd) = 2.27 \times 10^8 / (20 * 20.5) = 5.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante que absorbe el concreto

$$V_c = 0.25 \sqrt{F'_c} = 0.25 \sqrt{(210)} = 3.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que deben de absorber los estribos.

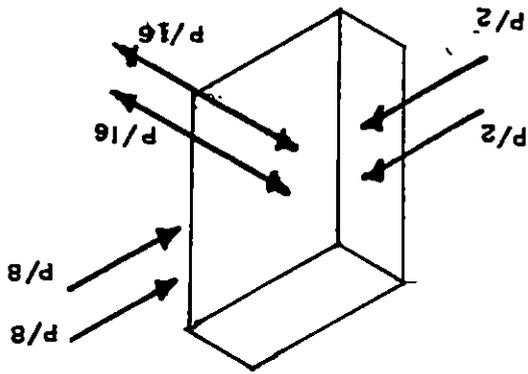
$$v' = v - v_c = 5.54 - 3.62$$

$$v' = 1.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v' bd = 1.92 * 20 * 20.5 = 787.2 \text{ Kg}$$

Separación de los estribos: Utilizando Varilla N° 3

$$A_v = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$



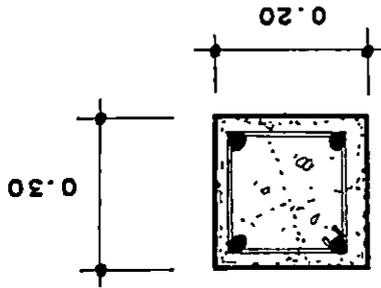
$$P = 4.55 \text{ ton}$$

$$P/2 = 2.28 \text{ ton}$$

$$P/8 = 0.57 \text{ ton}$$

$$P/16 = 0.28 \text{ ton}$$

DISTRIBUCION DE CARGA EN LOS POSTES



● 4 # 5
□ # 3 @ 0.10

Luego utilizar estribo No 3 @ 10 cm.

$$A_v = 0.25 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$A_v = (3.5 \text{ bs})/F_y = (3.5 * 20 * 10) / 2800$$

Acero Mínimo

$$s > 60 \text{ cm}$$

$$s < d/2 = 20.5/2 = 10.25 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$s = 51.78 \text{ cm}$$

$$s = (A_v F_s D) / V' = (1.42 * 1400 * 20.5) / 787.2$$

El sentido de $P/16$ puede ser en uno de los dos sentidos mostrado en la figura, que también está en el sentido del impacto del vehículo.

Las cargas inferior y superior de $P/2$ se aplican a 40 y 70 cm respectivamente desde la parte superior de la acera.

Momentos en la base del poste.

a) Debido a $P/2$

$$M = (P/2) * 0.4 + (P/2) * 0.7 = 2.28 \text{ (1.10)}$$

$$M = 2.51 \text{ Ton-m}$$

b) Debido a $P/8$

$$M = (P/8) * 0.4 + (P/8) * 0.7 = 0.57 \text{ (1.1)}$$

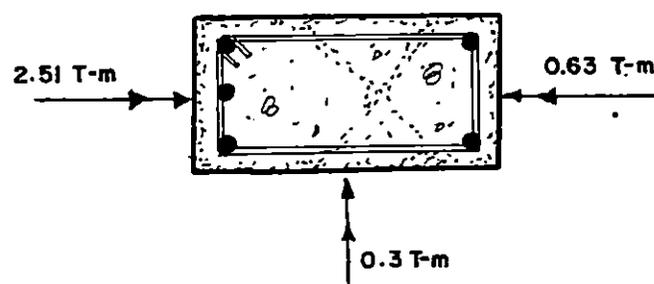
$$M = 0.63 \text{ Ton-m.}$$

c) Debido a $P/16$

$$M = (P/16) (0.4) + (P/16)(0.7) = 0.284 \text{ (1.1)}$$

$$M = 0.3 \text{ Ton-m.}$$

SECCION PROPUESTA DEL POSTE ES DE 25x30 CM



Encontrando el peralte efectivo "d" para P/2 y P/8

$$d = h - rec - \phi(N^{\circ}4)/2 - \phi(N^{\circ}3)$$

$$d = 30 - 2.54 - 1.27/2 - 0.95$$

$$d = 25.87 \text{ cm} = 25.5 \text{ cm}$$

Encontrando el peralte efectivo "d" para P/16

$$d = 25 - 2.54 - 0.64 - 0.95$$

$$d = 20.5 \text{ cms.}$$

Para el momento de P/2 se ubicaron 3 varillas y para P/16 2 varillas como se muestra la figura de arriba.

Se diseñará para la varilla más esforzada que son la de las esquinas interiores.

Para el momento de P/2

$$As_1 = M / (3Fs_jd) = 2.51 \times 10^5 / (3 \times 1400 \times 0.88 \times 25.5)$$

$$As_1 = 2.66 \text{ cm}^2$$

Para el momento de P/16

$$(2 \text{ varilla}) AsFs Jd = M$$

$$As_2 = M / (2 Fs Jd) = 0.3 \times 10^5 / (2 \times 1400 \times 0.88 \times 20.5)$$

$$As_2 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$As_T = S_1 + S_2 = 2.66 + 0.59$$

$$As_T = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se suman para obtener el acero necesario que debe de tener la varilla de las esquinas interiores del puente para que resista el poste la combinación de los momentos de 2.51 T-M y 0.3 T-M para P/2 y P/16 respectivamente, observamos que se cubre con una varilla N° 7 que tiene un área de 3.88 cm².

En cara exterior donde se aplica la carga de P/8 se calcula el acero de forma independiente para esta carga
 $A_s = (0.63 \times 10^5) / (1400 \times 0.88 \times 25.5) = 2.0 \text{ cm}^2$
 Se cubre con 2 N° 4 = 2.54 cm².

Chequeando la cuantía de acero máximo y mínimo para la cara interior y exterior del poste.

$$\rho_b = ((0.85 \beta_1 F'_c) / F_y) (6115 / (6115 + F_y))$$

$$\rho_b = ((0.85 \times 0.85 \times 210) / 2800) (6115 / (6115 + 2800)) = 0.03716$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03716 = 0.0279$$

Para P/2:

$$\rho = A_s / (bd) = 3 \times 3.88 / (25 \times 25.5) = 0.018 < \rho_{\max} \text{ ok}$$

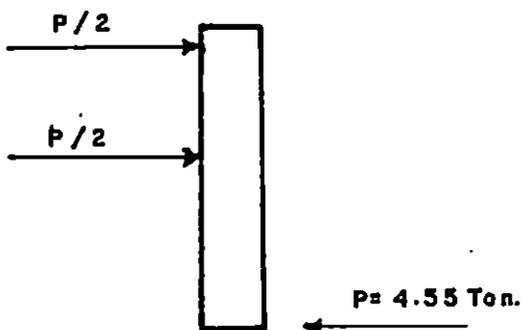
$$> \rho_{\min} \text{ ok}$$

Para P/8:

$$\rho = (2.54) / (25 \times 25.5) = 0.0039 < \rho_{\min} = 0.005 \text{ no cumple}$$

Por tanto el acero mínimo se cubre con 2 N° 5

CORTANTE



$$V = 4.55 \text{ TON}$$

$$v = V/(bd) = 4.55 \times 10^3 / (25 \times 25.5) = 7.13 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo que resiste el concreto es:

$$V_c = 0.25 \sqrt{F'_c} = 0.25 \sqrt{(210)} = 3.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo que debe de absorber el acero

$$v' = V - V_c = 7.12 - 3.62 = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = v' bd = 3.5 \times 25 \times 25.5 = 2,231.25 \text{ Kg}$$

Separación de los estribos

$$\text{Usando } N^{\circ} 3 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = (A_v F_s d) / V' = (2 \times 0.7) \times 1400 \times 25.5 / 2,231.25$$

$$S = 22.72 \text{ cm}$$

Limites de separación del refuerzo

a) $S < d/2 = 25.5/2 = 12.25 \text{ cm} \leftarrow \text{rige}$

b) $S > 60 \text{ cm}$

Acero Mínimo

$$A_v = (3.5 bS)/F_y$$

$$S = (A_v F_s)/(3.5b) = (1.42*1400)/(3.5*25) = 22.72 \text{ cm}$$

Usar estribo N° 3 @ 12 cm.

DISEÑO DE ACERA

Se analizarán los siguientes casos de carga según las normas AASHTO.

- 1) Carga muerta y carga viva peatonal
- 2) Carga muerta y carga de tránsito:
 - a) Carga de rueda trasera sobre acera
 - b) Impacto sobre barandal.

Dimensiones de los postes = $0.25 \times 0.3 \times 0.82$ mts

Dimensiones de la baranda = $0.2 \times 0.25 \times 2.0$ mts

Peso volumétrico del concreto armado = 2400 Kg/cm^3

Espesor promedio de la acera = 0.47 mts

Carga de cada poste = 147.6 Kg

Carga de barandal sobre cada poste = 408 Kg .

Carga sobre la losa en voladizo = 711 Kg/m^2

Carga peatonal sobre la acera = 415 Kg/m^2

CASO N° 1:

CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA PEATONAL.

La carga de los postes se distribuirán en una longitud efectiva de:

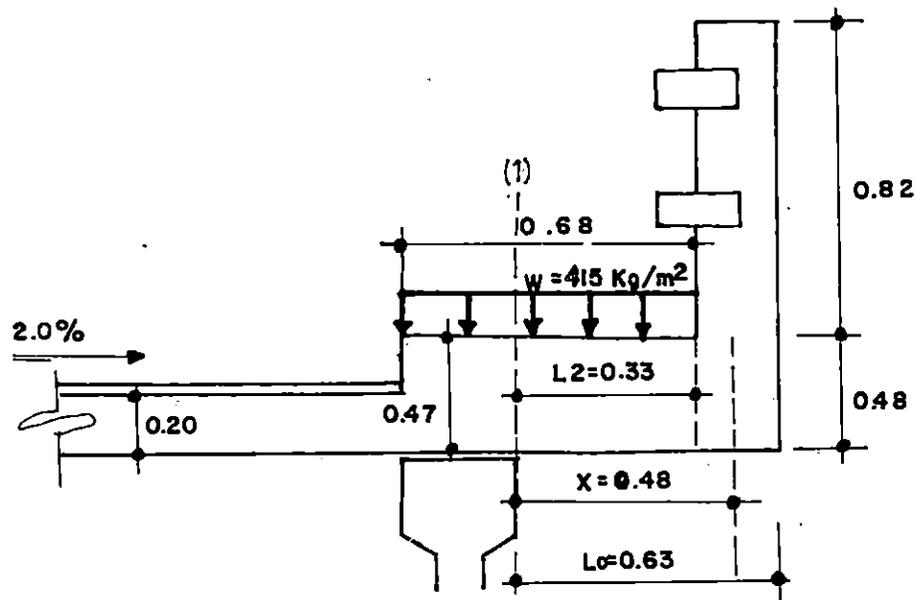
$$E = 0.8x + 1.14$$

Donde:

X = Es la distancia del centro del poste al punto analizado (1-1)

E = Distancia efectiva en metros

$$E = 0.8(0.48) + 1.14 = 1.52 \text{ mts.}$$



$$M = (Px)/E + \frac{W(\text{Losa} + \text{Acera}) L_0^2}{2} + \frac{Wcv L_2^2}{2}$$

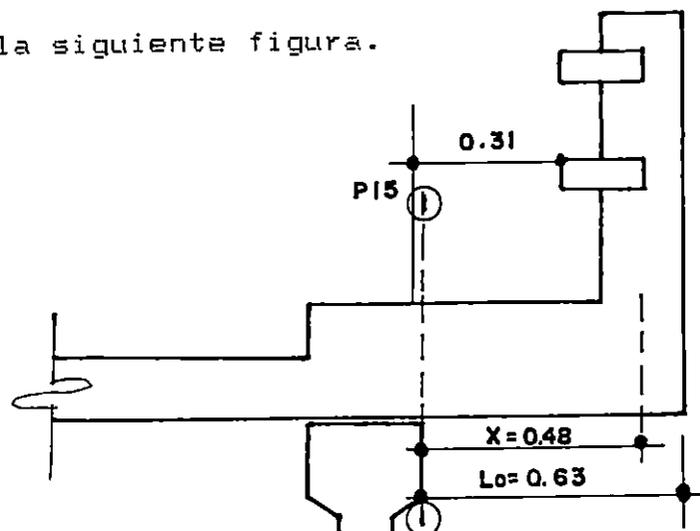
$$P = 147.6 + 408 = 555.6 \text{ Kg} \leftarrow \text{Poste}$$

$$M = (555.6 \times 0.48) / 1.52 + (711(0.63)^2) / 2 + (415)(0.33)^2 / 2$$

$$M = 339.15 \text{ Kg-m/m}$$

CASO 2:**CARGA MUERTA MAS CARGA DE RUEDA.**

La carga de rueda trasera consistirá en $P_{15} = 5454.5$ Kg. colocada a 0.31 mts del rostro interno de la baranda, como se muestra en la siguiente figura.



Como se puede observar que la carga de rueda trasera esta sobre la viga, por lo que no ejerce momento con respecto al punto de interés (1-1), por lo que no es necesario calcular el valor de longitud equivalente de distribución "E₁".

$$M = (P_x)/E + \frac{W(\text{losa} + \text{Acera})l_0^2}{2} + (P_{15} X_1)/E_1$$

$$M = 316.55 \text{ Kg-m/m}$$

CASO 3:**CARGA MUERTA MAS IMPACTO SOBRE LA BARANDA.**

El valor de la longitud de distribución equivalente "E" para el miembro que genera el impacto es el mismo que el del caso 1 ya que gira alrededor del centro del poste.

$$X = 0.48 \text{ mts, } E = 1.52 \text{ mts y } P = 4.55 \text{ ton.}$$

$$M = (Px)/E + \frac{W(\text{losa} + \text{acera})l_o^2}{2} + (P/2 (Y_1 + Y_2))/E$$

$$M = (555.6*0.48)/1.52 + (711*0.63^2)/2 + \frac{2,275 (0.78 + 1.08)}{1.52}$$

$$M = 3,100 \text{ Kg-m/m} \quad \rightarrow \text{Rige.}$$

De los tres casos el momento más desfavorable es el de:

$$M = 3,100 \text{ Kg-m/m}$$

El peralte efectivo de losa en voladizo es el mismo de la losa interior.

$$d = 20 - 2(2.54) - 0.64 = 14.28 \text{ cm}$$

$$d = 14.0 \text{ cm}$$

$$A_s = M / (F_s J d) = 310,000 / (14,000 * 0.88 * 14) = 17.97 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 17.97 / (100 * 14) = 0.0128 < \rho_{\max} = 0.027 \text{ OK}$$

$$> \rho_{\min} = 0.005 \text{ OK}$$

Utilizando Varilla N° 4

$$S = (A_v * b) / A_s = (2.0 * 100) / 17.97 = 11.12 \text{ cm}$$

Utilizar acero N° 4 @ 11 cm.

NOTA: Se corregirá la distribución del acero de la losa interna que está @ 15 cm. a @ 11cm. y correrlo hasta la acera para no utilizar bastones que traería mucho problema de distribución del acero.

Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.0018 bh = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Utilizar N° 3

$$s = \frac{1.27 \times 100}{3.6} = 35 \text{ cms}$$

Separación Máxima:

$$5h = 100 \text{ cm ó } 45 \text{ cm.}$$

Usar N° 4 @ 35 cm

DISEÑO DE DIAFRAGMA

En los apoyos y puntos intermedios deben colocarse diafragmas. Entre las vigas, en intervalos que no sobrepasen los 12.192 mts. Para el problema en estudio donde se tiene dos tableros con una luz de 19.6 mts, condiciones que en base a las especificaciones anteriormente, implica la necesidad de diafragma en los extremos y uno al centro del claro.

El diafragma que presenta cargas más desfavorables es el intermedio por tanto se diseñará en base a este.

Asumiendo una sección de 65x25 cms.

Cargas:

$$\text{Peso propio} = 390 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva } P_{1.5} = 5455 \text{ Kg}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L+38} = 1.67 \text{ mt } I = 0.384$$

$$I_{\text{max}} = 0.30$$

MOMENTOS:

La carga más desfavorable para la carga viva $P_{1.5} = 5455 \text{ Kg}$ se da al centro del claro y el análisis se considera simplemente apoyado.

El diafragma se construye monolíticamente con la losa, pero para el análisis y diseño, solamente se considera la sección rectangular que abarca la losa, sin considerar la contribución de los patines de la viga "T" que realmente se forma:

$$M_d = \frac{WL^2}{8} = \frac{(390)(1.67)^2}{8} = 136 \text{ Kg-m}$$

$$M_L = \frac{PL}{4} = \frac{5,455 * 1.67}{4} = 2,277.46 \text{ Kg-m}$$

$$M_I = 0.3 * 2,277.46 = 683.24 \text{ Kg-m}$$

Utilizando el método del factor de carga:

Para el diseño por el factor de carga, cuando las cargas son menor que HS20, se aplicará el grupo de carga IA, para considerar el caso de una carga pesada infrecuente.

Donde Tenemos:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 2.20$$

$$M_u = 1.3(D + 2.2(L + I))$$

$$M_u = 1.3 (136 + 2.2.(2277.4 + 683.24))$$

$$M_u = 8,644.0 \text{ Kg-mts.} = 8.65 \text{ T-m}$$

$$d = h - \text{rec} - \phi(N^{\circ}3) - \phi(N^{\circ}4)/2$$

$$d = 65 - 4 - 0.95 - 0.65 = 59 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi F_y J d} = \frac{8.65 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.88 \times 59} = 6.61 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (bd) = 6.61 / (25 \times 59) = 0.0045$$

Utilizar acero mínimo

$$A_s = 0.005 \times 25 \times 59 = 7.37 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 varillas N°4 y 1 N°8

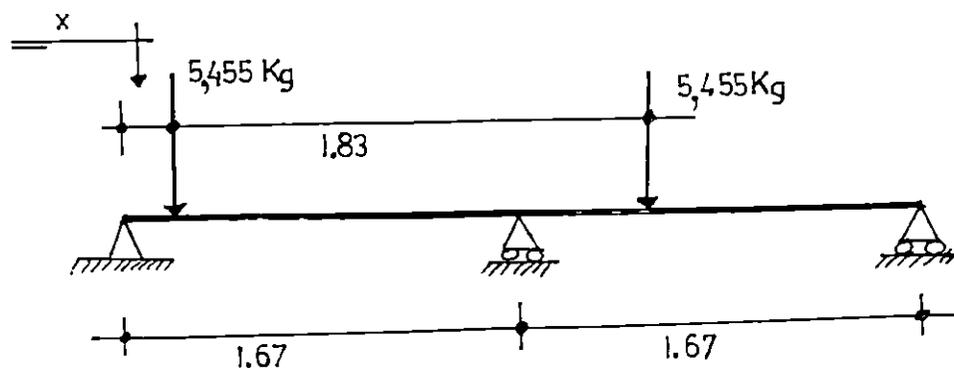
NOTA: La N°8 se atravesará las tres vigas para obtener la continuidad del diafragma y las vigas con lo que se asegura una mejor transmisión de las cargas.

En el lecho superior se proporcionará el refuerzo mínimo:

$A_s = 0.005 \times 25 \times 59 = 7.38 \text{ cm}^2$ Se cubre con 2 N°6, ya que existe acero de momento negativo en la losa.

CORTANTE:

La carga más desfavorable se da a una distancia "x" del apoyo como se muestra.



$$X = a \text{ "d" del rostro}$$

$$V_D = W_D (L/2 - X) = 390 (1.67/2 - 0.59)$$

$$V_D = 95.55 \text{ Kg}$$

$$V_L = 3528 \text{ Kg.}$$

$$V_I = 1058 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1.3 (D + 2.2 (L + I)) = 1.3 (95.55 + 2.2(4586))$$

$$V_u = 13,250 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo Ultimo:

$$v_u = V_u / (\phi \text{ bd}) = 13,250 / (0.89 * 25 * 59)$$

$$v_u = 10.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} = 0.53 \sqrt{210} = 7.69 \text{ cm}^2$$

Lo que debe de resistir el acero:

$$V_s = 10.1 - 7.69 = 2.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{A_v F_y}{V_{sb}} = \frac{2 * 0.71 * 2800}{2.41 * 25} = 66 \text{ cm.}$$

Acero Mínimo:

$$S_{max} = \frac{A_v F_y}{3.5 b} = (2 * 0.71 * 2800) / (3.5 * 25) = 45.4 \text{ cm.}$$

Separación Máxima

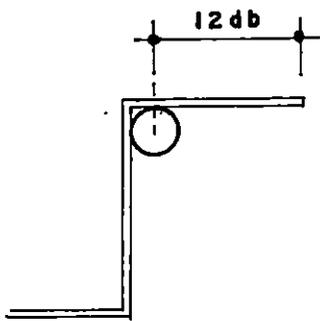
$$a) \quad d/2 = 59/2 = 29.5 \text{ cm}$$

$$b) \quad 61 \text{ cm.}$$

Colocar estribo N°3 @ 20 cm.

Anclaje:

Gancho estándar de 90°



$$\phi_{\text{min de dobles}} = 6 \text{ db} = 6 * 0.95$$

$$\phi = 5.88 \text{ cm}$$

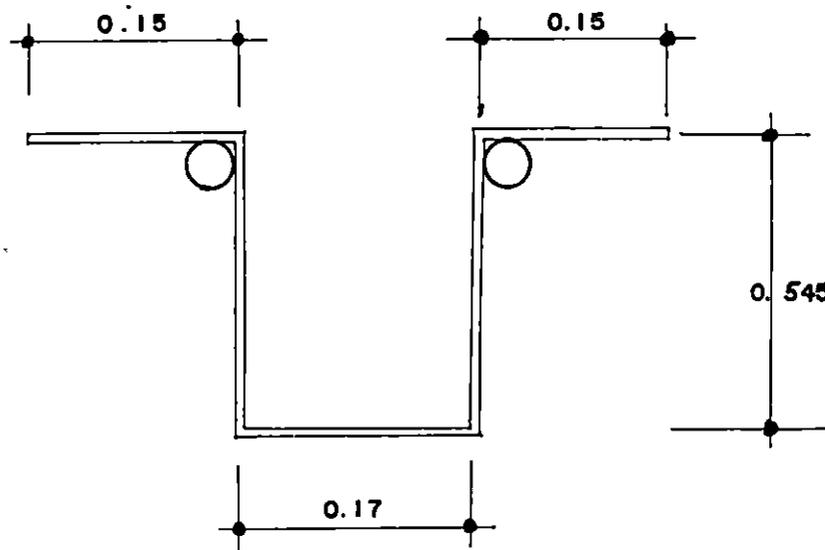
$$12 \text{ db} = 12 * 0.95 = 11.4 \text{ cm.}$$

$$L = 11.4 + 5.88/2 + 0.95 = 14.82$$

$$L = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{rec} = 4 \text{ cm.}$$

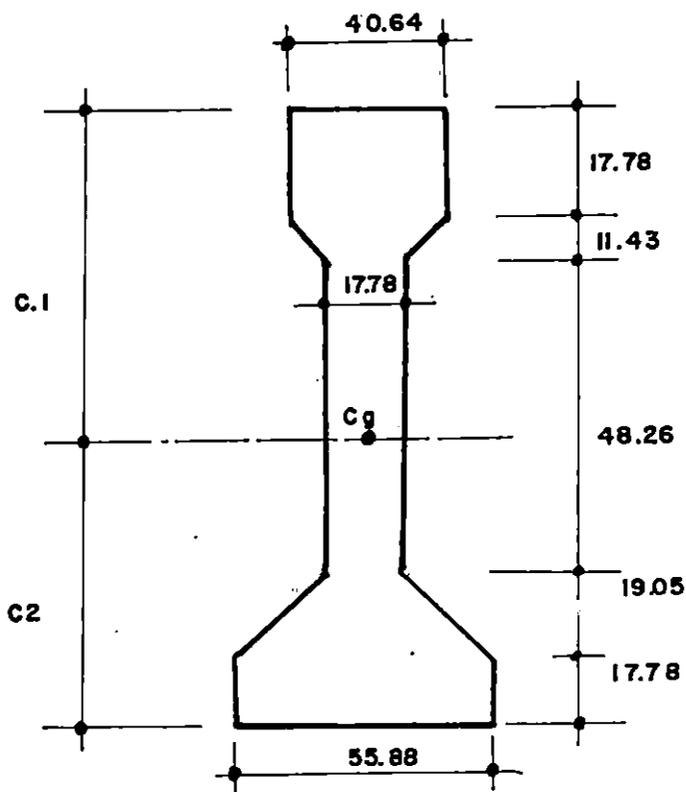
Donde se obtiene un estribo en "u" de la siguiente forma y dimensiones.



DISEÑO DE VIGAS

PROPIEDADES DE LA VIGA AASHTO TIPO III

Sección Simple: cotas en cms, cm², cm³ y cm⁴



$$A_p = 3612.9 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 5,219,126 \text{ cm}^4$$

$$C_{1p} = 62.81 \text{ cm}$$

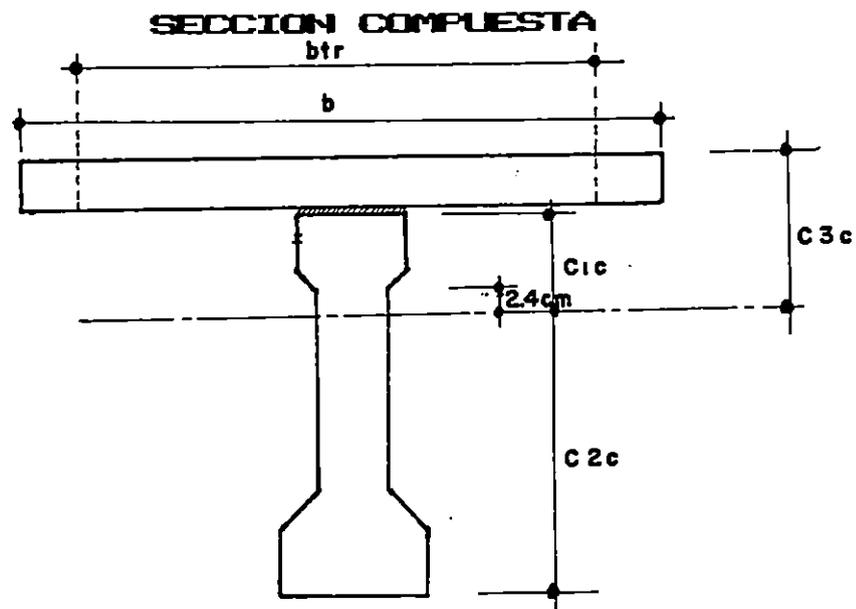
$$C_{2p} = 51.46 \text{ cm}$$

$$r^2_p = 1445.16 \text{ cm}^2$$

$$W_{op} = 869.2 \text{ Kg/m}$$

$$S_{1p} = 83,094 \text{ Cm}^3$$

$$S_{2p} = 101,421 \text{ Cm}^3$$



$$E_{cl} = 15,100 \sqrt{F' C} = 15,100 \sqrt{(210)}$$

$$= 219101 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{cv} = 15100 \sqrt{F' C} = 15100 \sqrt{(350)}$$

$$= 282370 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = E_{cl} / E_{cv} = 0.776$$

$$b = 166.7 \text{ cm}$$

$$b_{tr} = 129.35 \text{ cm}$$

$$I_c = 13,742,339 \text{ cm}^4$$

$$A_c = 6,200 \text{ cm}^2$$

$$C_{1c} = 31.61 \text{ cm}$$

$$C_{2c} = 82.69 \text{ cm}$$

$$C_{3c} = 53.61 \text{ cm}$$

$$S_{1c} = 434,746 \text{ cm}^3$$

$$S_{2c} = 166,191 \text{ cm}^3$$

$$S_{3c} = 256,339 \text{ cm}^3$$

$$r^2_c = 2,216 \text{ cm}^2$$

VIGAS

CARGAS:

VIGA INTERIOR.

Espacio entre vigas: 1.67 mts

Longitud del claro: 19.60 mts.

Peso Volumétrico del concreto: 2400 Kg/m³

Espesor de la losa: 20 cms.

Peso propio de la viga: 869 Kg/m

Peso de la losa (b = 1.67 mts): 801.6 Kg/m

Peso del relleno (4 cms): 39 Kg/m

Peso del diafragma (45 x 25 cm): 270 Kg/m.

CÁLCULO DE MOMENTOS.

a) Peso Propio

$$M_0 = WL^2/8 = (869)(19.6)^2/8 = 41,729.4 \text{ Kg-m}$$

b) Carga muerta resistida por la sección no compuesta

Losa : 801.6 Kg/m

Relleno: 39.0 Kg/m

840.6 Kg/m

$$M_1 = WL^2/8 = (840.6)(19.6)^2/8 = 40,365.6 \text{ Kg-m}$$

diafragma: 270 * 1.67 = 451 Kg.

$$M_2 = PL/4 = \frac{451 \cdot 19.6}{4} = 2,210 \text{ Kg-m}$$

$$M_{dp} = M_1 + M_2 = 40,365 + 2,210 = 42,574 \text{ Kg-m}$$

c) Carga muerta resistido por la sección compuesta. Esta carga se suman todas y se divide entre el número de vigas.

Carpeta asfáltica	= (3.0*125)/3	= 125 Kg/m
Acera y cordón	= (1*0.27*2400*2)/3	= 432 Kg/m
Postes	= (147.6(12/19.6)*2)/3	= 61 Kg/m
Barandas	= (120*2*2)/3	= $\frac{160 \text{ Kg/m}}{778 \text{ Kg/m}}$

$$M_{dc} = WL^2/8 = (778 \cdot 19.6^2)/8 = 37,360 \text{ Kg-m}$$

Coefficiente de Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L+38} = 15.24/(19.6 + 38) = 0.264$$

$$I = 26.4\%$$

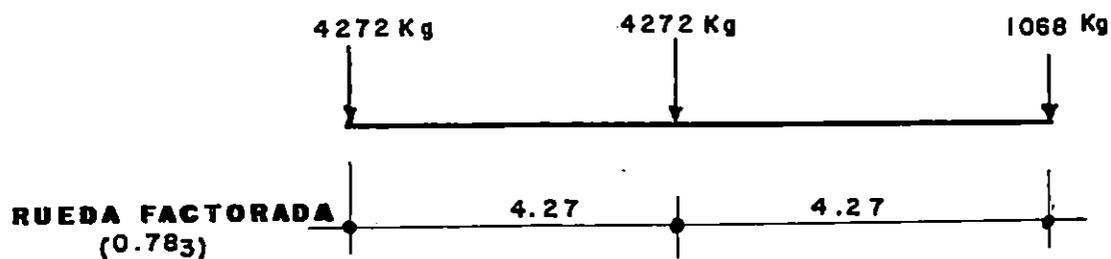
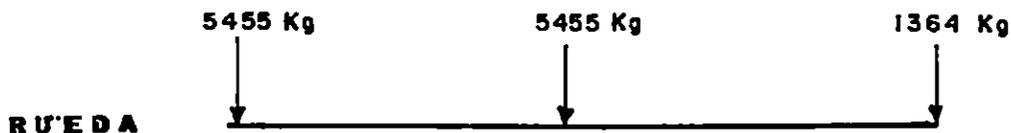
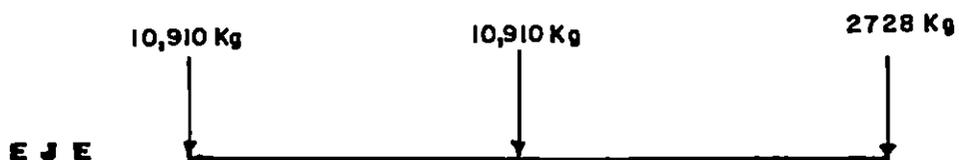
Factor de rueda:

$$S/2.134 = 1.67/2.134 = 0.783$$

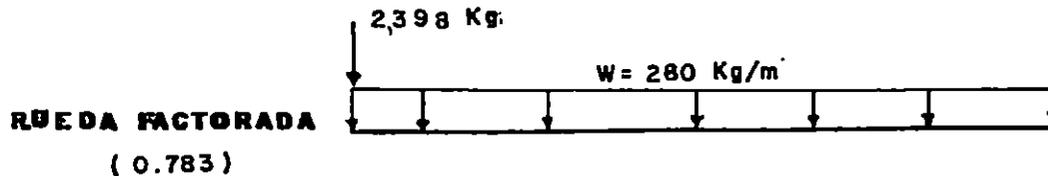
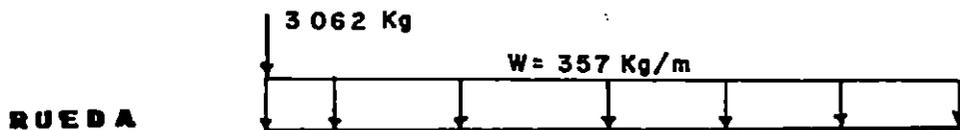
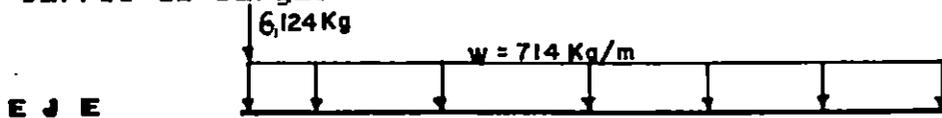
CARGA VIVA

VIGA CENTRAL

Camión Tipo:

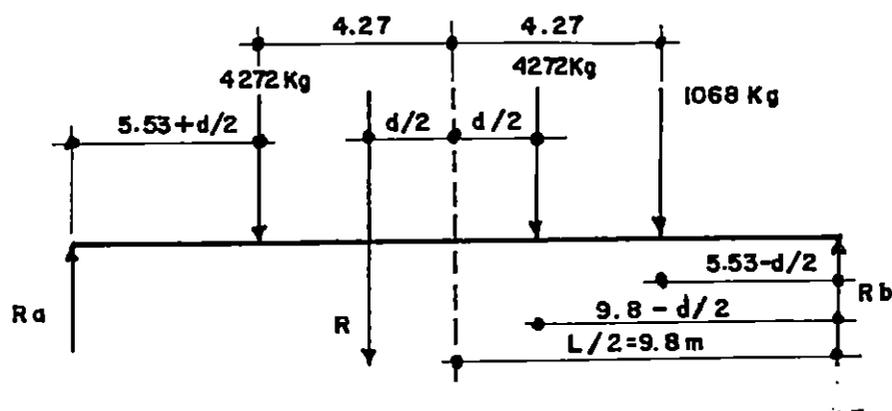


Carril de Carga:



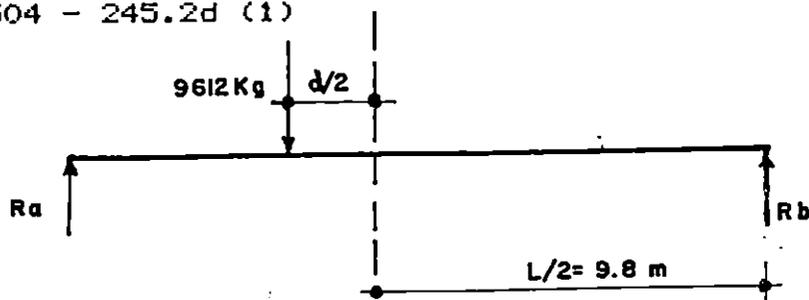
Chequeando quien de los dos tipos de carga es la más desfavorable:

En el camión tipo la carga más desfavorable se da cuando el centro del claro está a la mitad de las distancias entre la carga central y la resultante de las tres cargas.



$$\sum M_b = 0$$

$$R_a = 5504 - 245.2d \quad (1)$$



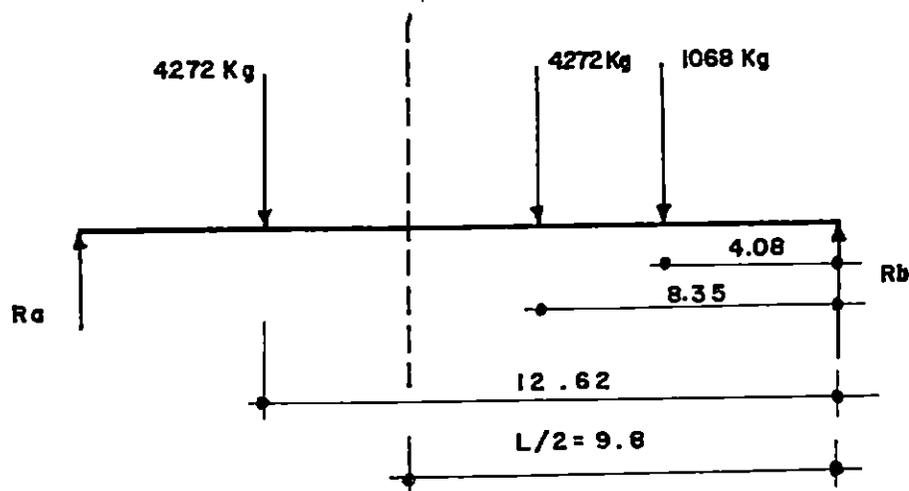
$$\sum M_b = 0$$

$$R_a = 4086 + 245.2d \quad (2)$$

Resolviendo (1) y (2)

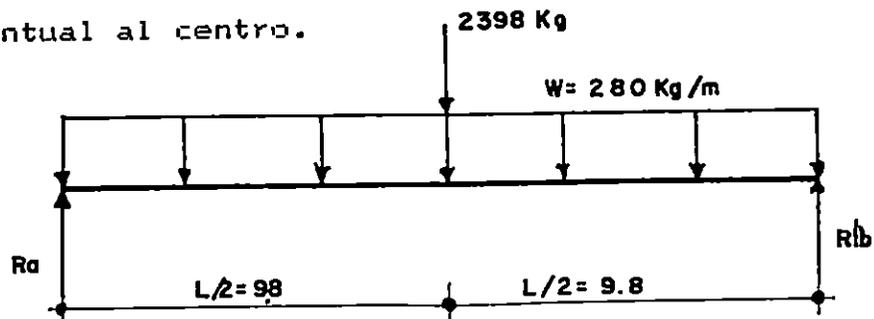
$$d = 2.89 \text{ mts}$$

$$d/2 = 1.445$$



$$M_r = 35683 \text{ Kg-m}$$

El carril de carga, tiene la carga más desfavorable con la carga puntual al centro.



$$M_c = Wl^2/8 + PL/4 = 280 (19.6)^2/8 + \frac{2398 * 19.6}{4}$$

$$M_c = 25,196 \text{ Kg-m}$$

Como podemos observar el momento máximo lo produce el camión tipo, entonces el momento máximo más impacto nos queda

$$M_L + i = 35683 * 1.264 = 45,103 \text{ Kg-m}$$

Encontrando la fuerza pretensora necesaria así con el área de acero y la excentricidad.

De las propiedades geométrica de la viga Tipo III tenemos:

$$\begin{aligned}
 I_c &= 5,219,126 \text{ cm}^4 & C_1 &= 62.81 \text{ cm} \\
 S_1 &= 83,094 \text{ cm}^3 & C_2 &= 51.48 \text{ cm} \\
 S_2 &= 101,421 \text{ cm}^3 & h &= 114.30 \text{ cm} \\
 A_p &= 3612.9 \text{ cm}^2 & F'_c &= 350 \text{ Kg/cm}^2 \\
 r^2 &= 1445.16 \text{ cm}^2 & F'_{ci} &= 290 \text{ Kg/cm}^2 \\
 W_o &= 869.2 \text{ K/mt.}
 \end{aligned}$$

Como ya tenemos los módulos de sección no es necesario calcularlos, por tanto comenzaremos con F_{cci}

$$\begin{aligned}
 F_{ci} &= -0.6 \times 290 = -174 \text{ Kg/cm}^2 \\
 F_{ti} &= 1.6 \sqrt{(290)} = 27.25 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cci} &= F_{ti} - (C_1/h) (F_{ti} - F_{ci}) = 27.2 - (62.81/114.3)(27.25 + 174) \\
 F_{cci} &= -83.34 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_i &= A_c F_{cci} = 3612.9 \times 83.34 = 301,000 \text{ kg} \\
 e &= (F_{ti} - F_{cci}) (S_1/P_i) = (27.25 + 83.36)(83094/301,000) \\
 e &= 30.5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

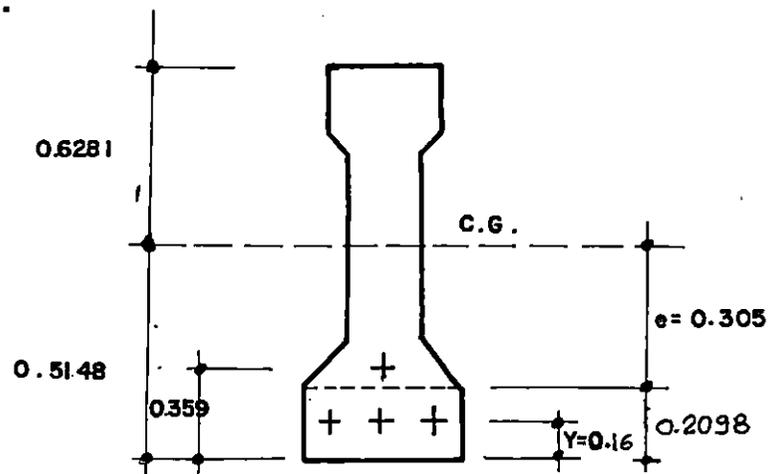
Se utilizará cable trenzado de 7 alambres, relevados de esfuerzos y de grado 250. Y de acuerdo con los requisitos del ACI estos se usaran bajo un esfuerzo menor que $0.7 F_{pu} = 175,000 \text{ Lb/pulg}^2$, luego el área requerida de acero es:

$$A_p = P_i / (0.7 F_{pu}) = 662,000 \text{ lb} / 175,000 = 3.78 \text{ pulg}^2$$

Usando cable de 3/8" de diámetro, tiene una área de 0.080 pulg², N° de cables = 3.78/0.08 = 47.29 = 48, luego se distribuirán en 4 tendones de 2 cables.

$$A_p = 48 * 0.08 = 3.84 \text{ pulg}^2 = 24.774 \text{ cm}^2$$

Ubicación de los tendones con la excentricidad antes encontrado.



CALCULO DE PERDIDAS

CENTRO DEL CLARO.

Pérdidas instantáneas:

a) Deslizamiento de anclajes:

$$\Delta F_{anc} = (\Delta L / L) E_p$$

$$\Delta F_{anc} = 0$$

b) Fricción:

$$\Delta F_{fr} = 0$$

c) Acortamiento elástico del concreto:

$$F_{cs} = - (pi/A_p)(1+e^2/r^2) + (M_{oe})/I_p$$

$$F_{cs} = - (301,000/3612.9)(1+(30.5)^2 /1445) \\ + (4,172,900*30.5)/5,219,126$$

$$F_{cs} = -112.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{el} = n F_{cs} \quad E_c = 15100 \sqrt{290} = 256,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_p = 1,902,276 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{1,902,276}{256,700} = 7.40$$

$$\Delta F_{el} = 7.40 * 111.21$$

$$\Delta F_{el} = 833 \text{ Kg/cm}^2$$

Pérdidas del tiempo:

d) Pérdida por flujo plástico del concreto:

Ante la falta de datos específico, el valor de $C_u = 2.35$

Para miembros precolados que posteriormente recibirán una losa colada in situ, deberá usarse el momento de inercia de la sección compuesta en los cálculos de esfuerzos producidos por cargas que se apliquen después que haya endurecido el concreto.

De una manera aproximada para tomar en cuenta la reducción gradual de la fuerza pretensora a medida que ocurre el flujo plástico, la contracción y el relajamiento se recomienda tomar el valor de $P_e = 0.9 P_i$

$$F_{cs} = -(P_e/A)(1 + e^2/r^2) + (M_o + M_{dp})e_p/I_p + (M_{dc} + M_l)e_c/I_c$$

$$F_{cs} = -(270900/3612.9)(1 + (30.5)^2/1,445) + (8,430,300 * 30.5) / 5,219,126 + (8,246,300 * 61.73) / 13,742,339$$

$$F_{cs} = -36.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{cr} = C_{un} F_{cs} = 2.35 * 6.73 * 36.48$$

$$\Delta F_{cr} = 584.0 \text{ Kg/cm}^2$$

e) Pérdida por contracción en el concreto:

Como la transmisión de la fuerza pretensora se hace hasta el tercer día después de ser colocado el concreto y el curado es con vapor.

$$\epsilon_{shu} = 750 \times 10^{-6}$$

Como ya transcurrieron tres días el concreto ha tenido cierta contracción y se puede calcular de la siguiente ecuación que fue descubierta por Branso y Kripanorayanan

$$\epsilon_{sht} = \frac{t}{55 + t} * \epsilon_{shu}, \text{ donde } t = 3 \text{ días}$$

$$\epsilon_{sht} = (3 * 750 \times 10^{-6}) / (55 + 3)$$

$$\epsilon_{sht} = 37.7 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{snu} - \epsilon_{sht} = 730 \times 10^{-6} - 37.7 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{sh} = 692.3 \times 10^{-6}$$

Y la pérdida del presfuerzo del acero resulta de multiplicar la deformación unitaria por contracción por el módulo de elasticidad del acero.

$$\Delta F_{sh} = E_p \times \epsilon_{sn} = 1,902,276 * 692.3 \times 10^{-6}$$

$$\Delta F_{sh} = 1317 \text{ Kg/cm}^2$$

f) Pérdida por relajamiento del acero.

Tal como se considero en el cálculo de pérdida por flujo plástico el $F_e = 0.9 p_i = 270,900 \text{ Kg}$.

Como el acero ha estado tensado 3 días antes de transferir la carga al concreto, en este tiempo hay que considerar el relajamiento que ha existido.

$$\Delta F_{rel} = F_{pe} \frac{(\log t_n - \log t_r)}{10} \left(\frac{F_{pe}}{F_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

t_n = es el tiempo de período de vida de la obra en horas

t_r = es el tiempo de tensado antes de la transferencia en horas

$$F_{pe}/F_{py} > 0.55$$

$$F_{pe} = P_e/A_p = 270,900/24.774 = 10,935 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_n = 35 \text{ años} = 306,600 \text{ horas}$$

$$t_r = 3 \text{ días} = 72 \text{ horas}$$

$$\Delta F_{rel} = 10,935 ((\log 306,600 - \log 72)/10) (10935/14,800 - 0.55)$$

$$\Delta F_{rel} = 749 \text{ Kg/cm}^2$$

Este resultado se podría afinar si el P_e asumido es mayor o menor pero poco se acostumbra.

RESUMEN DE PERDIDAS (Kg/cm²)

FUENTE	PERDIDA (Kg/Cm ²)	PORCENTAJE DE PERDIDA DE F _{pi} (12,150 Kg/Cm ²)
Anclaje	0.0	0.0
Fricción	0.0	0.0
Acortamiento elástico	833.	6.86
Flujo plástico concreto	584.0	4.81
Contracción	1,317.0	10.84
Relajamiento	749.4	6.17
	3,483.4	28.67%

PERDIDAS EN EL EXTREMO DE LA VIGA

a) Anclaje:

$$\Delta F_{anc} = 0$$

b) Fricción:

$$\Delta F_{fr} = 0$$

c) Acortamiento elástico del concreto:

$$F_{cs} = - (P_i/A_p)(1 + e^2/r^2) = -(301,000/3612.9)(1 + 30.5^2/1445)$$

$$F_{cs} = -136.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{el} = n F_{cs} = 7.4 * 136.95$$

$$\Delta F_{el} = 1,014 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Pérdida por flujo plástico del concreto:

$$F_{cs} = -(P_e/A_p)(1 + e^2/r^2) = -(270,900/3612.9)(1 + (30.5)^2/1445)$$

$$F_{cs} = -123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{cr} = 2.35 * 6.73 * 123$$

$$\Delta F_{cr} = 1,950 \text{ Kg/cm}^2$$

e) Pérdida por contracción del concreto:

Es igual que para el centro del claro

$$\Delta F_{sh} = 1,317 \text{ Kg./cm}^2$$

f) Pérdida por relajamiento del acero

es igual que para el centro del claro

$$\Delta F_{rel} \cong 751 \text{ Kg./cm}^2$$

RESUMEN DE PERDIDAS

FUENTE	PERDIDA (Kg/Cm ²)	PORCENTAJE DE PERDIDA DE F _{pi} (12,150.0 Kg/Cm ²)
Anclaje	0.0	0.0
Fricción	0.0	0.0
Acortamiento elástico	1,014.0	8.34
Flujo plástico del concreto	1,950.0	16.05
Contracción	1,317.0	10.83
Relajamiento del acero	749.4	6.17
	5,030.4	41.39

El esfuerzo que tiene que aplicarse al gato hidráulico para que las pérdidas instantáneas no influyan en el valor de P_i ; como la parte más importante es en el centro del claro, donde se necesita mayor rango de presfuerzo se calculará la fuerza J ; en función de estas pérdidas

$$P_j = p_i + (F_{anc} + F_{fr} + F_{el}) A_{sp}$$

$$P_j = 301,000 + (833)(24.774)$$

$$P_j = 321,637 \text{ Kg}$$

$$F_{pj} = 321,637 / 24.774 = 12,983 \text{ Kg/cm}^2 < 0.8 F_{pu} \text{ ó } 0.94 F_{py}$$

$$F_{pj} = 12,973 \text{ Kg/cm}^2 < 13,912 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Fuerza Efectiva:

$$P_e = P_i - (\Delta F_{er} + \Delta F_{sh} + \Delta F_{rel}) \text{ Asp.}$$

$$P_e = 301,000 - (584 + 1317 + 749.4) \quad (24.774)$$

$$P_e = 235,340 \text{ Kg}$$

REVISION DE ESFUERZOS:**Esfuerzos admisibles:**

$$\text{Transmisión } (F'_{c1} = 290 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$F_{c1} = 0.6 * 290 = -174 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{t1} = 1.6 \sqrt{(290)} = 27.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Servicio } (F'_{c} = 350 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$F_{cs} = -0.45 F'_{c} = 0.45 * 350 = -157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ts} = 1.6 \sqrt{F'_{c}} = 1.6 \sqrt{(350)} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Servicio } (F'_{c} = 210 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$F_{cs} = -0.45 * F'_{c} = -0.45 * 210 = -94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

CENTRO DEL CLARO

$$P_i = 301,000 \text{ Kg.}$$

$$A_c = 6,200 \text{ cm}^2$$

$$P_e = 235,340 \text{ Kg.}$$

$$I_c = 13,742,339 \text{ cm}^4$$

$$e_p = 30.5 \text{ cm}$$

$$S_{1c} = 434,746 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= 3612.9 \text{ cm}^2 & S_{2c} &= 166,191 \text{ cm}^3 \\
 M_o &= 4,172,940 \text{ Kg-cm.} & S_{3c} &= 256,339 \text{ cm}^3 \\
 M_{dp} &= 4,257,400 \text{ Kg-cm} & r_{2c}^2 &= 2,216 \text{ cm}^2 \\
 M_{dc} &= 3,736,000 \text{ kg -cm} & e_c &= 61.73 \text{ cm} \\
 M_{L+1} &= 4,510,300 \text{ Kg-cm} & C_{1c} &= 31.61 \text{ cm.} \\
 C_{1p} &= 62.81 \text{ cm} & C_{2c} &= 82.69 \text{ cm.} \\
 C_{2p} &= 51.46 \text{ cm} & C_{3c} &= 53.61 \text{ cm.} \\
 r_{2p}^2 &= 1445 \text{ cm}^2 \\
 S_{1p} &= 83094 \text{ cm}^3 \\
 S_{2p} &= 101,421 \text{ cm}^3 \\
 I_p &= 5,219,126 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Etapa Inicial (Pi + Mo)

$$F_1 = -(P_i/A_p)(1 - e_p C_{1p}/r_{2p}^2) - M_o/S_{1p}$$

$$F_1 = -(301,000/3612.9)(1 - 30.5*62.81/1445) - 4,172,240/83,094$$

$$F_1 = -23.07 \text{ Kg/cm}^2 < F_{ci} = -174 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ok}$$

$$F_2 = -(P_i/A_p)(1 + e_p C_{2p}/r_{2p}^2) + M_o/S_{2p}$$

$$F_2 = - (301,100/3612.9)(1 + 30.5*51.46/1445) + 4,172,240/101,421$$

$$F_2 = - 132.67 \text{ Kg/cm}^2 < F_{ci} = -174 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ok}$$

Etapa Intermedia (Pe + Mo + Mdp)

$$F_1 = -(P_e/A_p)(1 - e_p C_{1p}/r_{2p}^2) - (M_o + M_{dp})/S_{1p}$$

$$F_1 = -(235,340/3612.9)(1 - 30.5*62.81/1445) - (8,430,340)/83,094$$

$$F_1 = -80.24 < F'_{cs} = 0.45F'_c = -157.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = -(Pe/A_p)(1+epC_{2p}/r^2_p) + \frac{Mo + Mdp}{S_{2p}}$$

$$F_2 = -(235,340/3612.9)(1+30.5*51.46/1445)+(8,430,340)/101421$$

$$F_2 = -52.78 \text{ Kg/cm}^2 < F'_{cs} = 157.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Etapas Final (pe + Mo + Mdp + Mdc + M_{L+1} + r)

$$F_1 = -(Pe/A_p)(1- epC_{1p}/r^2_p) - (Mo+Mdp)/S_{1p} - (Mdc + M_{L+1})/S_{1c}$$

$$F_1 = -80.24 - (8,246,300/434,746)$$

$$F_1 = -99.21 \text{ Kg/cm}^2 < F'_{cs} = 157.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = -(Pe/A_p)(1+ ep C_{2p}/r^2_p) + (Mo + Mdp)/S_{2p} + (Mdc + M_{L+1})/S_{2c}$$

$$F_2 = -52.78 + (8,246,300/166,191)$$

$$F_2 = -3.16 \text{ Kg} < F'_{ts} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_3 = -((Mdc + M_{L+1})/S_{3c})(n) = -(8,246,300/256,339)(0.776)$$

$$F_3 = -24.96 \text{ Kg/cm}^2 < F'_{cs} = -94.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

DISPOSICIONES PARA SOBRECARGAS

Debe de incrementarse la carga del camión en 100% y en 150% los esfuerzos admisibles.

$$M_{L+1} = 4,510,300*2 = 9,020,600 \text{ Kg-cm}$$

Para $F'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$F'_{cs} = -157.5 * 1.5 = 236.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ts} = 29.93 * 1.5 = 44.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$F'_{cs} = -94.5 * 1.5 = 141.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Etapas final ($P_e + M_o + M_{dp} + M_{dc} + 2M_{L+x}$)

$$F_1 = -99.21 - M_{L+x}/S_{1c} = -99.21 - 4,510,300/434,746$$

$$F_1 = 109.6 \text{ Kg/cm}^2 < F'_{cs} = 236.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ok}$$

$$F_2 = -3.16 + 4,510,300/166,191$$

$$F_2 = + 23.98 \text{ Kg/cm}^2 < F'_{ts} = 44.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$

$$F_3 = -24.96 - (M_{L+x}/S_{2c})n$$

$$F_3 = -24.96 - (4,510,300/256,339)(0.776)$$

$$F_3 = -38.61 < F'_{cs} = 141.75 \text{ ok}$$

EXTREMO DE LA VIGA

$$P_i = P_j - \Delta F_{el} * A_{sp}$$

$$P_i = 321,637 - 1014 * 24.77$$

$$P_i = 296,516 \text{ kg}$$

$$P_e = P_i - (\Delta f_{cr} + \Delta f_{sh} + \Delta F_{rel}) A_{sp}$$

$$P_e = 296,516 - (1950 + 1317 + 749)(24.774)$$

$$P_e = 197,023 \text{ kg.}$$

Como la excentricidad es constante utilizar los datos del centro del claro.

Etapa Inicial: $(P_i + M_o)$

$$F_1 = -(P_i / A_p)(1 - epC_{1p} / r^2_p)$$

$$F_1 = -(296,516 / 3612.9)(1 - 30.5 * 62.81 / 1445)$$

$$F_1 = 26.73 \text{ Kg/cm}^2 < F_{ti} = 27.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = -(P_i / A_p)(1 + epC_{2p} / r^2_p)$$

$$F_2 = - (296,516 / 3612.9)(1 + 30.5 * 51.46 / 1445)$$

$$F_2 = -171.29 \text{ Kg/cm}^2 < F_{ci} = -174 \text{ Kg./cm}^2 \text{ OK}$$

Etapa Intermedia $(M_o + M_{dp})$

$$F_1 = - (P_e / A_p)(1 - epC_{1p} / r^2_p)$$

$$F_1 = -(197,023 / 3612.9)(1 - 30.5 * 62.81 / 1445)$$

$$F_1 = 17.76 \text{ Kg/cm}^2 < F_{ts} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = -(p_e/a_p) (1 + e_p C_{2p}/r_p^2)$$

$$F_2 = -113.77 \text{ Kg/cm}^2 < F_{cs} = 157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

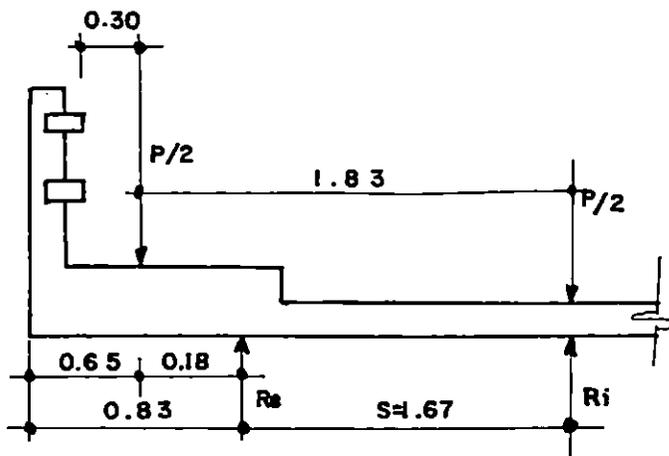
La etapa de la sección compuesta es menos crítico que las etapas de carga anteriores porque la inercia aumenta, por tanto no es necesario calcularlo.

ANALISIS DE VIGA EXTERIOR

Se estudiaran 2 casos:

1. Condición de carga por accidente
2. Condición de carga peatonal más tráfico

CONDICION DE CARGA POR ACCIDENTE



Donde:

- P = Carga viva transmitida por la rueda trasera o delantera del camión tipo (HS-15)
- S = Separación entre vigas.

Considerando la losa simplemente apoyada entre vigas se tiene el siguiente factor:

$$\sum M_{Ri} = 0$$

$$R_e (1.67) = P/2(1.85) + P/2 (0.02)$$

$$R_e = 1.12 (P/2)$$

Donde el factor de rueda a aplicar es 1.12, en vez de el factor de la tabla anterior que es para viga interior.

CALCULO DE MOMENTOS

a) Peso Propio.

Al igual que para la viga interior.

$$M_o = 41,729.4 \text{ Kg-m}$$

b) Carga muerta resistida por la sección no compuesta.

Como el diafragma solo transmite la mitad de la carga entonces de la viga interior tenemos:

$$M_{dp} = M_1 + M_2/2 = 40,365.6 + 1,105$$

$$M_{dp} = 41,471 \text{ Kg-m.}$$

c) Carga muerta resistida por la sección compuesta.

Es igual al de la viga interior.

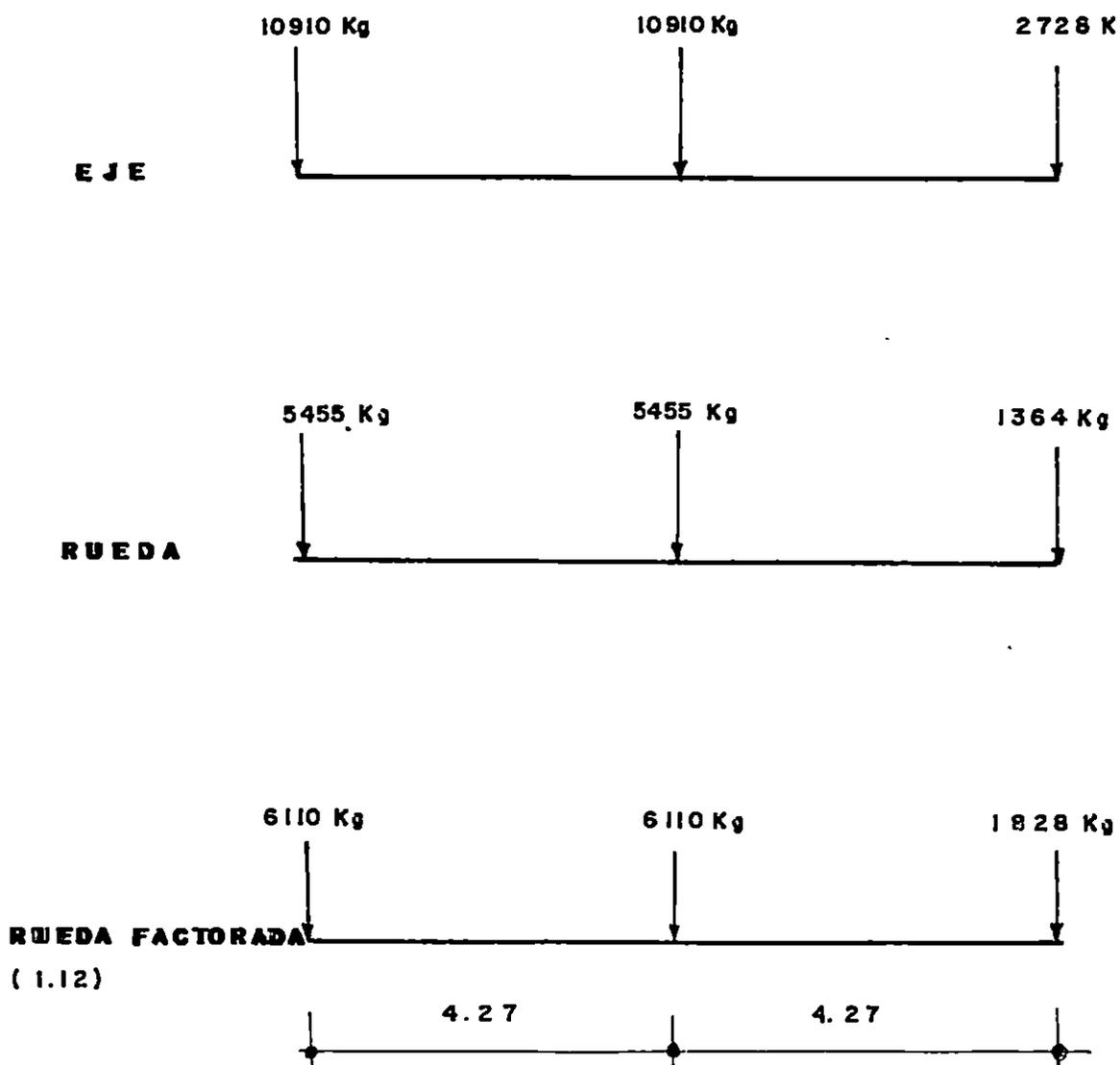
$$M_{dc} = 37,360 \text{ Kg-m}$$

Coefficiente de impacto es el mismo que de la viga interior.

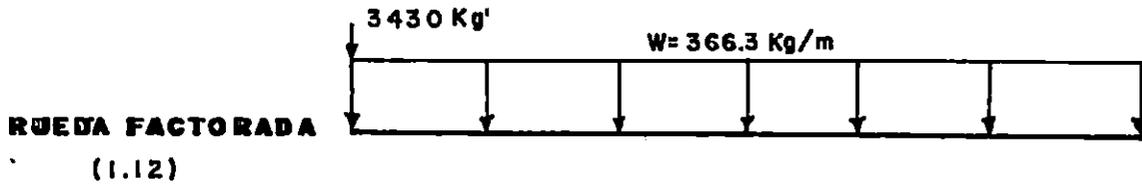
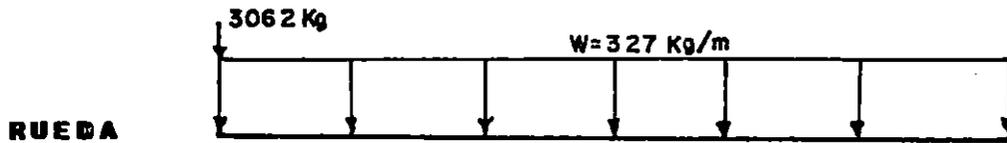
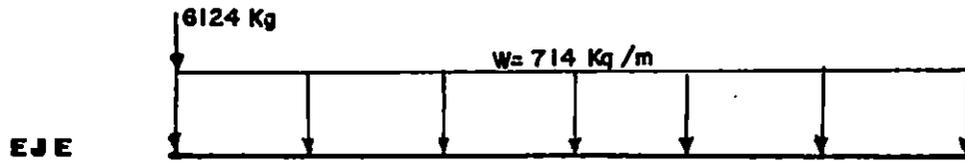
$$I = 0.264$$

$$\text{Factor de rueda} = 1.12$$

CARGA VIVA ACCIDENTAL

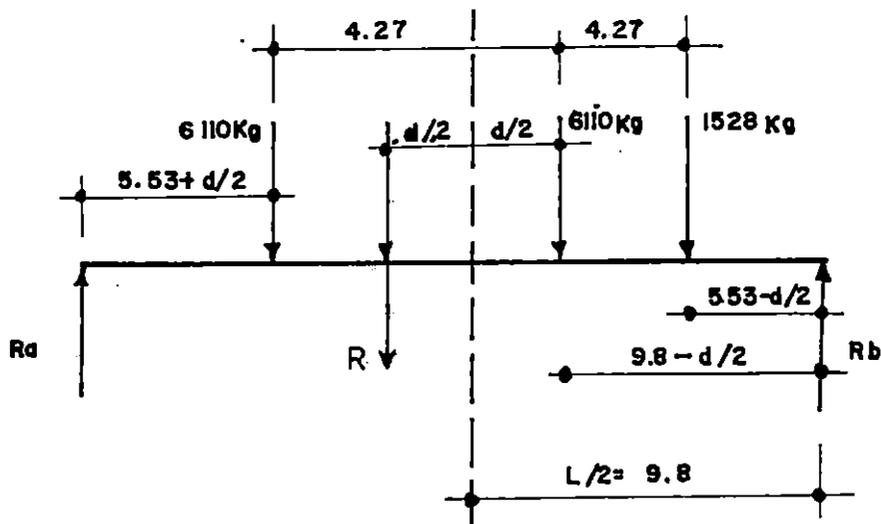


Carril de Carga



Chequeando cual de los dos tipos de carga es mas desfavorable.

Camión tipo.



$$\sum m_a = 0$$

$$R_a = 7872.2 - 350.7d \quad (1)$$

Continuando de la misma forma que para la viga interior tenemos que:

$$R_a = 6874 + 350.7 d \quad (2)$$

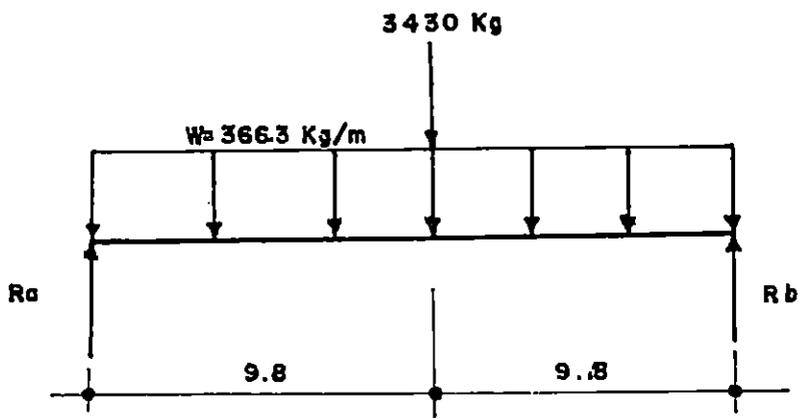
Resolviendo (1) y (2)

$$d = 1.423 \text{ mts.}$$

Luego:

$$M_r = 51,408 \text{ kg-mts.}$$

Carril de carga



$$M_{\max} = Wl^2/8 + PL/4 = 366.3(19.6)^2/8 + (3430 \cdot 19.6)/4$$

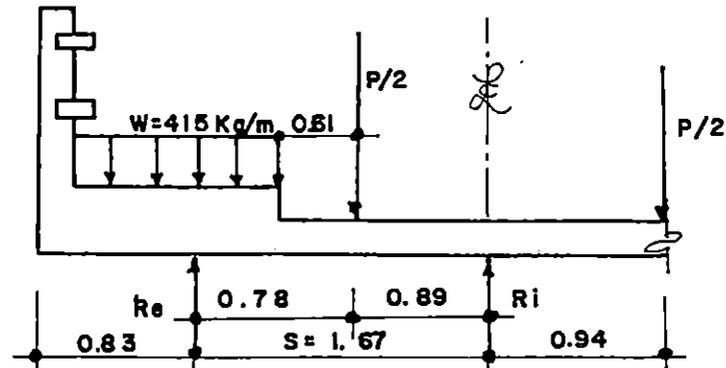
$$M_{\max} = 32,456 \text{ kg-mt}$$

Como se observa el máximo momento lo genera el camión tipo

$$M_L + r = 51,408 \cdot 1.264$$

$$M_L + r = 64,980 \text{ kg-mt.}$$

CONDICION DE CARGA PEATONAL MAS TRAFICO



Para encontrar el factor se hace por separado y se aplica superposición de efecto:

a) Carga de tráfico:

$$\sum MR_i = 0$$

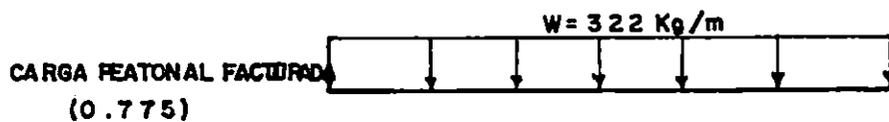
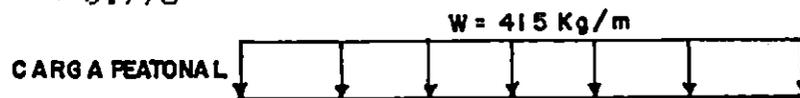
$$R_e = -0.03 (P/2)$$

Por tanto hay que despreciar y sólo hay que considerar la carga peatonal.

b) Carga peatonal:

$R_e = 0.775 w$, que es por cada metro lineal de carga

$$F = 0.775$$



$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{322 * (19.6)^2}{8}$$

$$M = 15,462 \text{ kg-mts.}$$

El camión tipo produce mayor momento

$$M_{L+I} = 64,980 \text{ kg-mt (Rige)}$$

En la viga exterior la etapa inicial e intermedia resiste ya que son iguales y menores respectivamente las cargas con la viga interior.

Chequeando la etapa final y disposición de sobre carga en el centro del claro:

Etapas Final

$$F_1 = -(P_e/A_p) (1 - e_p C_{1P}/r^2_P) - (M_o + M_{dp})/S_{1P} - (M_{dc} + M_{L+I})/S_{1C}$$

$$F_1 = -(235,340/3612.9) (1 - 30.5 * 62.81/1445) - (8,320,040/83,094) - (10,234,000/434,746)$$

$$F_1 = -102.45 \text{ kg/cm}^2 < F_{cs} = 157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = -(P_e/A_p) (1 + e_p C_{2P}/r^2_P) + (M_o + M_{dp})/S_{2P} + (M_{dc} + M_{L+I})/S_{2C}$$

$$F_2 = -(235,340/3612.9) (1 + 30.5 * 51.46/1445) + (8,320,040/101,421) + (10,234,000/166,191)$$

$$F_2 = 7.71 \text{ kg/cm}^2 < F_{ts} = 44.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_3 = -31.0 \text{ kg/cm}^2 < 94.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Disposición de sobrecarga

$$M_{L+I} = 12,996,000 \text{ kg-cms}$$

$$M_{dc} + M_{L+I} = 16,723,000 \text{ kg-cm}$$

$$F_1 = F_1 \text{ (intermedio)} - (M_{dc} + M_L + r) / S_{1c}$$

$$F_1 = -78.91 - (16,723,000) / 434,746$$

$$F_1 = 117.37 < F_{cs} * 1.5 = 236.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$< F_{cs} = 157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$F_2 = F_2 \text{ (intermedio)} + (M_{dc} + M_L + r) / S_{2c}$$

$$F_2 = -53.86 + (16,723,000) / 166,191$$

$$F_2 = 46.76 \text{ kg/cm}^2 < F_{ts} * 1.5 = 45.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tolerable}$$

Porque lo cubre el acero mínimo y estas cargas son muy remotas y al no estar las cargas la grieta se vuelve a cerrar y el comportamiento se considera dentro del rango elástico.

$$F_3 = -(M_{dc} + M_L + r) / S_{3c} * n$$

$$F_3 = -((16,723,000) / 256,339) * 0.776$$

$$F_3 = -50.62 \text{ kg/cm}^2 < F_{cs} * 1.5 = -141.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$< F_{cs} = -94.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

El bloque extremo no es necesario porque tiene el mismo efecto de la viga intermedia que ya fue revisada.

En conclusión la viga cumple con el diseño que se requiere para soportar la carga de diseño (HS15-44).

CORTANTE VERTICAL

Se revisará el cortante con la carga viva de la rueda trasera a $h/2$ de la cara del apoyo, en un punto cuarto del apoyo y a un punto tercio del apoyo.

Carga muerta:

Peso propio de la viga	869.0 Kg/m
Peso de la losa de 1.67 de ancho	801.6 Kg/m
Peso de relleno	39.0 Kg/m
Carga muerta sobrepuesta	<u>778.0 Kg/m</u>
	$W = 2487.6 \text{ Kg/m}$

Peso del diafragma $P^1 = P/2 = 223 \text{ Kg}$

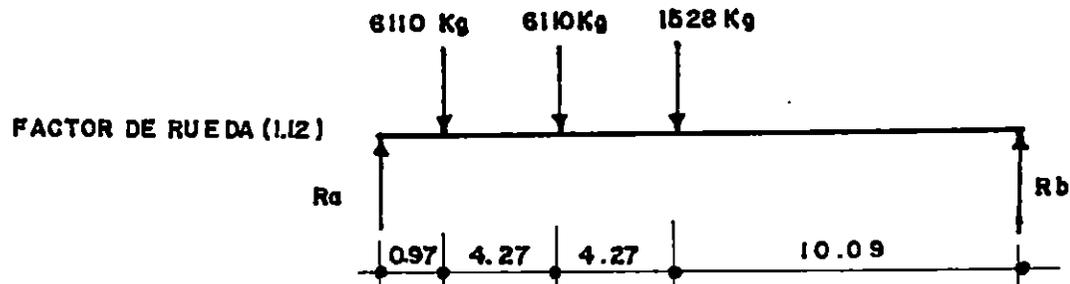
Se analizará la viga exterior ya que presenta la carga viva más desfavorable.

Se supone que la primera sección crítica para el cortante se encuentra a la distancia de $h/2$ desde la cara del apoyo que es igual a 0.97 mts. y las secciones que se encuentran a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$.

Cortante debido a carga muerta a $h/2$ de la cara del apoyo .

$$VD = WL/2 - W*0.97 + P/2 = 22,189 \text{ Kg.}$$

Cortante debido a la carga viva a $h/2$ del rostro del apoyo.



$$V_L = 11,071 \text{ Kg.}$$

$$V_{L+1} = 13,993 \text{ Kg.}$$

Cortante último a $h/2$ de la cara del apoyo.

$$V_u = (\beta D + \beta L(L+I)) = 1.3 (D + 2.2(L+I))$$

$$V_u = 1.3(22,189 + 2.2(13,993))$$

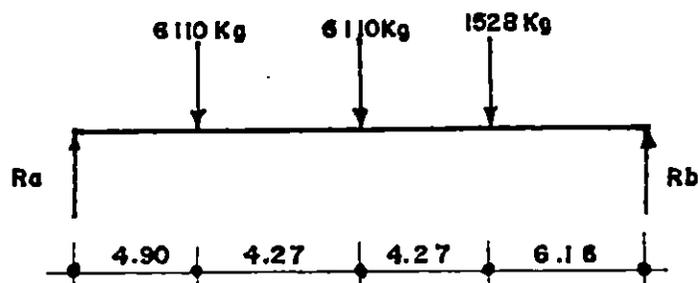
$$V_u = 68,867 \text{ Kg.}$$

Cortante debido a carga muerta en el punto cuarto

$$V_b = WL/2 - WL/4 + P/2$$

$$V_b = 12,412.2 \text{ Kg.}$$

Cortante de la carga viva en el punto cuarto



$$R_a = 8,314.1 \text{ Kg.}$$

$$V_{L,1} = 8314 * 1.264 = 10,509 \text{ Kg.}$$

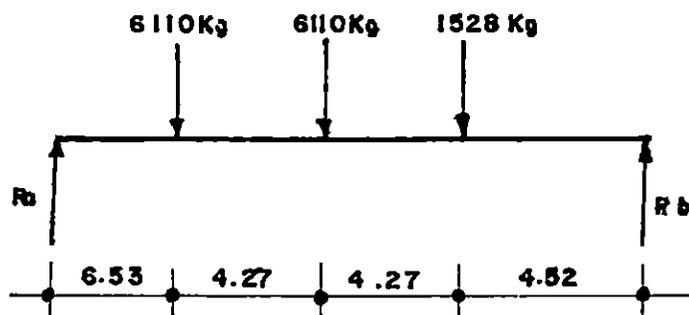
$$V_u = 1.3 (12,412.2 + 2.2 (10,509))$$

$$V_u = 46,191 \text{ Kg.}$$

Cortante debido a carga muerta en el punto tercio .

$$V_p = WL/2 - WL/3 + P/2 = 8,349.16 \text{ Kg.}$$

Cortante por carga viva en el punto tercio.



$$R_a = 7170 \text{ Kg.}$$

$$V_{L,1} = 7170 * 1.264 = 9,063 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1.3(8,349 + 2.2(9.063))$$

$$V_u = 36,774 \text{ Kg.}$$

Cortante que resiste el concreto.

$$V_c = 0.06 f'c b' j d \leq 12.66 b' j d$$

$$V_c = 0.06(350) b' j d \leq 12.66 b' j d$$

Usar

$$V_c = 12.66 b' j d$$

$$n = E_s/E_c = 7.08$$

$$k = \frac{n}{n+(f_s/f_c)} = 0.415$$

$$j = 1 - k/3 = 0.862$$

En el punto a $h/2$ del rostro del apoyo

$$d = 113.31 \text{ cm.}$$

$$V_c = 12.66 b' j d = 21,986 \text{ Kg/cm}^2$$

En el punto cuarto y tercio del apoyo como la excentricidad es constante

$$V_c = 21,986 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = \frac{(V_u/\phi - V_c) S}{f_y j d}$$

$$S = \frac{f_y j d A_v}{(V_u/\phi - V_c)}$$

En el punto $h/2$ de la cara del apoyo usando acero N $^{\circ}$ 4 con $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$.

$$S = (2,800 * 0.862 * 113.3 * 2.54) / (68,867/0.85 - 21,986)$$

$$S = 11.76 \text{ cm}$$

Usar N $^{\circ}$ 4 @ 11 cms.

En el punto cuarto del apoyo

$$S = (2,800 * 0.862 * 113.3 * 2.54) / (46,191/0.85 - 21,986)$$

$$S = 21.44 \text{ cm.}$$

Usar N $^{\circ}$ 4 @ 21 cms.

En el punto tercio del apoyo

$$S = (2,800 * 0.862 * 113.3 * 2.54) / (36,774 / 0.85 - 21986)$$

$$S = \text{Usar N}^{\circ} 4 @ 32 \text{ cm.}$$

Separación máxima

$$S = 3/4 h = (3 * 134.3) / 4 = 100 \text{ cm.}$$

$$S = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Si } V_s = 1.1 \sqrt{f'_c} b'd = 41,456 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 68,867 / 0.85 - 21,986 = 59,094$$

Portando S máximo hay que reducirlo a la mitad del tramo del apoyo al punto cuarto.

$$S = 3/8 h = 50 \text{ cm.}$$

$$S = 30 \text{ cm.}$$

Acero mínimo:

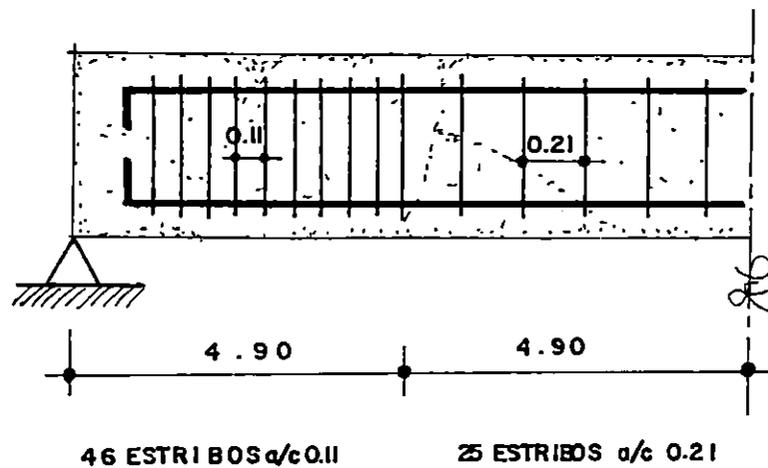
$$S = \frac{80 A_v f_y d}{A_{ps} f_{pu} \sqrt{(d/bw)}}$$

$$P_e = 0.4 f_{pu} = 0.4 * 17,631$$

$$P_e = 197,000 > 0.4 f_{pu} \text{ ok}$$

$$S = \frac{80 * 2.54 * 2800 * 113.3}{24.774 * 17,613 * \sqrt{(113.3/17.78)}} = 58.0 \text{ cm. ok}$$

Por tanto todas las separaciones encontradas para los tramos anteriores cumplen con los requisitos de las normas y se usarán estribos @ 11 cm. de los apoyos al punto cuarto y del punto cuarto al punto cuarto se usarán estribos @ 21 cm. y serán en forma de "U" con gancho estándar a 90°.



CORTANTE HORIZONTAL

Para chequear que la viga compuesta funcione totalmente o sea que no existe deslizamiento entre la viga precolada y la losa colada In-situ, el método que se utilizará la de teoría de cortante-fricción.

El esfuerzo máximo de falla f_{ps} del acero será igual a f_{py} que es el esfuerzo de fluencia del acero presforzado.

$$f_{ps} = f_{py} = 14,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = C = 14,800 * 24,774 = 366,655 \text{ Kg}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

de acuerdo con el código $\mu = 1.0$

$$A_{vf} = 366,656 / (0.85 * 2800 * 1.0) = 154 \text{ cm}^2.$$

desde el apoyo hasta el centro existen 71 estribos con un área de 2.54 cm² cada uno.

$$A_t = 71 * 2.54 = 180.3 \text{ cm}^2 > A_{vf} \text{ que es el requerido.}$$

Para Conocer asumir que $\mu = 1.0$ es necesario que cumpla con los requisitos siguientes:

- 1) Debe de estar limpia, libre de lechada e intencionalmente rugosa con amplitudes de rugosidad de aproximadamente 1/4 de pulgada.

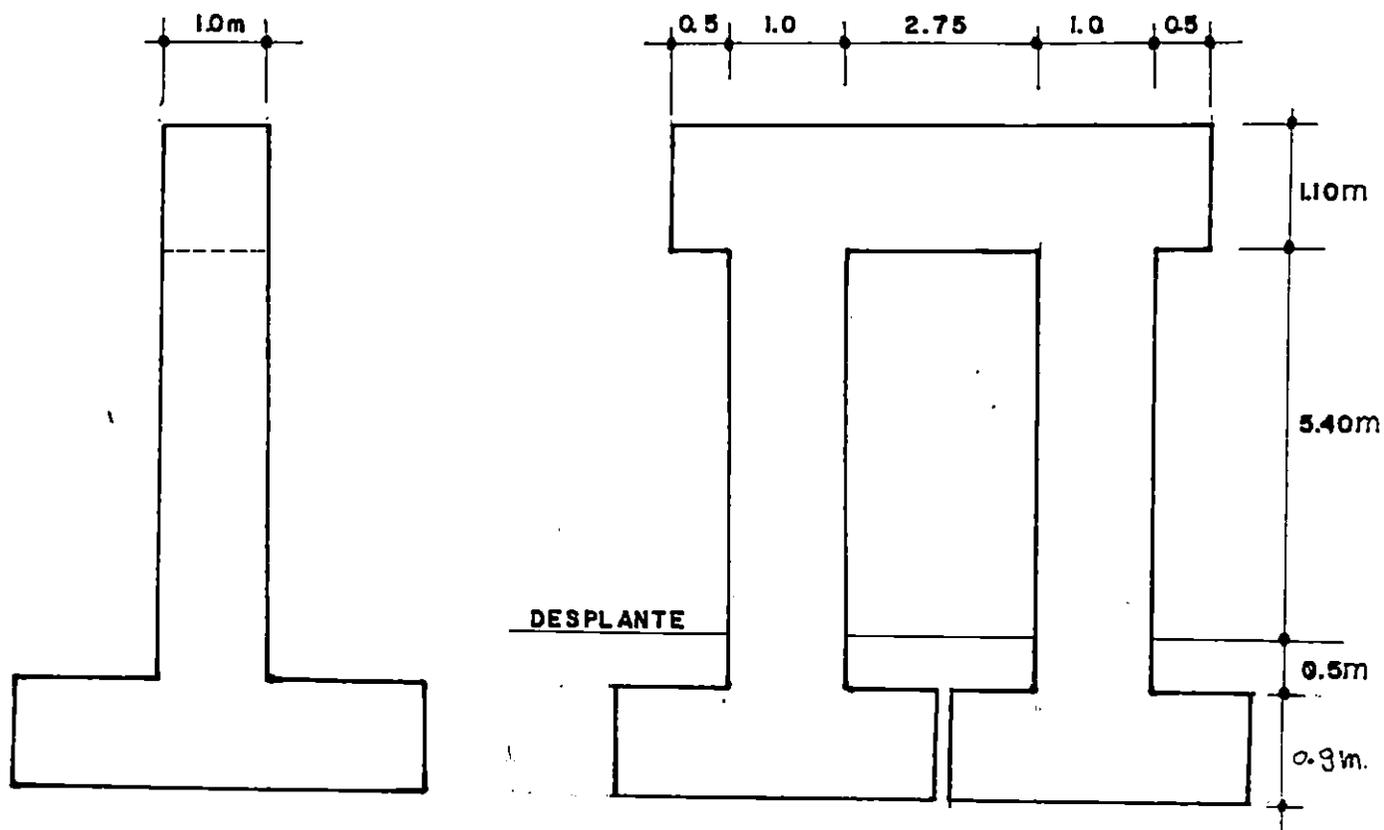
- 2) Se proporcionará la cantidad mínima de estribos que es lo del acero mínimo.
- 3) Todo el esfuerzo por cortante se ancla totalmente entre todos los elementos interconectados, a la viga se usarán varillas longitudinales y diámetros pequeños en las esquinas de los estribos para mejorar su resistencia al arranque y para que después de cierto agrietamiento la viga funcione elásticamente y consistirá en el acero mínimo.

$$\rho = 0.005$$

$$A_s = 0.005 b'd = 0.005 (17.78)(9113.3) = 10.0 \text{ cms.}$$

Usar 4 N^o 6 en lecho superior e inferior así como 2 N^o 4 al centro.

DISEÑO DE LA PILA



Sección de Pila

La pila se analizará en un marco formado por 2 columnas cuadradas y una viga rectangular.

Dimensiones: Columna 100 x 100 cm.
 Viga 100 x 110 cm.

- Altura de la columna : 540 cm.
- Longitud de la viga (c.a.c.) : 334 cm.

CARGAS EN EL SENTIDO DEL MARCO

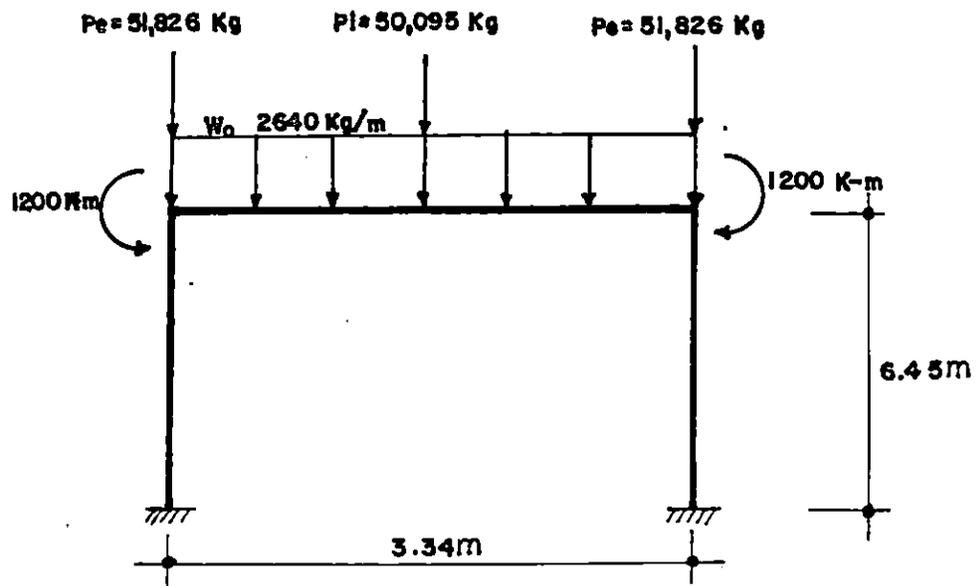
Carga Muerta:

Peso propio de la viga	:	2,640 Kg/m.
Peso de la ménsula	:	2,640 Kg/m.
Movimiento debido a la ménsula	:	1,200 Kg-m.

Cargas puntuales debido al peso de la superestructura.

Viga interior 50,095 Kg.

Viga exterior 49,426 Kg.



Carga Muerta

Para encontrar todos los esfuerzos internos se puede utilizar cualquier método de análisis estructural. En este caso se utiliza un programa computacional, como lo es el MPlan. Donde dio los siguientes resultados:

Diagrama de cortante y momento debido a la carga muerta.

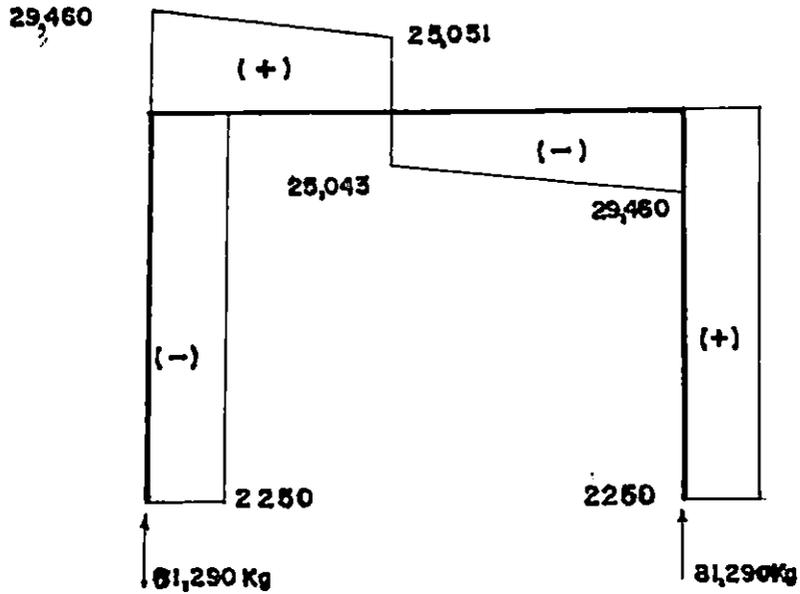


Diagrama de Cortantes y Reacciones (Kg)

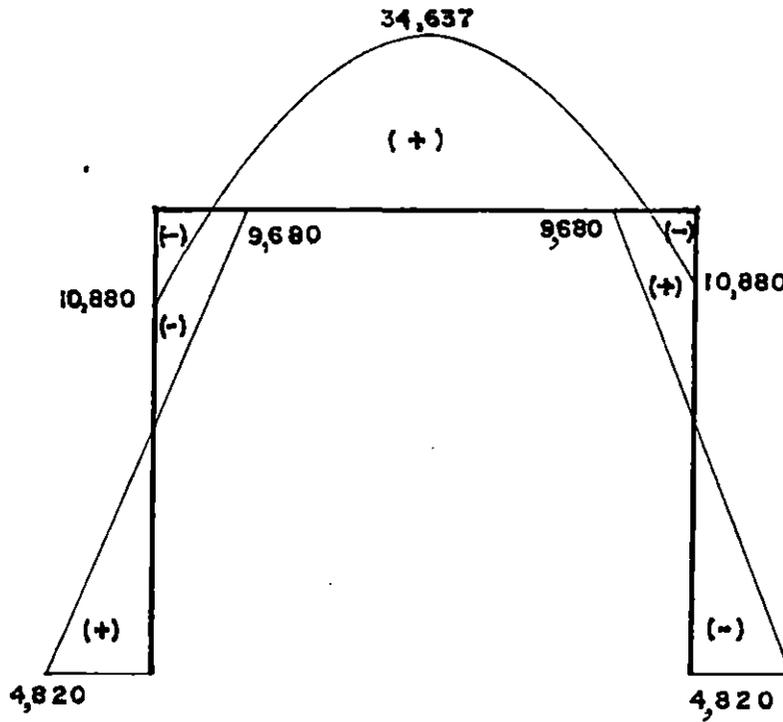


Diagrama de Momentos (Kg-m)

Flujo del agua:

Altura del agua = 5.0 mt.

Velocidad del río = 8.53 mts/seg. = 28 pies/seg.

Presión del agua sobre las columnas.

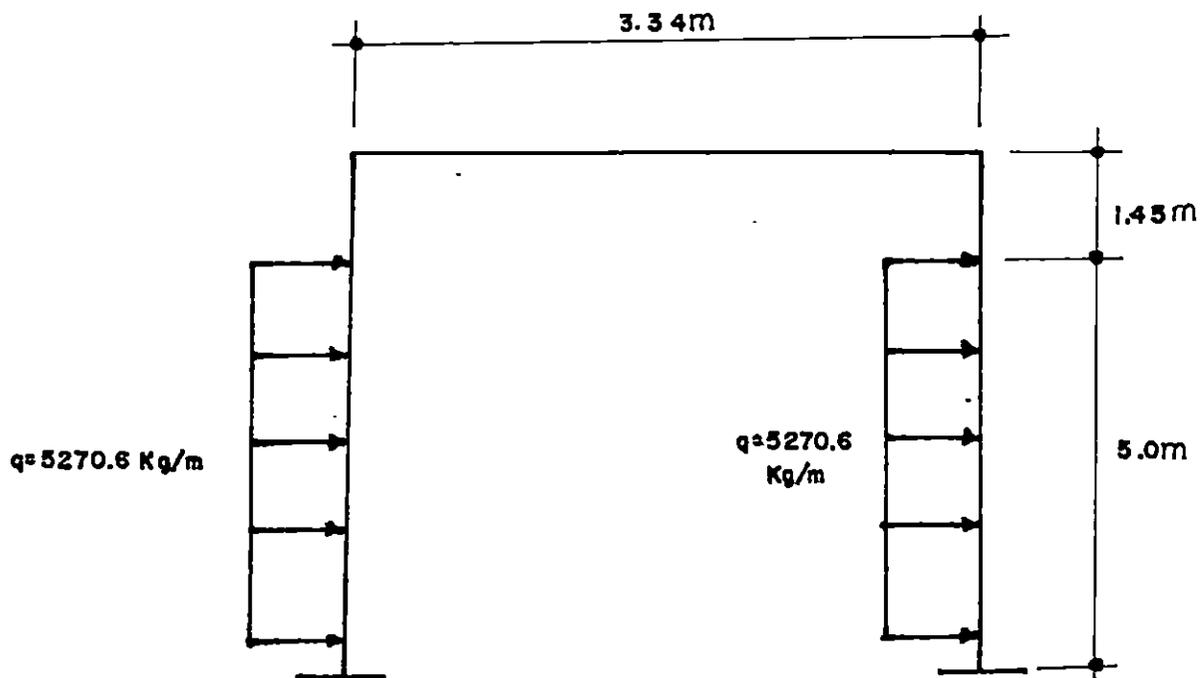
$$P = KV^2$$

$$P = 1.375 (28)^2$$

$$P = 1078 \text{ Lbs/pie}^2 = 5270.6 \text{ Kg/mt}^2.$$

En un metro de ancho de la pila:

$$q = 5270.6 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m.} = 5270.6 \text{ Kg/m.}$$



Presión del Agua

Diagrama de Cortante y Momento debido a Presión del Agua

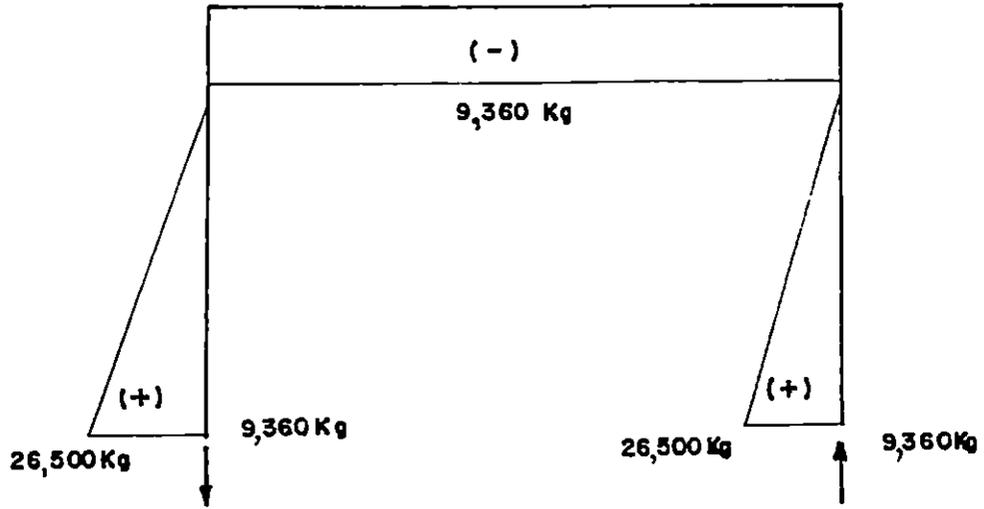


Diagrama de Cortante y Reacción

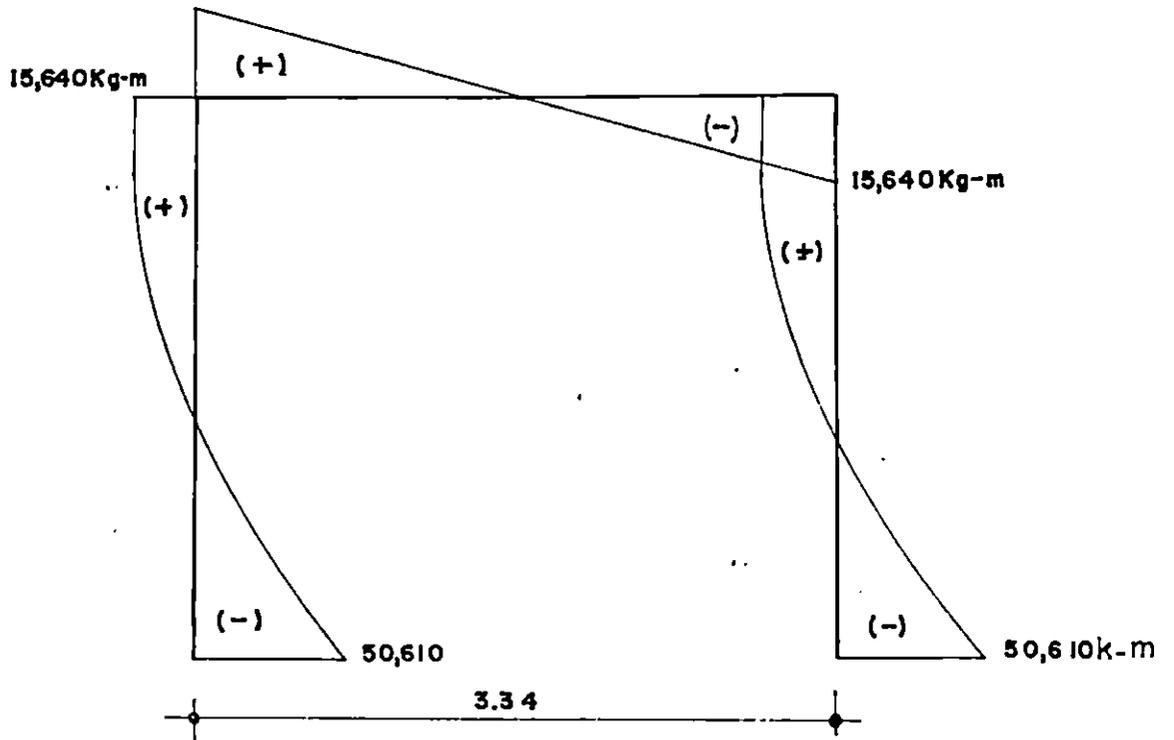


Diagrama de Momento

SISMO

De acuerdo con el nuevo reglamento sismico de El Salvador que el cortante basal V_b se calcula con la siguiente expresión

$$V_b = ICD(W_s)$$

Donde:

- I = es el factor que determina la importancia del uso de la estructura.
- C = El factor que determina el tipo de estructura.
- D = La relación de $0.72/T^{0.66} < 1$
- T = Período elástico fundamental de la vibración de la estructura en la dirección considerada, en segundos.

El puente se encuentra en la zona II.

En el sentido transversal tenemos:

$$I = 1.3$$

$$C = 0.06$$

$$D = 0.72/T^{0.66} < 1$$

$$T = Ct^{0.75} = 0.073 (6.45)^{0.75}$$

$$T = 0.3 \text{ seg}$$

$$D = 0.72/0.3^{0.66}$$

$$D = 1.$$

$$F_t = 0 \text{ si } T < 0.7$$

$$W_s = D + L = 177,205 + 21,447$$

$$W_s = 198,652 \text{ Kg}$$

$$V_b = 1.3(0.06)(1)(198,652)$$

$$V_b = 15,495 \text{ Kg}$$

La fuerza sismica en el sentido transversal es igual al cortante basal.

$$F_s = 15,495 \text{ Kg}$$

En el sentido longitudinal.

Este es una estructura de sistema aislado.

Por lo que del reglamento se tienen los siguientes datos:

$$I = 1.3$$

$$C = 0.15$$

$$D = 1.0$$

$$V_b = 1.3(0.15)(198,652)$$

$$V_b = 38,737 \text{ Kg}$$

Como no se ha considerado la fuerza del viento y por la probabilidad que exista esta carga simultáneamente con el sismo, entonces se considerará en el sentido transversal la carga sismica, como el 15% de la carga muerta que es más conservadora.

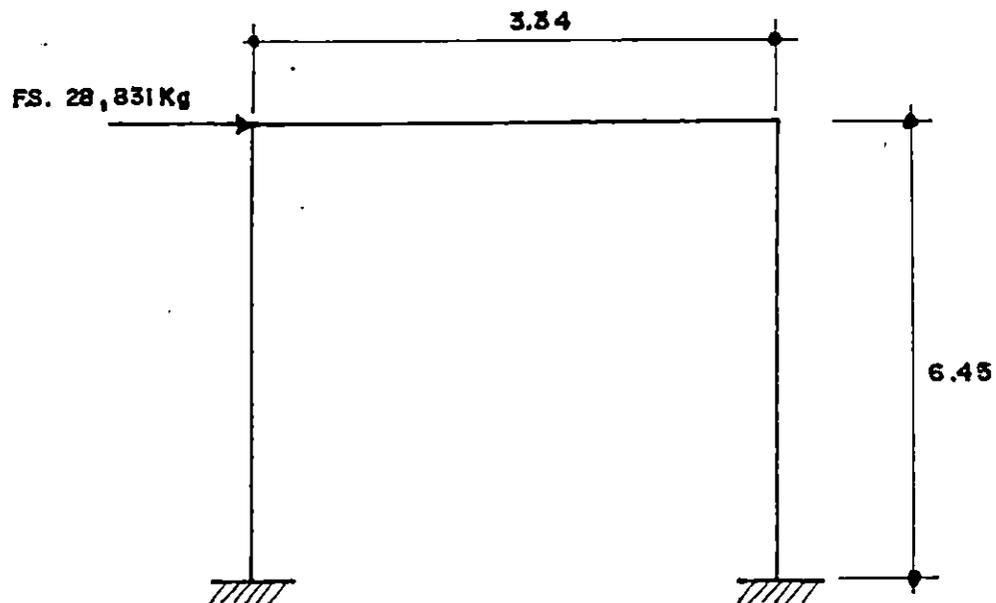
Sismo:

Los valores de las fuerzas horizontales debido a sismo se tomarán como el 15% de la carga muerta.

Este es la carga que llega a la pila de la superestructura y el peso del marco.

Peso de super estructura	:	148,947 Kg.
Viga y ménsula	:	12,540 Kg.
Columnas	:	<u>30,720 Kg.</u>
		192,207 Kg

$$\text{Fuerza sísmica} = 0.15 * 192,207 = 28,831 \text{ Kg.}$$



Carga Sísmica

Diagrama de Cortantes y Momento debido Sismo

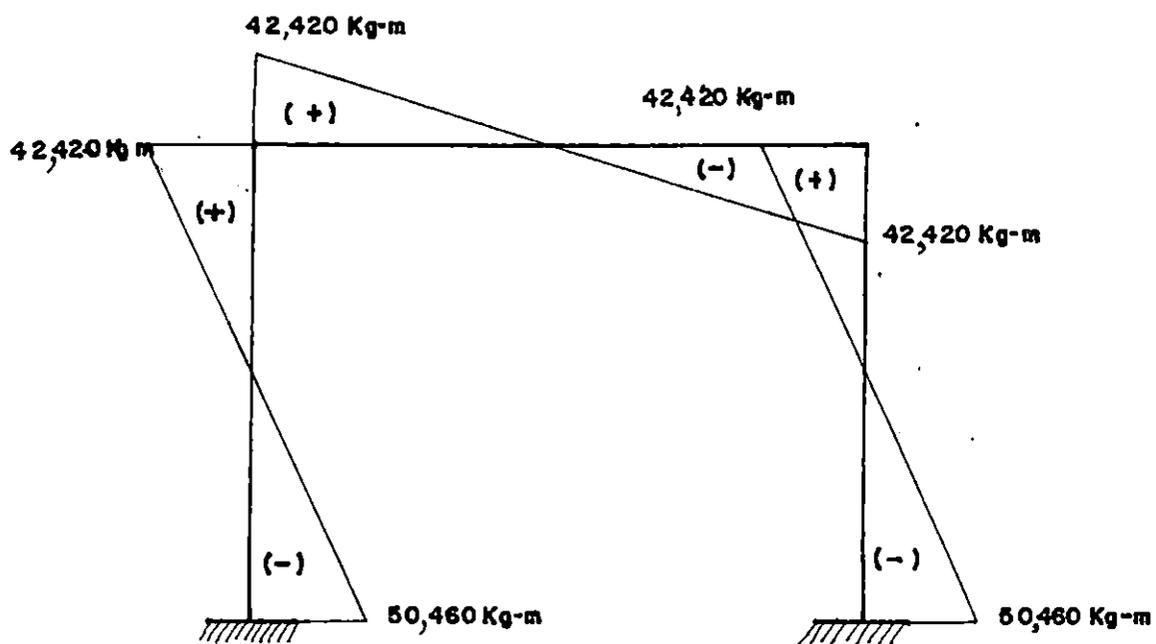
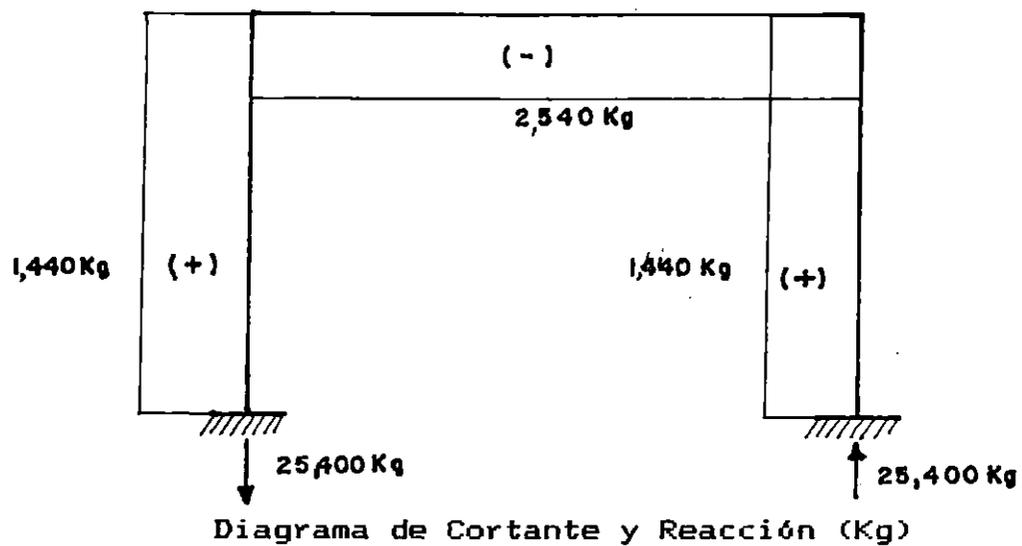


Diagrama de Momento (Kg-m)

Carga Viva:**Casos considerados:**

1) Carga de Carril.

- a) Cargado a un lado del marco-columna con W y la carga puntual para momento, colocado excéntricamente del lado de la carga.
- b) Cargando ambos lados del marco-columna con W y la carga puntual para momento (p.m.), colocado céntricamente.

2) Carga de Camión:

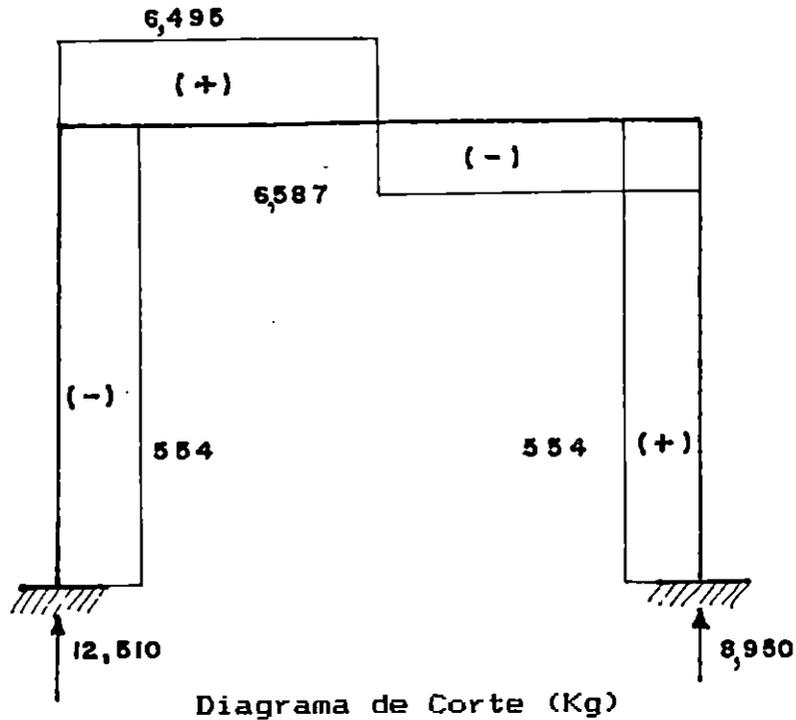
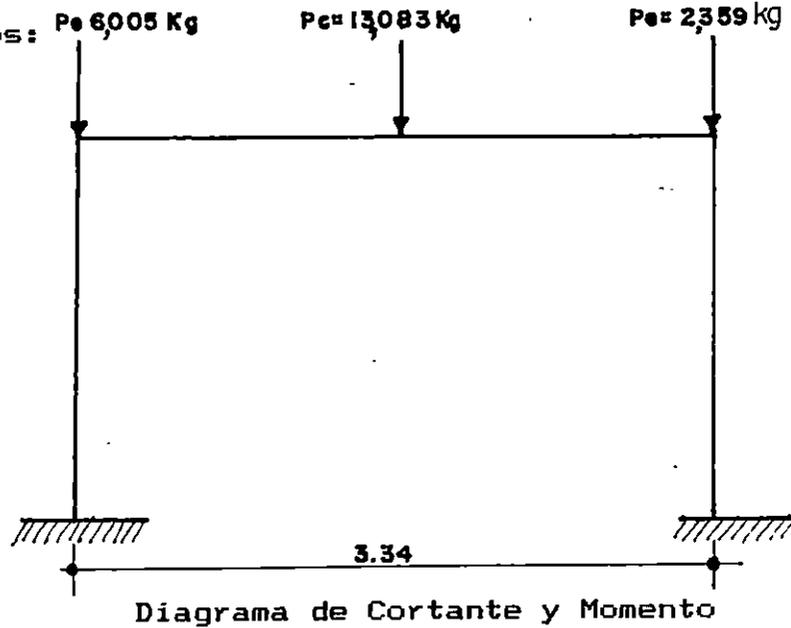
- a) Camión HS-15 colocado excéntricamente respecto al marco columna y a 0.31 metros del cordón.
- b) Camión HS-15 colocado céntricamente respecto al marco-columna y a 0.31 metros del cordón.
- c) Camión HS-15 colocado excéntricamente respecto al marco-columna y a 0.31 metros del cordón.
- d) Camión HS-15 colocado céntricamente respecto al marco-columna y al eje del puente.

La carga de carril se transmite a las vigas y éstas a la pila considerando la distribución de las cargas en las vigas, y para el camión se calculó las reacciones de las llantas en las vigas con su respectivo factor de carga de todos los casos expuestos anteriormente.

A continuación se presenta el resumen del cálculo de las acciones sobre el marco-columna.

Nº	CONDICION DE CARGA VIVA	POSICION DE VIGAS SOBRE EL MARCO	FACTOR DE DISTRIBUCION	RESULTANTE DE P (Kg)	MOMENTOS POR P EN MARCO (Kg-m)
1)	Cargando a un lado del marco con W y P _m , colocado excéntricamente del lado de la carga.	1 (lateral)	0.25	3,280	820
a)		2 (centro)	0.50	6,560	1,640
		3 (lateral)	0.25	3,280	820
1)	Cargado ambos lados del marco con W y P _m colocado céntricamente.	1	0.25	5,102	0.0
b)		2	0.50	10,204	0.0
		3	0.25	5,102	0.0
2)	Camión HS-15 colocado excéntricamente respecto al marco y a 0.31 m. del cordón.	1	0.56	6,005	1,500
a)		2	1.22	13,083	3,271
		3	0.22	2,359	590
2)	Camión HS-15 colocado céntricamente respecto al marco y a 0.31 m. del cordón.	1	0.56	5,904	0.0
b)		2	1.22	12,863	0.0
		3	0.22	2,320	0.0
2)	Camión HS-15 colocado excéntricamente respecto al marco y al eje del puente.	1	0.61	6,541	1,635
c)		2	0.78	8,365	2,091
		3	0.61	6,541	1,635
2)	Camión HS-15 colocado céntricamente respecto al marco y al eje del puente.	1	0.61	6,583	0.0
d)		2	0.78	8,419	0.0
		3	0.61	6,583	0.0

Como podemos observar la carga viva más desfavorable la del camión HS-15 colocado excéntricamente respecto al marco y a 0.31 metros del cordón. Por lo que genera los siguientes esfuerzos:



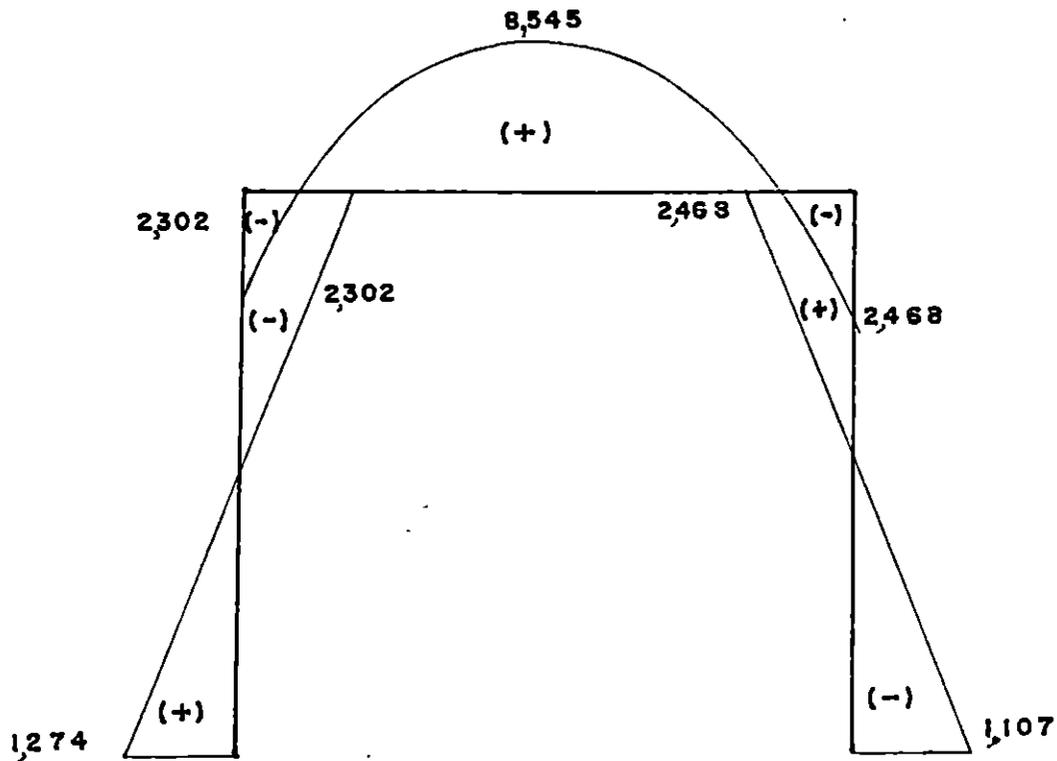


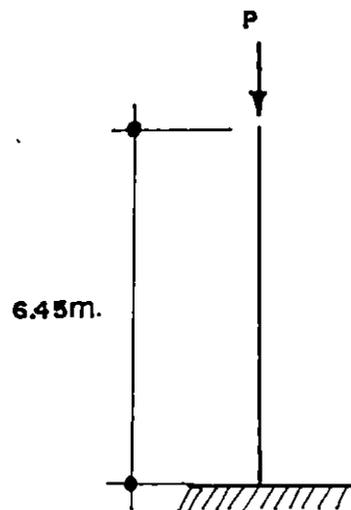
Diagrama de Momentos (Kg-m)

CARGAS EN SENTIDO LONGITUDINAL

Carga Muerta.

Cada columna de la pila soporta 2 vigas exteriores, 2 medias vigas interiores, que llegan a la superestructura al marco-columna, y por simetría la mitad de su peso propio, que incluye la media viga, ménsula y la columna.

Las reacciones de las vigas son céntricas por su simetría longitudinal del puente, por tanto no existe momento en la pila.



Carga Viva:

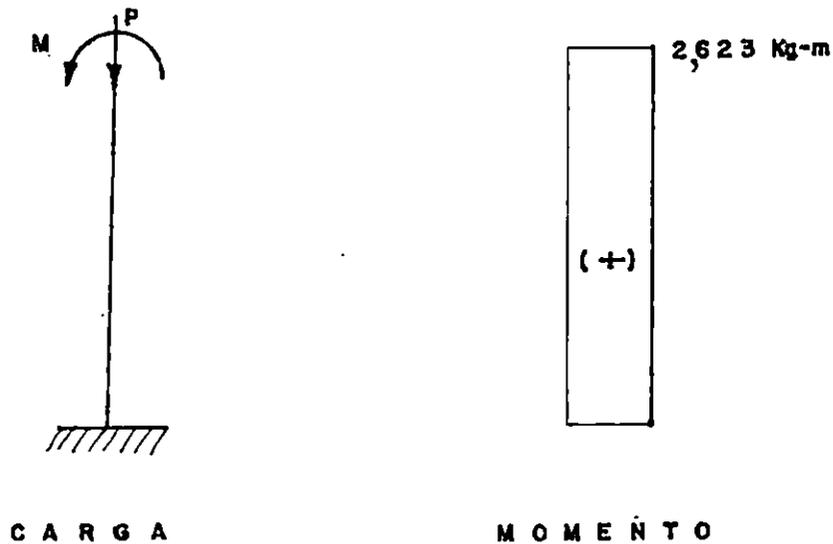
El momento longitudinal más desfavorable se obtiene cargando en un solo claro, con el camión tipo, que consiste en encontrar la reacción y ubicarlo con una excentricidad de la mitad del apoyo que es 0.25 metros.

$$R = 20,982 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.25 \text{ m.}$$

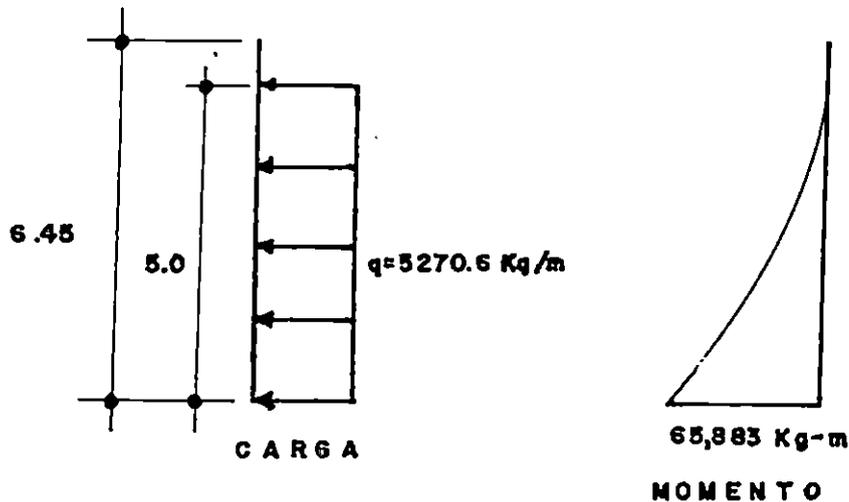
$$M = 5,246 \text{ Kg-m.}$$

este resultado es para el marco, y para cada columna es la mitad de carga y momento.



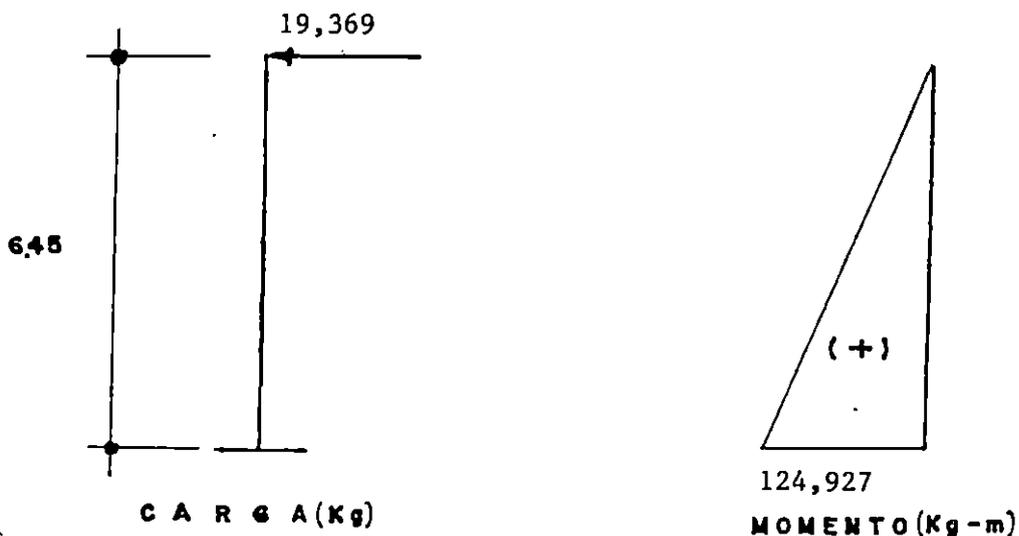
Presión del Agua:

En el sentido longitudinal la presión de agua actúa como una carga uniformemente distribuida sobre la columna. Esta se considera que trabaja en voladizo.



para esta condición se supone que cada columna esta sometida a la acción de carga sismica aplicada en la parte superior de la columna, en el eje de la viga.

Revisando la carga sobre el marco, en el sentido longitudinal encontramos que $P = 38,737 \text{ Kg}$, donde aplicada a una sola columna será la mitad.



MOMENTOS MAXIMOS EN LA VIGA DE LA PILA

Momento máximo positivo al centro de la viga.

Grupos de carga:

$$I : 1.3 (D + 1.67 (L+I))$$

$$IA : 1.3 (D + 2.2 (L+I))$$

$$VII : 1.3 (D + SF + EQ)$$

$$Mu' = 1.3 (34,637 + 2.2 (1,264 + 8,545))$$

$$Mu' = 75,919 \text{ Kg-m} = 72.92 \text{ Ton-m.}$$

Momento máximo positivo en el extremo de la viga.

Grupos de carga:

$$I : 1.3 (D + 1.67(L+I) + SF)$$

$$IA : 1.3 (D + 2.2(L+I))$$

$$VII : 1.3 (D + SF + EQ)$$

El que rige es el grupo VII.

$$Mu' = 1.3 (10,880 + 15,640 + 42,420)$$

$$Mu' = 89,622 \text{ Kg-m} = 89.62 \text{ Ton-m.}$$

Máximo momento negativo en extremo de la viga.

Grupos de carga:

$$I : 1.3 (D + 1.67 (L+I) + SF)$$

$$IA : 1.3 (D + 2.2 (L+I))$$

$$VII : 1.3 (D + SF + EQ)$$

El que rige es el grupo VII.

$$Mu^- = 1.3 (10,880 + 15,640 + 42,420)$$

$$Mu^- = 89,622 \text{ Kg-m} = 89.62 \text{ Ton-m.}$$

Momentos de diseño:

Centro de la viga:

$$Mu^+ = 75.92 \text{ Ton-m.}$$

Extremo de la viga:

$$Mu^+ = 89.62 \text{ Ton-m.}$$

$$Mu^- = 89.62 \text{ Ton-m.}$$

Diseño de la Viga

Sección de la viga 100 x 110 cm.

$$F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Mu^+ = 89.62 \text{ Ton-m.}$$

$$As = Mu / (\phi F_y j d) = (89.62 \times 10^3) / (0.9 \times 2800 \times 0.88 \times 104)$$

$$As = 38.86 \text{ cm}^2$$

$$= As / (bd) = 38.86 / (100 \times 104)$$

$$= 0.00374 < \rho_{\min} = 0.005$$

Utilizar acero mínimo

$$A_s = 0.005 (100)(104) = 52 \text{ cm}^2$$

Utilizar 10 varillas N^o 8

Como se puede observar que los momentos positivos y negativos son casi iguales, por tanto siempre se cubrirá con acero mínimo.

Utilizar 10 varillas N^o 8 en lecho superior e inferior.

CALCULO DE ACERO TRANSVERSAL

En la viga resulta una torsión por el tren de carga cuando se encuentra solo en un claro y su posición longitudinal es la que produce mayor reacción en la viga, no así la carga por la simetría de las reacciones.

En análisis que se seguirá está basado en el ACI 89, capítulo II, literal 6. (11.6)

A continuación se verificará si la torsión debe o no considerarse, de la tabla anterior se observa que la carga mayor, que transmite la viga central de la superestructura a la viga del marco es 13,083 Kg.

$$T_u = 1.3(D + 2.2(L+I))e = 1.3(0 + 2.2(13,083 * 1.264))(0.25)$$

$$T_u = 11,824 \text{ Kg.}$$

Al evaluar si $T_u > \phi (0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2y)$ entonces debe considerarse el efecto de torsión

$$T_u > \phi (0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2y) = 0.85 (0.13 \sqrt{210} \sum (11 \times 10^3))$$

$$T_u = 11,824 \text{ Kg-m} < 17,615$$

Por tanto no requiere de refuerzo por torsión

Cálculo de Cortante Ultimo.

Se tomará de una forma conservadora el cortante que

sería en el apoyo aunque el más exacto sería tomarlo a "d" del rostro de la columna.

Para grupo I.

$$V_u = 1.3 (D + 1.67 (L+I) + SF)$$

$$V_u = 1.3 (29,460 + 1.67 (6,495 * 1.264) + 9,360)$$

$$V_u = 68,289 \text{ Kg} = 68.29 \text{ Ton.}$$

Para grupo IA.

$$V_u = 1.3 (D + 2.2 (L+I))$$

$$V_u = 1.3 (29,460 + 2.2 (6,495 * 1.264))$$

$$V_u = 61,778 \text{ Kg} = 61.78 \text{ Ton.}$$

Para grupo VII.

$$V_u = 1.3 (D + SF + EQ)$$

$$V_u = 1.3 (29,460 + 15,640 + 42,420)$$

$$V_u = 87,520 \text{ Kg} = 87.52 \text{ Ton.}$$

Como puede observarse que la combinación de carga más desfavorable es la del grupo VII.

Momentos Plásticos.

Para momento positivo y negativo se proporciona un refuerzo de 10 varillas Nº 8 que es igual a 50.7cm².

$$M = A_s (1.25 f_y)(d - a/2)$$

$$a = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f'_{cb}} = \frac{1.25 * 2800 * 50.7}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 9.94 \text{ cm}$$

$$M = (50.7 * 1.25 * 2800)(104 - 9.94/2)$$

$$M = 193.37 \text{ Ton-m.}$$

Este momento es negativo y positivo por la izquierda y la derecha.

Como las disposiciones especiales se hacen debido a efecto sísmico y la AASHTO no considera la combinación de carga viva y sismo, entonces no se incluirá la carga viva en este estudio.

La carga muerta que se utilizará será una carga uniforme de 2.64 Ton/m y una carga puntual al centro de 50.1 Ton. Las cargas muertas anteriores se factorarán.

Con los momentos plásticos y cargas muertas factoradas, se puede encontrar el cortante crítico a una distancia "d" del rostro de la columna.

$$V_u = 148.85 \text{ Ton.}$$

Como puede observarse que este cortante último a una distancia "d" del rostro es más crítico que la combinación

de carga anterior, la que resultó ser la más desfavorable que el caso VII, incluso tomándolo en el apoyo conservadoramente, que fue de 87.52 Ton.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Contribución del concreto

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 148.85 - 67.90$$

$$\phi V_s = 80.95 \text{ Ton.}$$

$$V_s = 92.24 \text{ Ton.}$$

Utilizando estribos N^o 5

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{4.0 * 2800 * 104}{92.24 * 10^3}$$

$$S = 12.6 \text{ cm.}$$

Acero mínimo

$$S = (A_v f_y) / (3.5b) = (4.0 * 2800) / (3.5 * 100)$$

$$S = 32 \text{ cm.}$$

Separación máxima

Zona confina $2h$

a) $d/4 = 104/4 = 26 \text{ cm.}$

b) 15 cm.

Utilizar acero transversal a cada 12 cms. en toda la viga ya que la zona confina de ambos rostros cubre todo el claro, así como el coladizo.

Además la norma AASHTO propone que para miembros cuyo peralte del alma excede 2 pies (0.61 mts.) debe colocarse cerca de las caras del alma, refuerzo longitudinal que tenga un área total igual o por lo menos al 10% del área de refuerzo a tensión por flexión, con un espaciamiento que no exceda de 30 cms, o el ancho del alma, el que sea menor. En este caso se tendrá que proporcionar:

$$A_s = 52.0 * 0.10 = 5.2 \text{ cm}^2$$

Utiliza 4 Nº 5 a cada 25 por cada lado de la viga.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS

Cálculo de Momentos:

Sentido Longitudinal

Grupo I.

$$M = 1.3 (D + 1.67 (L+I) + SF)$$

$$M_{sup} = 1.3 (0 + 1.67 (1.264 \times 2,623) + 0)$$

$$M_{sup} = 7,198 \text{ kg-m.}$$

$$M_{inf} = 1.3 (0 + 1.67 (1.264 * 2,623) + 65,883)$$

$$M_{inf} = 92,846 \text{ Kg-m.}$$

Grupo IA.

$$M = 1.3 (0 + 2.2 (L+I))$$

$$M_{sup} = 1.3 (0 + 2.2 (1.264 * 2,623))$$

$$M_{sup} = 9,482 \text{ kg-m.}$$

$$M_{inf} = 1.3 (0 + 2.2(1.264 * 2,623))$$

$$M_{inf} = 9,482 \text{ Kg-m.}$$

Grupo VII.

$$M = 1.3 (D + SF + EQ)$$

$$M_{sup} = 1.3 (0 + 0 + 0)$$

$$M_{sup} = 0$$

$$M_{inf} = 1.3 (0 + 65,883 + 124,927)$$

$$M_{inf} = 248,053 \text{ Kg-m.}$$

Sentido del Marco.

Grupo I.

$$M = 1.3 (D + 1.67 (L+I) + SF)$$

$$M_{sup} = 1.3 (9,680 + 1.67(1.264 * 2,468) + 15,640)$$

$$M_{sup} = 39,689 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{inf} = 1.3 (4,820 + 1.67(1.264 * 1,274) + 50,610)$$

$$M_{inf} = 75,555 \text{ Kg-m.}$$

Grupo IA.

$$M = 1.3 (D + 2.2(L+I))$$

$$M_{sup} = 1.3 (9,680 + 2.2(1.264 * 2.468))$$

$$M_{sup} = 21,506 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{inf} = 1.3 (4,820 + 2.2(1.264 * 1.274))$$

$$M_{inf} = 10,871 \text{ Kg-m.}$$

Grupo VII.

$$M = 1.3 (D + DF + EQ)$$

$$M_{sup} = 1.3 (9,680 + 15,640 + 42,420)$$

$$M_{sup} = 88,062 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{inf} = 1.3 (4,820 + 50,610 + 50,460)$$

$$M_{inf} = 145,535 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo de Carga Axial.

Grupo I.

$$P_u = 1.3 (D + 1.67 (L+I) + SF)$$

$$P_u = 1.3 (81,290 + 1.67 (1.264 * 8,950) + 9,360)$$

$$P_u = 142,405 \text{ Kg.}$$

Grupo IA.

$$P_u = 1.3 (D + 2.2 (L+I))$$

$$P_u = 1.3 (81,290 + 2.2(1.264 * 12,510))$$

$$P_u = 150,090 \text{ Kg.}$$

Grupo VII.

$$P_u = 1.3 (D + SF + EQ)$$

$$P_u = 1.3 (81,290 + 9,360 + 25,400)$$

$$P_u = 150,865 \text{ Kg.}$$

En el reglamento ACI-89 en el capítulo 10.3.3 considera que si un elemento sometido a carga axial a compresión y flexión, cuando la carga axial de diseño $P_u < 0.1f'_c A_g$, el porcentaje de refuerzo proporcionado no debe de exceder 0.75 de la relación ρ_b que produce las condiciones de deformación balanceada en sección sujetas a flexión sin

carga axial.

Esto quiere decir que la columna se analizará como una viga en voladizo.

De la combinación de cargas axial la carga más desfavorable es la del grupo VII.

$$P_u = 150,865 \text{ Kg.}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u < 0.1 f'_c A_g = 0.1(2.10)(100 \times 100) = 210,000 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 150,865 \text{ Kg} < 210,00 \text{ Kg.}$$

Por tanto la columna se analizará como una viga en voladizo, en caso contrario si el valor es $>$ que P_u se analizará como columna teniendo que considerar muchos efectos, como la esbeltez.

Sentido Longitudinal.

Sección inferior:

El momento máximo es el del grupo VII en ambos lados.

$$M_u = 248,053 \text{ Kg-mts.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{248,053 \times 100}{0.9(2800)(0.88)(93)}$$

$$A_s = 120.3 \text{ cm}^2 = 0.0123 < \rho_{\max} \text{ Ok}$$

$$> \rho_{\min} \text{ Ok}$$

Se cubre con 15 N^o 10 en ambas caras de la columna.

$$A_s = 122.85 \text{ cm}^2$$

La sección superior se cubre con acero mínimo 6 N^o 10 = 49.14 cm².

Sentido Transversal.

Sección inferior:

$$M_u = 145,535 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{145,535 \times 100}{0.9(2800)(0.88)(93)}$$

$$A_s = 70.6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (bd) = 70.6 / (100 * 93)$$

$$\rho = 0.0076 < \rho_{\max} \text{ Ok}$$

$$> \rho_{\min} \text{ Ok}$$

Se cubre con 9 N^o 10 en ambas caras.

Sección superior.

$$M_u = 88,062 \text{ Kg-m.}$$

Acero requerido es 42.7 cm².

Se cubre con 6 N^o 10.

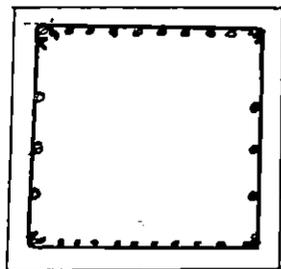
$$A_s = 49.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0053 > \rho_{\min} \text{ Ok}$$

$$< \rho_{\max} \text{ Ok}$$

La sumatoria de área de acero que queda en la columna es:

Sección inferior



●36 N^o 10

$$A_s = 36 * 8.19 = 294.84 \text{ cm}^2$$

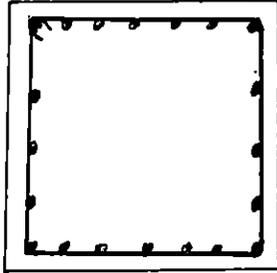
Para columnas $\rho_{\min} = 0.01$ y $\rho_{\max} = 0.08$

$$\rho = 294.84 / (100 * 100)$$

$$\rho = 0.0295 < \rho_{\max} \text{ Ok}$$

$$> \rho_{\min} \text{ Ok}$$

Sección Superior



20 N° 10

$$A_s = 20 * 8.19 = 163.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 163.8 / (100 * 100)$$

$$\rho = 0.0164 < \rho_{\text{max}} \text{ Ok}$$

$$> \rho_{\text{min}} \text{ Ok}$$

CORTANTE EN COLUMNAS

Sentido Transversal.

Grupo I

$$V_u = 1.3(D * 1.67(L + I) + SF)$$

$$V_u = 1.3(2.25 + 1.67(0.55 * 1.264 + 26.5))$$

$$V_u = 38.9 \text{ Ton.}$$

Grupo VII

$$V_u = 1.3(D + SF + EQ)$$

$$V_u = 1.3(2.25 + 26.5 + 14.4)$$

$$V_u = 56.1 \text{ Ton} \text{ <----- (Rige)}$$

Sentido Longitudinal.**Grupo I**

$$V_u = 1.3(D + 1.67(L + I) + SF)$$

$$V_u = 1.3(0 + 1.67(0.41 \cdot 1.264) + 26.35)$$

$$V_u = 35.38 \text{ Tm.}$$

Grupo VII

$$V_u = 1.3(D + SF + EQ)$$

$$V_u = 1.3(0 + 26.35 + 19.36)$$

$$V_u = 59.42 \text{ Ton.}$$

Como se puede observar el cortante más desfavorable es en el sentido longitudinal y el grupo VII

$$V_u = 59.42 \text{ Ton.}$$

Como las cargas $P_u = 150.86 < 0.1 f'_c A_g$ se analizará como viga no se tomará en cuenta la contribución de la carga axial.

$$V_u = 59.42 \text{ Ton.}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u < \phi V_c + \phi V_s$$

Contribución del concreto.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{(210)(100)(96)} \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 62.67 \text{ Ton.}$$

Como el concreto absorbe el cortante último utilizar acero mínimo.

Utilizando estribo N° 4

$$s = (Avfy)/(3.5b) = (2.54 * 2,800) / (3.5 * 100)$$

$$s = 20.32 \text{ cm.}$$

Separación máxima de estribos en columnas:

$$a) \quad 48 \phi \text{ estribo} = 48 * 1.27 = 61 \text{ cm}$$

$$b) \quad 16 \phi \text{ longitudinal} = 16 * 3.22 = 51.52 \text{ cm}$$

$$c) \quad b = 100 \text{ cm.}$$

Como se puede observar rige el acero mínimo que cálculo en el análisis como viga.

Utilizar N° 4 @ 20 cm.

Cuando los estribos son muy grande y el dobles de las esquinas sea mayor que 35 cm se le proporcionan grapa con dobles de 135°, y si es necesario 2 grapas, es mejor utilizar estribo en vez de 2 grapas, como nuestra sección es 1x1 metro y estribos de 93x93 cm se ubicarán estribos transversales como muestra los planos anexo.

DISEÑO DE ZAPATA

Como podemos observar en los cálculos anteriores tenemos un nivel de 5 metro de agua que ejerce presión sobre la base de la zapata así como 0.5 metro de desplante, que también ejerce presión y considerar un espesor de la zapata de 0.90 mts. y se desprecia la subpresión.

Ya que el suelo es rocoso y el estudio de suelo no esta al alcance en este trabajo de graduación se considerará una capacidad admisible de 30 ton/m²

Capacidad disponible de presión del suelo:

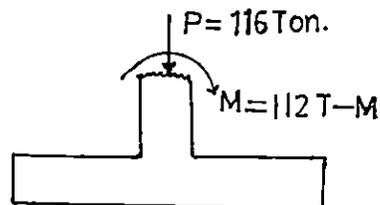
Agua	= 1000 Kg/m ³ * 5m	= 5,000 Kg/m ²
Desplante	= 1,600 Kg/m ³ * 0.5m	= 800 Kg/m ²
Zapata	= 2,400 Kg/m ³ * 0.90 m	= 2,160 Kg/m ²
		P = 7,960 Kg/m ²

$$q_e = q_{ad} - P$$

$$q_e = 30 \text{ Ton/m}^2 - 7.96 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_e = 22.04 \text{ Ton/m}^2$$

Sentido Transversal.



Calculo de Area.

$$A = Pf/q_e = (116.1 \cdot 2) / 22.04 = 10.53 \text{ m}^2$$

Considerar una área de 3.3x3.5 m

$$e = M/P = 112/116 = 0.96 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3.3}{6} = 0.55 \text{ m} < e$$

Cálculo de Presiones.

$$q_{\max, \text{m/n}} = 2P / (3B(L/2 \pm e))$$

$$q_{\max, \text{min}} = 2(116.1) / (3 \cdot 3.5(3.3/2 \pm 0.96))$$

$$q_{\max} = 32.05 \text{ T./m}^2 > q_e$$

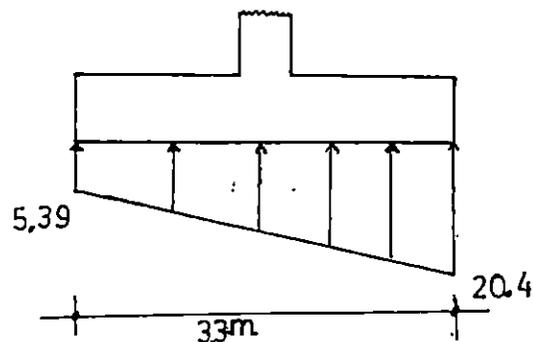
Aumentar sección.

Considerar B = 5.5 mts.

$$q_{\max, \text{min}} = 2(116.1) / (3 \cdot 5.5(3.3/2 \pm 0.96))$$

$$q_{\max} = 20.4 \text{ T./m}^2 < q_e \text{ Ok.}$$

$$q_{\min} = 5.39 \text{ T./m}^2$$



REVISION POR PUNZONAMIENTO

Este se considera alrededor de la columna a una distancia de $d/2$

$$V_u = F((q_{\max} + q_{\min})/2)(B*L - (c + d)^2)$$

$$V_u = 1.3((20.4 + 5.39)/2)(5.5*3.3 - (1+0.82)^2)$$

$$V_u = 249 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$b_o = 4(1 + 0.82) = 7.28 \text{ m} = 728 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 (210)(728)(82)$$

$$\phi V_c = 809 \text{ Ton} > V_u \text{ Ok}$$

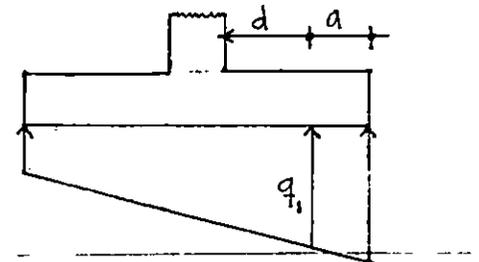
REVISION POR CORTANTE EN UNA DIRECCION

Este se considera a "d" del rostro de la columna en la dirección de "L".

$$a = L/2 - c/2 - d$$

$$a = 3.3/2 - 1/2 - 0.82$$

$$a = 0.33 \text{ m}$$



$$q_1 = q_{\min} + ((q_{\max} - q_{\min})/L)(L - a)$$

$$q_1 = 5.39 + (20.4 - 5.39)/3.3(3.3 - 0.33)$$

$$q_1 = 18.9 \text{ Ton/m}$$

$$V_u = F((q_1 + q_{\max})/2)a$$

$$V_u = 1.3 ((18.9 + 20.4)/2)(0.33)$$

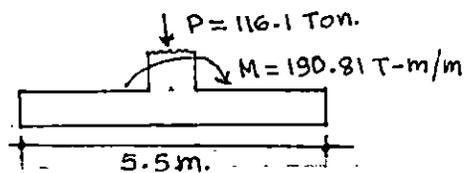
$$V_u = 8.42 \text{ Ton por un Mt. en el sentido de "B"}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{(210)} (100)(82)$$

$$\phi V_c = 53.5 \text{ Ton/m} > V_u \text{ Ok.}$$

SENTIDO LONGITUDINAL



La sección considerada en el análisis anterior es de 5.5 x 3.3m

$$e = M/P = 190.81/116.1 = 1.64 \text{ m}$$

$$L/6 = 5.5/6 = 0.92 < e$$

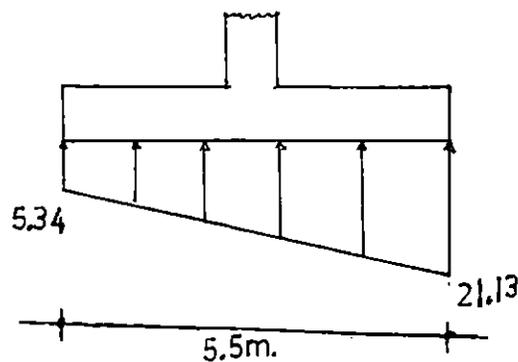
Calculo de presiones.

$$q_{\max, \min} = 2P/(3B(L/2 \pm e))$$

$$q_{\max, \min} = 2(116.1)/(3 \cdot 3.3(5.5/2 + 1.64))$$

$$q_{\max} = 21.13 \text{ Ton/m} < q_e \text{ Ok.}$$

$$q_{\min} = 5.34 \text{ Ton/m}^2$$



REVISION POR PUNZONAMIENTO

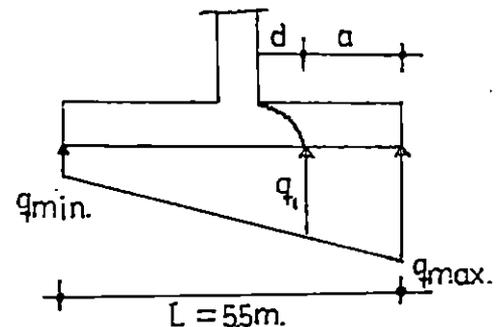
$$\begin{aligned}
 V_u &= f((q_{\max} + q_{\min})/2)(B \cdot L - (c + d)^2) \\
 V_u &= 1.3((21.13 + 5.34)/2)(3.3 \cdot 5.5 - (1.82)^2) \\
 V_u &= 255.3 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.85 \cdot 1.1 \sqrt{f_c'} b_o d \\
 b_o &= 7.28 \text{ m} = 728 \text{ cm.} \\
 \phi V_c &= 0.85 \cdot 1.1 \sqrt{(210)} (728)(79.5) \\
 \phi V_c &= 784.2 \text{ Ton} > V_u \text{ Ok.}
 \end{aligned}$$

REVISION DE CORTANTE EN UNA DIRECCION

$$\begin{aligned}
 a &= L/2 - c/2 - d \\
 a &= 5.5/2 - 0.5 = 0.795 \\
 a &= 1.45 \text{ mt.}
 \end{aligned}$$

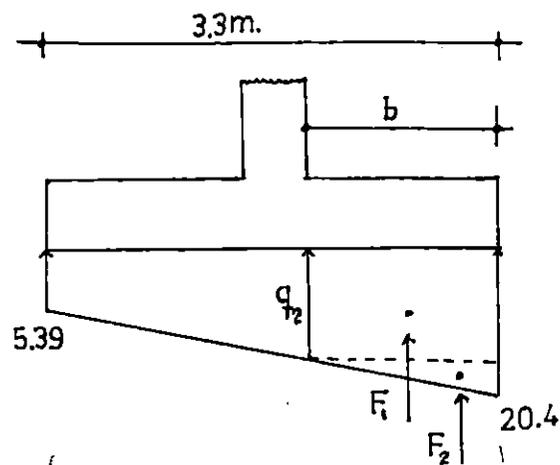
$$\begin{aligned}
 q_1 &= q_{\min} + ((q_{\max} - q_{\min})/L)(L - a) \\
 q_1 &= 5.34 + ((21.13 - 5.34)/5.5)(5.5 - 1.45) \\
 q_1 &= 17.0 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 V_u &= f((q_1 + q_{\max})/2)a \\
 V_u &= 1.3((17.0 + 21.13)/2)(1.45) \\
 V_u &= 36.0 \text{ Ton. por un Mt en el sentido de B} \\
 \phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{(210)} (100)(79.5) \\
 \phi V_c &= 52.0 \text{ Ton} > V_u = 36.0 \text{ Ton Ok.}
 \end{aligned}$$

CALCULO DE ACERO

Sentido Transversal.



$$b = L/2 - c/2$$

$$b = 3.3/2 - 1/2$$

$$b = 1.15$$

$$q_2 = q_{\min} + ((q_{\max} - q_{\min})/L)(L-b)$$

$$q_2 = 5.39 + ((20.4 - 5.39)/3.3)(3.3-1.15)$$

$$q_2 = 15.17 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_u = f(0.5bF_1 + 0.66bF_2)$$

$$F_1 = q_2 b = 15.17 * 1.15 = 17.45 \text{ Ton}$$

$$F_2 = (q_{\max} - q_2)(b/2) = (20.4 - 15.17)(1.15/2)$$

$$F_2 = 3.0 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.3(0.5 * 1.15 * 17.45 + 0.66 * 1.15 * 3.0)$$

$$M_u = 16.03 \text{ Ton-m/m}$$

$$M_{ut} = 88.2 \text{ Ton-m (sección total)}$$

$$A_s = M_u / (0.9 f_y j d) = 88.2 \times 10^3 / (0.9 \times 2,800 \times 0.88 \times 82)$$

$$A_s = 48.50 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / (b d) = 48.5 / (550 \times 82)$$

$$\rho = 0.0011 < \rho_{\min} = 0.005$$

Utilizar acero mínimo.

$$A_s = 0.005 (550 \times 82)$$

$$A_s = 225.5 \text{ cm}^2$$

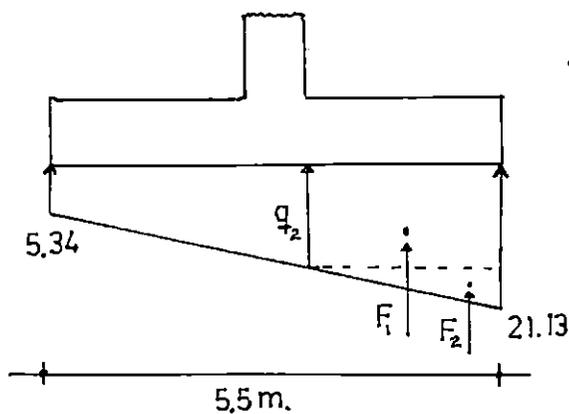
Utilizando N° 9

$$S = (A_v * b) / (A_s) = (6.45 * 550) / 225.5$$

$$S = 15.73 \text{ cm}$$

Utilizar N° 9 @ 15 cm.

SENTIDO LONGITUDINAL



$$b = L/2 - c/2$$

$$b = 5.5/2 - 1/2$$

$$b = 2.25 \text{ mt.}$$

$$q_2 = q_{\min} + ((q_{\max} - q_{\min})/L)(L - b)$$

$$q_2 = 5.34 + ((21.13 - 5.34)/5.5)(5.5 - 2.25)$$

$$q_2 = 14.67 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_1 = q_2 b = 14.67 * 2.25$$

$$F_1 = 33 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = (q_{\max} - q_2)(b/2) = (21.13 - 14.67)(2.25/2)$$

$$F_2 = 7.27 \text{ Ton.}$$

$$M_u = F_1(0.5bF_1 + 0.66bF_2)$$

$$M_u = 1.3(0.5 * 2.25 * 33 + 0.66 * 2.25 * 7.27)$$

$$M_u = 62.44 \text{ T-m/m}$$

$$M_{ut} = 206 \text{ T-m}$$

$$A_s = M_{ut} / (0.9 f_y j d)$$

$$A_s = 206 \times 10^3 / (0.9 * 2800 * 0.88 * 79.5)$$

$$A_s = 116.85 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 116.85 / (330 * 79.5)$$

$$\rho = 0.0045 < \rho_{\min} \text{ Ok.}$$

Utilizar acero mínimo

$$A_s = 131.17 \text{ cm}^2$$

Utilizando N° 9

$$S = (A_v * b) / A_s$$

$$S = (6.45 * 330) / 116.85$$

$$S = 16.22 \text{ cm}$$

Utilizar N° 9 @ 15 cm.

Longitud de desarrollo a tensión de tabla:

$$L_d = 73.66 \text{ cm.}$$

Cómo se puede observar esta sobrado.

La zapata que se a escogido es la más desfavorable por lo que no es necesario calcular la otra, y tiene que ser de esta dimensión para mantener la simetría, que es saludable en todas las estructuras.

Estabilidad de la Pila.

Calculando la estabilidad, el caso VII es el más desfavorable y es estable donde $F.S.V. > 1.5$ y $F.S.D. > 1.5$

DISEÑO DE ESTRIBOS

El diseño será en base a cualquier combinación de las cargas especificadas en este artículo, que produzca la condición más desfavorable.

El impacto no será aplicado en los items del grupo B (Estribos, muros de retención, etc.)

Las cargas reales no serán incrementadas por el factor dado en la tabla de combinación de cargas ya sea por esfuerzos permisibles o factor de carga.

PRESION DE TIERRA.

a) Presión de tierra estática.

La presión de tierra a considerar es la que se calcula mediante la expresión de Rankine pero no será menor de 480 Kg/m^2

Por las condiciones del terreno donde se apoyarán estos estribos, solo se considerará el empuje activo, ya que la contribución del empuje pasivo en contra del volteo o deslizamiento, puede o no estar presente en la vida útil de la estructura por efectos de socavación por el agua.

El empuje Activo en suelos friccionantes según Rankine

es: $E_A = 0.5 \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$, actuando en el centroide de la distribución de esfuerzos.

DONDE:

E_A = Presión de tierra estática activa (empuje activo)

H = Altura del estribo

γ = Peso volumétrico del suelo

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo (intergranular)

b) Presión de tierra sísmica.

Por las mismas razones que para el caso anterior, solo se considerará el empuje activo sísmico.

Incremento de presión activa por sismo, según la teoría de Mononobe y Okabe.

$E_{AE} = P_{AEH} - E_A$, actuando a $0.6H$ de la base.

DONDE:

E_{AE} = Incremento de presión activa por sismo o empuje activo sísmico.

P_{AEH} = Presión activa sísmica horizontal

E_A = Empuje activo estático.

$P_{AEH} = P_{AE} \operatorname{Cos} (\delta + \beta)$

DONDE:

P_{AE} = Presión activa sísmica

$$P_{AE} = 0.5 \gamma_s H^2 (1-K_v) K_{AE} \text{ en Kg/m}$$

K_{AE} = Coeficiente activo sísmico.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 (\beta) \cos (\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta - i)}{\cos (\delta + \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

En la cual puede asumirse $\phi - \theta - i = 0$; si $\phi - \theta - i < 0$

$$\theta = \tan^{-1} (K_h / (1 - K_v))$$

δ = Angulo de fricción suelo-muro

i = Pendiente del terreno con la superficie detrás del muro.

β = Pendiente de la espalda del muro con la vertical.

K_h = Coeficiente sísmico vertical.

Existe también en el reglamento sísmico de El Salvador una expresión más conservadora para calcular el empuje activo sísmico.

$$E_{AE} = 3/8 (\gamma_s) H^2 (a_{hmax})$$

$$E_{AV} = 0.5 \gamma_s H^2 (a_{vmax})$$

DONDE:

E_{AE} = Fuerza sísmica horizontal o empuje activo sísmico horizontal, que actúa a 0.6 H.

E_{AV} = Fuerza sísmica vertical, que actúa a 0.2 H del pie del muro.

γ_s = Peso volumétrico del suelo.

H = Altura del muro o estribo.

NOTA: Esta expresión esta sujeta a cambios, por las constante revisión del reglamento, por las autoridades competentes.

NOTA: El diseño del estribo solo se hará en uno el que esta al lado poniente, el que no se diseño solo aparece en los plano con el predimensionamiento.

CARGAS VIVAS

- a) Carga viva sobre relleno.

La carga viva de tráfico sobre el relleno producirá una sobrepresión de tierra a la subestructura, como lo establece las normas AASHTO, que dice, que se puede utilizar una sobrecarga de 0.61m de tierra equivalente a carga viva de tráfico.

$$E_L = qH \tan^2 (45 - \phi/2)$$

DONDE:

E_L = Sobrepresión de tierra por carga viva sobre relleno

q = Carga distribuida sobre relleno igual a 0.61m de tierra

q = 0.61γs(Kg/m²)

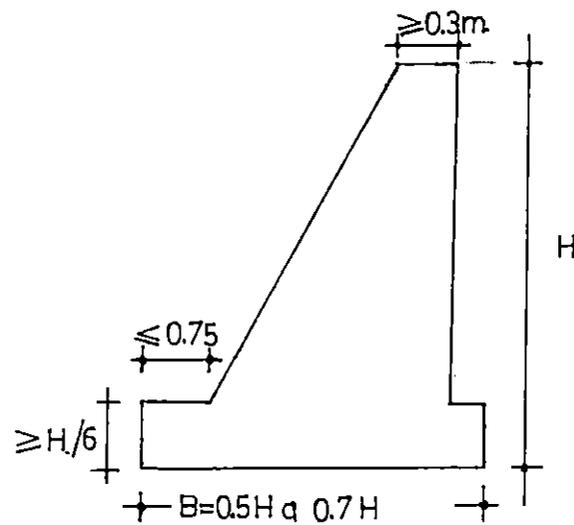
H = Altura del estribo.

- b) Fuerza longitudinal sobre apoyo fijo

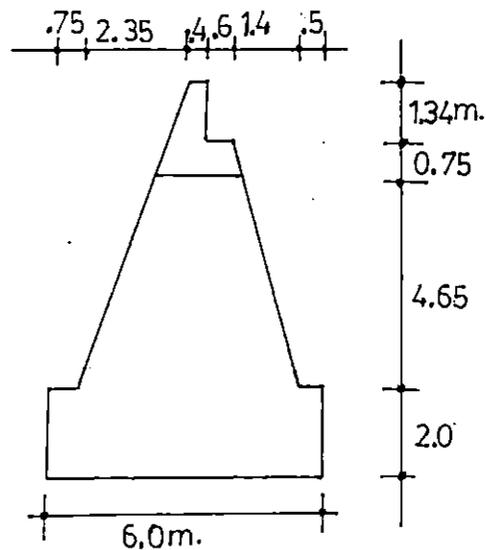
Esta es el 5% de carga viva sin impacto de carril más la concentrada del momento por cada carril, actuando sobre la losa a 1.83 mts.

DIMENSIONES DEL ESTRIBO

Para muros de gravedad, existen ciertos criterios que están en función de la altura, para el dimensionamientos como son los siguientes:



En base a estas aproximaciones se propone las siguientes dimensiones para el estribo a diseñar.



NOTA: Como el estudio de suelo está fuera del estudio en este trabajo, se darán datos aproximados de lo obtenido en la visita en campo.

$$\gamma_s = 1,600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$q_a = 30,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (suelo rocoso)}$$

La siguiente fotografía muestra un parámetro del lugar, para formarse una mejor idea del puente en estudio.



Fig.	Peso = Area*r	Carga (Kg/m)	Brazo (mts)	Momento Resistente Mr= Kg-m/m
	Mampostería r = 2,500 Kg/m ²			
1	W = 12m ² * 2,500 Kg/m ²	30,000	3.0	90,000
2	W = 3.77 * 2,500	9,416	4.17	39,264
3	W = 8.97 * 2,500	22,436	2.66	59,791
4	W = 2.79 * 2,500	6,975	1.30	9,067
	Relleno de suelo r = 1,600 Kg/m ²			
5	W = 5.06 * 1,600	8,088	5.63	45,495
6	W = 7.92 * 1,600	12,671	4.47	56,597
	Concreto Reforzado r = 2,400 Kg/m ²			
7	W = 1.52 * 2,400	3,655	3.14	11,489
8	W = 0.84 * 2,400	2,006	2.70	5,416
9	W = 0.45*2,400	1,080	2.2	2,376
10	W = 0.07 * 2,400	162	1.85	300
	Carga muerta de la superestructura	14,747	2.20	32,443
	Carga viva de la superestructura	2,160	2.20	4,752

Wt = 111,236 Kg.

Mr = 352,238 Kg-m/m

Wt₁ = 113,396 KgMr₁ = 356,990 Kg-m/m

MOMENTO DE VOLTEO

a) Empuje Activo.

$$E_{\lambda} = 0.5 \gamma_s H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) = (1 - \operatorname{Sen} \phi) / (1 + \operatorname{Sen} \phi) = 0.2709$$

$$E_{\lambda} = 0.5(1,600)(8.74)^2 (0.2709)$$

$$E_{\lambda} = 16,555 \text{ Kg/m}$$

$$M_{v\lambda} = E_{\lambda} (H/3) = 16,555(8.74/3)$$

$$M_{v\lambda} = 48,230 \text{ Kg-m/m}$$

b) Empuje Sismico.

$$E_{\lambda E} = (3/8) \gamma_s H^2 (a_{h\max})$$

$$E_{\lambda E} = (3/8)(1,600)(8.74)^2 (0-1)$$

$$E_{\lambda E} = 4,583 \text{ Kg/m}$$

$$M_{vE} = E_{\lambda E}(0.6H) = 4,583 (0.6)(8.74)$$

$$M_{vE} = 24,033 \text{ Kg-m/m}$$

c) Carga viva sobre relleno.

$$E_L = 0.61 \gamma_s H(1 - \operatorname{Sen} \phi)(1 + \operatorname{Sen} \phi)$$

$$E_L = 0.61(1,600)(8.74)(0.2709)$$

$$E_L = 2,311 \text{ Kg/m}$$

$$M_{vL} = E_L (0.38 H) = 2,311 (0.38 * 8.74)$$

$$M_{vL} = 7,675 \text{ Kg-m/m}$$

d) Fuerza longitudinal por carga viva.

$$F_L < RD/5$$

$$F_L = (714 * 94.6 + 6,124)(0.05)/\text{ancho del estribo}$$

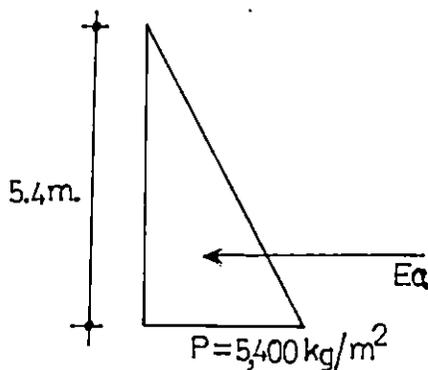
$$F_L = 1006/5.05$$

$$F_L = 199 \text{ Kg/m}$$

$$M_{VF} = F_L (H + 1.67) = 199 (8.78 + 1.67)$$

$$M_{VF} = 2,080 \text{ Kg-m/m}$$

MOMENTO RESISTENTE DEL AGUA



$$MR_a = E_a(H/3) = 14,580 (5.4/3)$$

$$MR_a = 26,244 \text{ Kg.}$$

c) Sismo de carga muerta de superestructura.

Para este análisis, se considera el estribo como un sistema aislado donde del reglamento sísmico para zona II tenemos:

$$I = 1.3, C = 0.15 \text{ y } D = 1.0$$

$$K_h = 1.3 * 0.15 * 1 = 0.20$$

$$F_d = K_h * W_d(\text{superestructura})$$

$$F_d = 0.2 * 15,222$$

$$F_d = 3,044 \text{ Kg/m.}$$

NOTA: Se considera esta carga sismica por la superestructura esta anclado en el apoyo del estribo, no así en la pila por lo que no se considero este efecto sismico horizontal aunque realmente existe una fuerza friccionante en los apoyos.

$$M_{vd} = F_d(7.4) = 3,044(7.4)$$

$$M_{vd} = 22,526 \text{ Kg-m/m}$$

La combinación de cargas más desfavorable es la del caso VII, donde tenemos:

Momento Resistente Total MRt

$$MRt = MR + MRa = 352,238 + 26,244$$

$$MRt = 378,482 \text{ Kg-m/m}$$

Momento de Volteo Total

$$M_{vT} = M_{vA} + M_{vB} + M_{vd}$$

$$M_{vT} = 48,230 + 24,583 + 22,526$$

$$M_{vT} = 95,336 \text{ Kg-m/m}$$

$$F.S.V. > 1.5$$

$$F.S.V. = 278,482/95,336$$

$$F.S.V. = 3.97 > 1.5 \text{ Ok}$$

Deslizamiento del estribo.

$$F.S.D. > 1.5$$

$$F.S.D. = W_T \mu / F_h$$

W_T = Fuerza vertical de las cargas muertas.

F_h = Fuerza horizontal ($E_A + E_{A_E} + F_d$)

μ = Coeficiente de fricción del suelo.

$$\mu = 0.67 \tan \phi = 0.67 \tan(35^\circ)$$

$$\mu = 0.47$$

Se toma este valor conservadoramente aunque realmente el estribo esta sobre roca, que el coeficiente de fricción es mayor.

$$F.S.D. = (111,236 * 0.47) / (16,555 + 4,583 + 3,044)$$

$$F.S.D. = 2.16 > 1.5 \text{ Ok.}$$

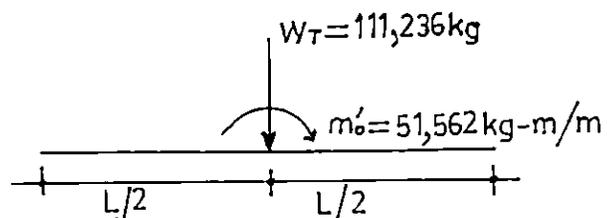
CAPACIDAD DEL SUELO

Para el grupo VII según la norma AASHTO la capacidad admisible se puede incrementar en un 33%

$$q_{ad} = 1.33 * 30,000$$

$$q_{ad} = 39,900 \text{ Kg/m}^2$$

Estación Invierno.



$$M'o = W_T (L/2) + M_{VT} - MRt$$

$$M'o = 111,236(3) + 96,336 - 378,482$$

$$M'o = 51,562 \text{ Kg-m/m}$$

$$e = M'o/W_T = 51,562/111,236$$

$$e = 0.46$$

$$L/6 = 6/6 = 1$$

$$q_{\max} = (111,236/6)(1 + 6*0.46/6)$$

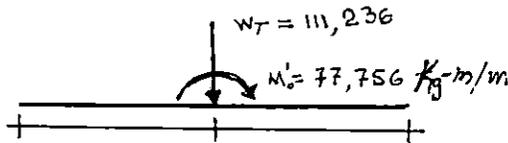
$$q_{\max} = 27,133 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_e = q_{ad} - q(\text{agua}) = 39,900 - 5,400$$

$$q_e = 34,500 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{\max} < q_e \text{ Ok.}$$

Estación Verano.



$$M'o = 111,236(3) + 96,336 - 352,238$$

$$M'o = 77,756 \text{ Kg-m/m}$$

$$e = 77,756/111,236 = 0.7$$

$$q_e = q_{ad} = 39,900 \text{ Kg/m}^2$$

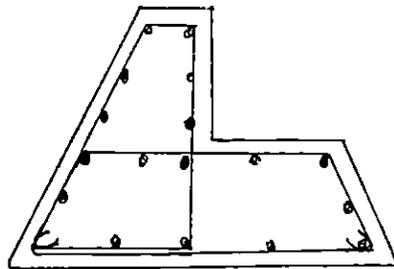
$$q_{\max} = (111,236/6)(1 + 0.7/6)$$

$$q_{\max} = 31,498 \text{ Kg/m}^2 < q_e \text{ Ok.}$$

NOTA: Esta probabilidad es mucho más mayor que el anterior o sea que exista el sismo al mismo instante que existe la avenida máxima, y está es más desfavorable.

CALCULO DE ACERO DEL CABEZAL DE APOYO EN ESTRIBO.

Este por tener poco esfuerzo en flexión, ya que su función es distribuir las cargas sobre el estribo, se diseñara con el acero menor que el mínimo con un $\rho = 0.0010$ a 0.003



Para A_1

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

$$d \approx 70 \text{ cm}$$

$$A_s = \rho b d = 0.003 (100)(70)$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2$$

Utilizando N° 5 = 10 Varillas en la parte Inferior.

Para A_2

$$b \approx 0.5$$

$$b \approx 1.25$$

$$A_s = \rho b d = 0.0010(50)(125)$$

$$A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

Utilizando N° 5 = 3 Varillas

Utilizar estribo N° 3 @ 15 cm.

CAPITULO 5

CUNCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

1. El mayor conocimiento que se tiene del concreto reforzado debido a su gran aplicación en la mayoría de estructuras usualmente requeridas en el medio, no debe ser un factor determinante para la selección de la alternativa de diseño más adecuada. En el caso de puentes, alternativas de diseño usando concreto presforzado pueden representar mayores ventajas.
2. De la tabla de combinación de cargas de las especificaciones puede observarse que existen 10 grupos de combinación de cargas dentro de los cuales habrán ciertos grupos que rigen el diseño; así para la superestructura, los grupos que pueden ser más desfavorables son I (IA) y en la subestructura I, II, III y VII. Dependiendo de las condiciones propias del diseño otros grupos diferentes podrían estar gobernando el diseño.

3. Puede notarse que el cálculo de la carga hidrodinámica a través de AASHTO únicamente requiere de la velocidad de diseño del río y de la forma geométrica de la pila.
4. Las especificaciones establecen que para el análisis de carga debe utilizarse, camión tipo o carril de carga, el que produzca los mayores esfuerzos, es de notar que para elementos simplemente apoyados el carril de carga gobierna el diseño a medida que la longitud del claro aumenta.
5. AASHTO facilita en mucho la evaluación de carga para el diseño de los elementos tales como postes, barandales y losa estableciendo fórmulas para el análisis de las cargas en forma relativamente simple. Además, AASHTO en un apéndice de los valores de momento y cortante para claros simplemente apoyados, elimina también un tren de camiones en el análisis y lo sustituye por un carril de carga que hace más fácil su estudio. Propone también métodos sencillos como el método de Rankine para la evaluación de empujes en los muros, da valores de pérdidas totales de presfuerzo que pueden usarse en el estudio de las estructuras de concreto presforzado. Además la forma de evaluar la resistencia a flexión y el cortante en presforzado son relativamente sencillos.

6. A pesar de que existe una gran relación entre el ACI y la AASHTO, esta última otorga similar importancia al método de esfuerzos de trabajo como al método por factor de carga; también se tiene el caso que para el diseño de ciertos elementos el único método permitido es el elástico, en cambio el ACI enfoca con mayor atención al método por resistencia habiendo relegado ya, al método elástico a un apéndice.
7. Al comparar las combinaciones de carga que estipulan el ACI y la AASHTO, puede notarse que esta última, a diferencia del ACI no combina sismo con carga viva.
8. Entre las diferencias más notables entre ACI y AASHTO se encuentra la de los valores dados para la amplificación de cargas cuando se sigue el análisis por resistencia. P ej.: el factor que acompaña a la carga viva puede ser hasta del orden de 2.86 cuando se usa el grupo IA, comparado con el 1.7 dado en ACI, aunque el factor por carga muerta sea 1.3 en AASHTO y 1.4 en ACI.
9. Otros aspectos en que difiere el ACI y AASHTO sería el requisito de área mínima por cortante para estructuras de concreto presforzado, ya que esta última estipula una cantidad del doble que la requerida por el ACI, variando

también los factores de reducción de capacidad para el análisis de miembros presforzados tanto para flexión como para cortante.

10. A pesar de que AASHTO define el camión y el carril de carga, no explica claramente la forma en que éstos deben ser aplicados ni como analizar la viga exterior u otros tópicos diferentes que son tratados superficialmente.
11. Cuando se requiere analizar los efectos de torsión y para el diseño de cortante en miembros de concreto presforzado las especificaciones toman como válido los criterios establecidos en el ACI.
12. En el presente trabajo se ha tratado de cumplir con todos los requisitos que establece la AASHTO para el diseño de barandales, pero se ha observado que los barandales empleados en el medio no satisfacen tales recomendaciones, es el caso de barandales con un solo elemento horizontal o con dimensiones muy reducidas. Aunque en ciertas situaciones debe ser necesario cumplir con los requisitos de AASHTO, en otras, debido a la importancia de la carretera y la ubicación del puente podría permitirse el uso de barandales que no se apeguen completamente a las especificaciones pero que sean más

concordantes con las necesidades reales.

5.2. RECOMENDACIONES:

1. Debido a la falta de información en la elaboración del trabajo se recomienda hacer los estudios de suelos, topográficos e hidráulicos que sean necesarios para poder comparar los valores propios del lugar con los supuestos en el cálculo y hacer las modificaciones que sean necesarias.
2. Con el objeto de minimizar los efectos debido a la acción de la corriente puede considerarse necesario colocar una pantalla que proteja a las pilas y un emplantillado de piedra que proteja las cimentaciones.
3. Ya que la especificación no explica claramente la forma de analizar el cortante horizontal, cuando se excede la capacidad por cortante que se obtiene mediante la condición de proporcionar la cantidad mínima de refuerzo transversal y de que la superficie de contacto del elemento precolado esté limpia e intencionalmente rugosa, se sugiere seguir el procedimiento establecido por el ACI-89.

4. Para obtener un diseño más exacto es necesario realizar el estudio biotécnico, ya que el diseño obtenido actualmente son datos aproximado de datos de tabla de la norma AASHTO.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, (Estados Unidos: Washington, 1983).

- Badillo Juárez y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, (México: Editorial Limusa.

- Bowles Joseph E., Foundation Analysis and Design, (Estados Unidos: McGraw-Hill, 1977).

- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-89) y Comentarios.

- Lin T.Y., Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, (México: Compañía Editorial Continental, S.A., 1981).

- McCormac Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, (México: Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., 1972).

- Nilson Arthur H., Design of Prestressed Concrete,
(Estados Unidos: Editorial John Wiley & Sons,
1982).
- Parker Harry, Diseño Simplificado de Concreto Reforzado,
(México: Editorial Limusa, 1980).
- Park R. y T. Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado,
(México: Editorial Limusa, 1980).
- Singer F.L. and Andrew Pytel, Resistencia de Materiales,
(México: Editorial Harla, 1982).
- Winter George y Arthur H. Nilson, Estructuras de concreto
reforzado, 11ª Edición (Editorial Reverté, 1994).
- Nawy, concreto reforzado, (Editorial Prentice Hall)
- Ven Te Chow, Hidrología Aplicada (Editorial Mc Graw Hill,
1994)
- Miguel Montes de Oca, Topografía (Editorial Alfaomega)

APENDICE A

NOMENCLATURA

- A_s = Area del refuerzo en tensión, cm^2
 A'_s = Area del refuerzo en compresión, cm^2
 A^*s = Area del acero de presfuerzo, cm^2
 A_{sf} = Area de acero requerida para desarrollar la resistencia a compresión de la parte saliente del ala, cm^2
 A_{sr} = Area de acero requerida para desarrollar la resistencia a compresión del alma de la sección con patín, cm^2
 A_v = Area de refuerzo por cortante a una distancia "s", cm^2
 A_{vf} = Area del refuerzo de cortante por fricción, cm^2
 b = Ancho de la cara en compresión del miembro, cm
 b' = Ancho del alma para un miembro con patín, cm
 b_o = Perímetro de la sección crítica para zapata, cm
 b_v = Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que está siendo investigada para cortante horizontal, cm
 b_w = Ancho del alma, cm
 C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama de momento uniforme equivalente.
 ΔF_{sh} = Pérdida por contracción del concreto

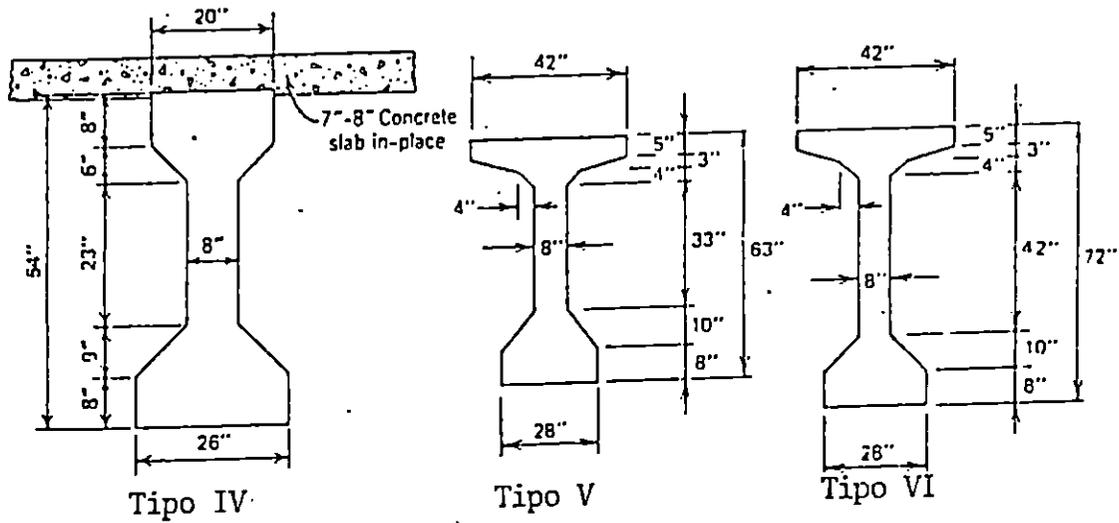
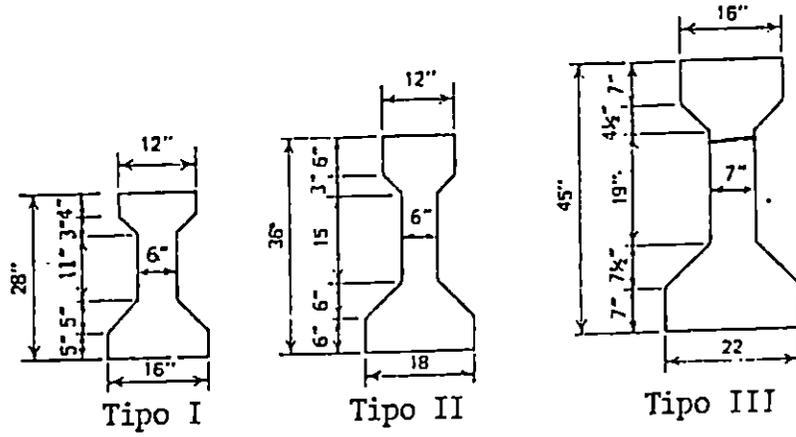
- AFcr = Pérdidas de presfuerzo debido al flujo plástico del concreto, Kg/cm²
- Afrcl CRS= Pérdidas de presfuerzo debido al relajamiento del acero de presfuerzo, Kg/cm²
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero en tensión, cm
- Ec = Módulo de elasticidad del concreto, Kg/cm²
- Es = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, Kg/cm²
- Afel = Pérdidas por acortamiento elástico, Kg/cm²
- fc = Esfuerzo en la fibra extrema de compresión en el concreto bajo cargas de servicio, Kg/cm²
- f'c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, Kg/cm²
- fcds = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a todas las cargas muertas excepto la carga muerta presente a la hora que la fuerza de presfuerzo es aplicada, Kg/cm²
- f'cs = Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial, Kg/cm²
- fr = Módulo de ruptura del concreto, Kg/cm²
- fs = Esfuerzo de tensión en el refuerzo bajo cargas de servicio, Kg/cm²

- f_t = Esfuerzo en la fibra extrema de tensión en el concreto bajo cargas de servicio, Kg/cm^2
- f_y = Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo, Kg/cm^2
- f_e = Presfuerzo efectivo del acero presforzado después de las pérdidas, Kg/cm^2
- f'_s = Resistencia última del acero presforzado, Kg/cm^2
- I = Momento de inercia con respecto al centroide de la sección transversal, cm^4
- K = Coeficiente de fricción debido a la excentricidad por metro de cable de presfuerzo.
- M_u = Momento factorado, Mn , Kg-m
- n = Relación de módulos de elasticidad, E_s/E_c
- P_o = Carga axial nominal para una excentricidad igual a cero, Kg .
- P_u = Carga axial factorada para una excentricidad dada, Kg .
- Q = Momento estático del área de la sección transversal, arriba del nivel investigado para cortante con respecto al centroide, cm^3
- r = Radio de giro de la sección transversal de un miembro en compresión.
- s = Separación del refuerzo de cortante, cm

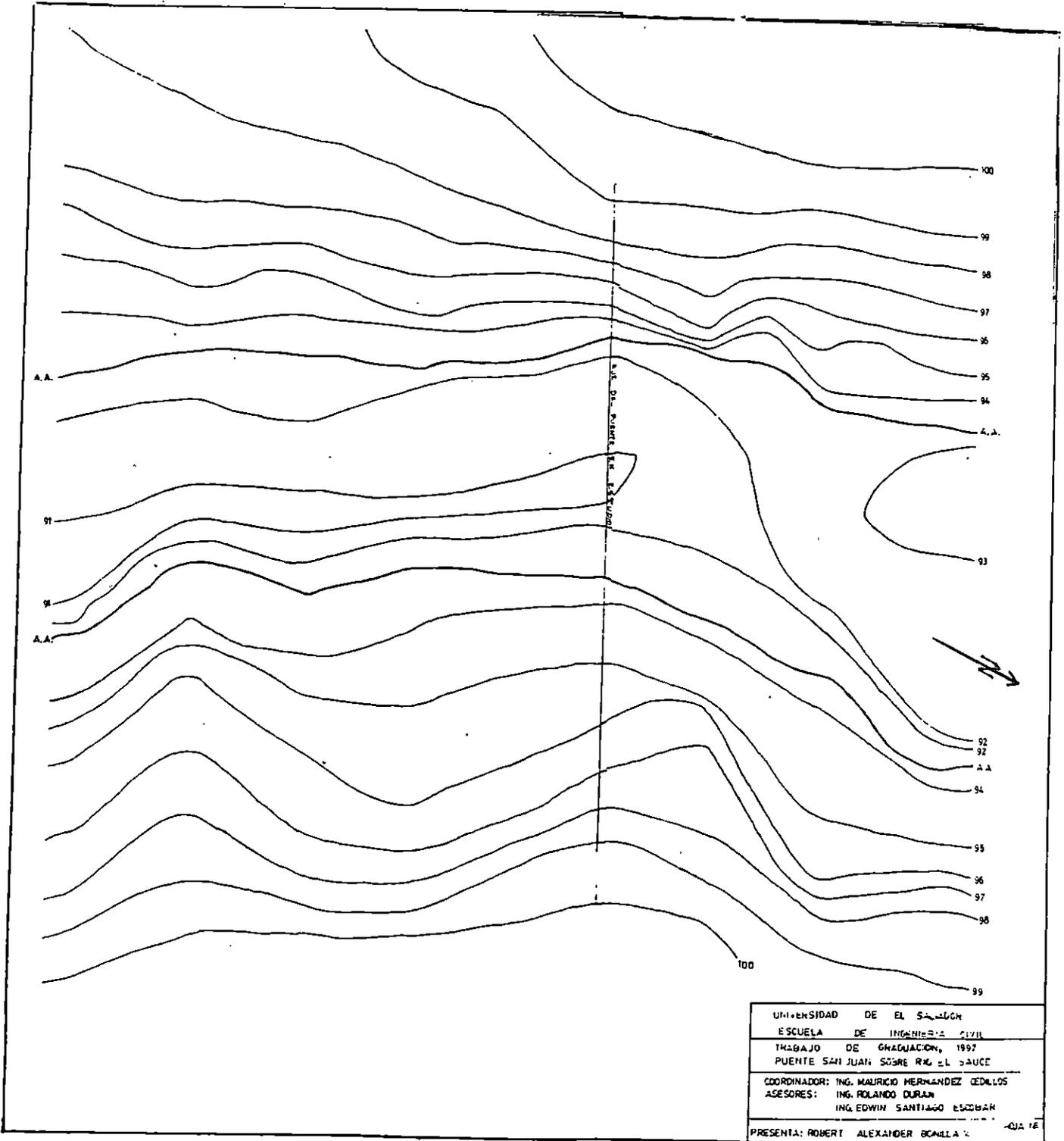
- Vu = Fuerza cortante factorada, Kg
= Cambio angular total del perfil del cable de presfuerzo en radianes desde el extremo del cable en el gato hasta cualquier punto "x".
- d = Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta factorada y el momento factorado total.
- u = Coeficiente de fricción por curvatura
= Porcentaje del refuerzo a tensión
= Porcentaje del refuerzo a compresión
- * = Porcentaje del acero presforzado
= Factor de reducción de resistencia.

APENDICE B

SECCIONES I PARA VIGAS TIPO AASHTO-PCI ESTANDAR



PLANOS DE TALLER



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACION, 1997
PUENTE SAN JUAN SOBRE RIO EL SAUCE
COORDINADOR: ING. MAURICIO HERNANDEZ CEDILLOS
ASESORES: ING. ROLANDO DURAN
ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR
PRESENTA: ROBERT ALEXANDER BOANILLA