

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES PREVIAS

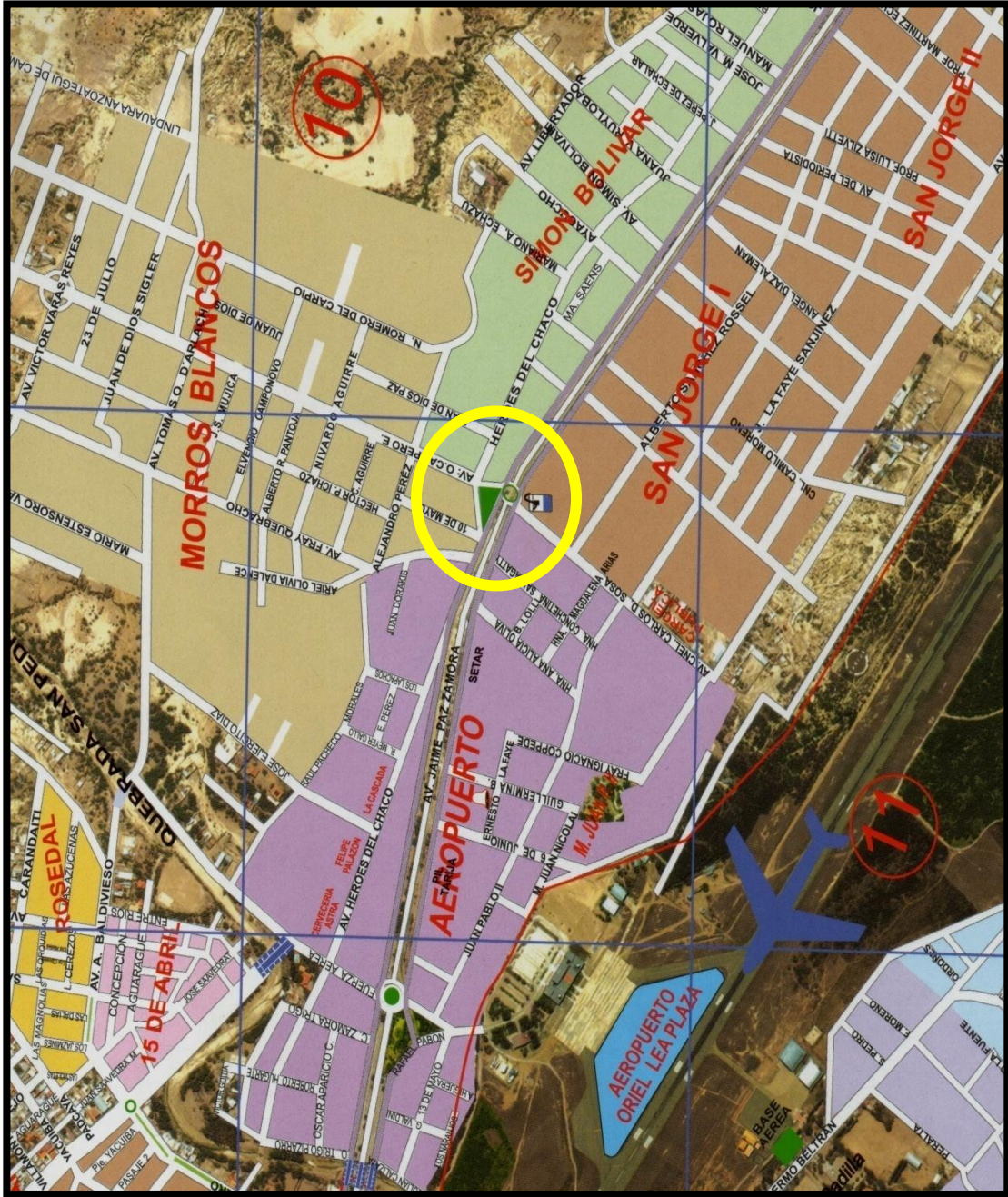
1.1. Antecedentes.-

Se considera necesario el diseño de una pasarela, cuya sección doble T sea analizada y sea congruente, por métodos de diseño vigentes y acordes al código (A.C.I.), para ser emplazada en las inmediaciones de la actual estación de transporte de pasajeros y mercaderías denominada “ Parada al Chaco “, acondicionada improvisadamente, pero establecida por los requerimientos existentes en la zona, ya que existe una afluencia de moviidades y peatones en gran medida y de creciente concurrencia.

Más específicamente salva las vías desde la vereda del edificio “ Centro de Cursos de Capacitación – ACLO “ hasta la Rotonda “ Oscar Alfaro “; correspondientes a la Avenida “ Jaime Paz Zamora “. El sitio del emplazamiento colinda al Noroeste con el barrio “ Aeropuerto “, al Sureste con el barrio “ San Jorge I “, al Norte con el barrio “ Morros Blancos “, y al Este con el barrio “ Simón Bolívar “, incluidos estos en el Distrito N° 10.

A continuación, se expone un plano de la ubicación donde se prevé emplazar la estructura mencionada. Denotando el área de influencia de la obra, y que está constituida por los barrios del Distrito N° 10.

Vista de la Zona del Emplazamiento



En términos generales, el diseño de una pasarela peatonal es indispensable por las siguientes razones:

Posibilitar un mejor y más seguro desplazamiento de transeúntes (pasajeros) y mercaderías que en diferentes volúmenes se movilizan en inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “ contigua a la estación de transporte público interprovincial “ Parada al Chaco “.

Los barrios que circundan la mencionada zona de emplazamiento de la pasarela peatonal a diseñarse cuentan con dos centros educativos; “ Castelfor Castellanos “ y “ San Jorge “ los que se ubican al Sur de la Av. “ Jaime Paz Zamora “ fundamentando la necesidad de los niños y jóvenes en edad escolar de los barrios del lado opuesto de la indicada vía (Morros Blancos, Simón Bolívar, Torrecillas, etc.), el de tener un medio de tránsito seguro a sus centros de estudio, debido a ser los más próximos a sus viviendas.

Mediante encuestas preliminares, actualmente se tiene como un centro de abasto precariamente acondicionado, a los puestos de venta que integran a la estación de transporte. Por lo que los vecinos de la zona se apersonan hasta estos puestos para aprovisionarse de comestibles y refrigerios; por lo tanto, es menester realizar el diseño de una pasarela peatonal que precautele la integridad de menores y adultos.

Como se evidencio in situ la Rotonda “ Oscar Alfaro “ funciona prácticamente como un paradero del transporte público, ya que la vía intermedia de la Avenida toma el sentido al centro de la ciudad y la otra en sentido inverso. Lo que conlleva un flujo incesante e inadecuado de peatones (pasajeros) a través de las vías de la Avenida.

Figura 1.2.

Desplazamiento de Peatones a través de las Vías



Figura 1.3.

Tráfico del Transporte Público en la Rotonda “ Oscar Alfaro “



Disminuir los incidentes de tránsito, que actualmente se enmarcan como graves en un 3,5 %, pero que progresivamente se van sucediendo debido a las mejoras y ampliaciones que se dan a las vías correspondientes a la Av.“ Jaime Paz Zamora “. Según datos referenciales y evidenciados, se tiene una circulación de aproximadamente 300 vehículos por hora, considerando horas pico, lo que concretamente eleva el riesgo de accidentes en las inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “.

En cierta medida, al empalmarse con la Avenida “ Panamericana “ y siendo esta una prolongación de la carretera a Bermejo, se constata que se imprimen velocidades desmedidas en las inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “ y la contigua estación de transporte en cuestión, lo cual es evidente en la mayoría de los casos.

Se precisa de estructuras que estética y funcionalmente se proyecten a los objetivos integradores del Corredor Bioceánico Central.

A continuación, se dan unas referencias gráficas de lo que representa en sí la Rotonda “ Oscar Alfaro “, lugar del emplazamiento de la pasarela.

Figura 1.4.

Vista Fotográfica de la Rotonda “ Oscar Alfaro “



Figura 1.5.

Vista Fotográfica del Espacio disponible para el Emplazamiento de la Obra



Las subsiguientes fotografías corresponden a los puntos donde se establecerían las cotas de fundación de ambos extremos del puente pasarela.

Físicamente se consideraría factible desarrollar las correspondientes fundaciones y los posibles accesos consistentes en gradas adecuadamente dispuestas.

Figura 1.6.

Referencia Fotográfica del Área útil para el establecimiento de Faenas



Figura 1.7.

Referencia Fotográfica de la Zona de Emplazamiento de uno de los extremos de la Pasarela. Aledaña a las Oficinas de (ACLO)



Como se evidencia, mediante la señalética presente en las inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “, la velocidad de diseño establecida no es respetada siendo rebasada casi en todos los casos, tanto en las vías de ida como de regreso al centro de la ciudad.

Además, se puede constatar la presencia de vehículos motorizados de todo tipo de tonelaje y cilindrada.

Figura 1.8.

Circulación Vehicular en la Zona del Emplazamiento de la Pasarela



Figura 1.9.

Circulación Vehicular de Transporte Pesado en la Zona del Emplazamiento de la Pasarela



1.2. Identificación del Problema.-

Debido al creciente parque automotor, ya preexistente, y además considerando que la Av. “ J. Paz Zamora “ ha sido ampliada con la construcción y adecuación de nuevas vías, evidenciándose el sobrepaso de las velocidades de diseño establecidas en dichas vías, es menester optar por la seguridad e integridad de transeúntes y vehículos en una zona de constante crecimiento poblacional. Así mismo, debido a la ubicación de los centros educativos (“ Castelfor Castellanos “ , “ San Jorge “), de salud (Posta “ San Jorge “) y los puestos de expendio de víveres y refrigerios en la estación de transporte, se predispone a un tránsito de peatones desordenado y permanente. Considerando que estas infraestructuras son las más próximas al sitio de emplazamiento de la pasarela peatonal, es menester que el diseño de una pasarela peatonal a emplazarse en el mencionado espacio. Además de carecer de metodologías con procedimientos de análisis, fundamentados e idóneos, de diseño.

1.3. Justificación del Trabajo.-

Se opta por el diseño estructural de una pasarela peatonal constituida de una viga de hormigón pretensado (armadura postesa), de sección doble T, de acuerdo al código (A.C.I.), cuyos métodos de diseño están vigentes en el medio, con la acotación de

las normas (A.A.S.H.T.O.). De manera que permita el libre paso de peatones y vehículos en inmediaciones de la rotonda “ Oscar Alfaro “.

Con los datos obtenidos en una inspección preliminar y de acuerdo a un criterio selectivo donde prima el diseño estructural y lo secundan el aspecto social, la economía, la estética, la funcionalidad, además de la tipología de la pasarela, las condiciones estructurales, el material de construcción a emplearse y las circunstancias naturales del lugar del emplazamiento de la obra se opta por realizar el diseño de una viga pretensada.

Uno de los parámetros más decisivos para tal elección, es la luz a salvar por la estructura, el hormigón pretensado proporciona elementos más ligeros y por ende de mayores luces, lo que está a favor de la estética.

El concreto pretensado es ampliamente empleado en elementos portantes principales. Su respuesta a la acción de las cargas es más eficiente que en el concreto armado. El hormigón pretensado aventaja al hormigón armado por ser un material homogéneo y relativamente infusible, lo que evitaría la corrosión de los aceros y la disgregación del hormigón.

En general, en todos aquellos elementos de la estructura sometidos a efectos de momentos de flexión importantes y principalmente a esfuerzos de tracción, el uso del concreto pretensado resulta competitivo.

Se resalta que al estar los elementos pretensados sometidos generalmente a compresión, sobre todo para cargas permanentes y sobrecargas cotidianas, la conservación de los materiales es mejor al minimizar los agrietamientos, en comparación con el concreto armado con secciones sometidas a tracción e influenciadas al intemperismo. Por lo tanto, con el hormigón pretensado se minimizan los costos de conservación, aun comparados con estructuras metálicas.

En términos generales, y en los que posteriormente ahondaremos, el hormigón pretensado para tramos simplemente apoyados y con luces mayores a los 20 metros proporciona estructuras relativamente más económicas.

1.4. Objetivos.-

De manera que no se perturbe ni obstaculice el libre tránsito de peatones y vehículos en la Avenida “ Jaime Paz Zamora “ y salvaguardar la integridad de transeúntes concurrentes a la Rotonda “ Oscar Alfaro “ e inmediaciones. Se realizará el diseño de la superestructura de una pasarela constituida por una sección transversal doble T de hormigón pretensado, de acuerdo a métodos de diseño enmarcados en el código (A.C.I.). Complementándose el diseño de la infraestructura de hormigón armado mediante programas computacionales.

1.4.1. Objetivo Específico.-

Diseñar de acuerdo a métodos de diseño vigentes del Código (A.C.I.); el de las “ Cargas de Trabajo “ o de las “ Tensiones Admisibles “, y el método de “ Diseño de Resistencia “ a flexión y cortante, la superestructura de una pasarela de 40 m de longitud, de sección doble T de hormigón pretensado que satisfaga estructural y funcionalmente los requerimientos de un puente peatonal, en inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “.

Añadiéndose el diseño de la infraestructura de hormigón armado mediante programas computacionales.

1.4.2. Objetivos Generales.-

Conformar el compendio de fundamentos teóricos, en base a la bibliografía disponible, que permitan efectuar el diseño de la superestructura de una pasarela, consistente en una viga pretensada.

Analizar los procedimientos que proponen los métodos de diseño; el de las “ Tensiones Admisibles “ y el de “ Diseño por Resistencia “ a la flexión y cortante, aplicados a la superestructura de una pasarela. Además del estudio correspondiente a las pérdidas de la fuerza de pretensado en la viga (superestructura de la pasarela).

Efectuar el diseño de un puente peatonal utilizando métodos de diseño inscritos en el código (A.C.I.); el “ Código Americano del Concreto “, además de hacer referencia

de las normativas (A.A.S.H.T.O.) y (P.C.I.), adoptándolas como acotaciones para el presente trabajo.

Realizar los análisis y cálculos necesarios que permitan ponderar, con criterio, la elección y el comportamiento de una viga de sección doble T pretensada, que se constituirá como la superestructura de un puente peatonal.

Complementar el diseño de un puente pasarela con el diseño de la infraestructura de hormigón armado, mediante programas computacionales.

1.5. Alcance del Trabajo.-

Mediante el diseño de una pasarela peatonal, tratar de preservar la integridad de transeúntes tanto de pasajeros como de vecinos de la zona donde se ubica la Rotonda “ Oscar Alfaro” aledaña a la estación de transporte denominada “ Parada al Chaco “ .

Con el consiguiente estudio, permitir un desplazamiento de vehículos públicos y privados acorde a los parámetros de diseño de la Av. “ J. Paz Zamora “.Y que en justa medida la presencia de una pasarela peatonal coadyuvará a ello.

Mejorar el aspecto estético proporcionando seguridad a los transeúntes que se desplazan desde la mencionada zona al centro de la ciudad y viceversa. Que como se evidencio “ in situ “, la Rotonda “ Oscar Alfaro “ se la utiliza prácticamente como un paradero del transporte público.

La mencionada estación de transporte la “ Parada al Chaco “ permite el transporte de pasajeros a puntos de nuestra geografía departamental (comunidades provinciales) que encierran interés turístico a distintos niveles; paisajísticos, arqueológicos, de reservas naturales, etc. Lo que conlleva la responsabilidad de proveer el estudio y el análisis de diseñar instalaciones acordes a las expectativas de propios y extraños.

En base a esta propuesta proveer de una estructura congruente con las necesidades de este punto de la ciudad de Tarija, rotonda “ Oscar Alfaro “ y acorde a la importancia de las vías a salvar; Av. “ J. Paz Zamora “.

El siguiente estudio consistirá de:

- Viga simplemente apoyada de hormigón pretensado.
- Longitud de la viga, 40 m.
- Sección transversal; doble T.
- Ancho total de la pasarela de 2,5 m
- Cemento tipo III, cemento Pórtland de alta resistencia, para el H^oP^o
- Hormigón con una resistencia a la compresión de 350 Kg/cm^2 , para el H^oP^o
- Acero de presfuerzo ASTM A416 (Cable de 7 alambres). Grado 270 con un diámetro de 0,6" (Ø 0,6"), de alta resistencia.
- Armadura postesa con tendones adheridos.
- Se utiliza el Código A.C.I. (American Concrete Institute). Y las Normas A.A.S.H.T.O. (American Association of State Highway and Transportation Officials), P.C.I. (Prestressed Concrete Institute), como acotaciones.
- Se analizarán la sobrecarga de uso y viento, como cargas vivas que influyen predominantemente en el medio.
- Para las estructuras de hormigón armado se especifica una resistencia característica del hormigón (f_c') de 210 Kg/cm^2 y un esfuerzo admisible en tensión del acero de refuerzo (f_y) de $4\,200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Los estribos serán diseñados como columnas de hormigón armado.
- Los accesos a la pasarela se conformarán de gradas de hormigón armado.
- Se preveen barandados metálicos para el diseño de la pasarela mencionada.

No se realizará el estudio de suelos por motivos económicos. Por lo que el análisis de suelos se remitirá a estudios previos.

CAPÍTULO II

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

2.1. Análisis de Alternativas.-

Definiendo que el presente trabajo se enfoca en el diseño analítico de la superestructura de una pasarela de hormigón pretensado de sección transversal “ Doble T “, simplemente apoyada. Y con el objetivo de ilustrar el comportamiento de dicho elemento como una alternativa factible y que cumpla con las condiciones seguridad, funcionalidad, economía y que en cierta medida armonice con el medio circundante. Es que enunciaremos otro tipo de estructuras, y cuyas características más relevantes podrían cumplir en mayor o menor medida con las dimensiones y condiciones naturales del proyecto.

El proceso de generación de alternativas consiste en analizar los datos de los estudios preliminares para concebir anteproyectos para, de entre ellos, escoger el más económico y adecuado a las características de la zona.

La elección del tipo del sistema estructural es una etapa importante en la elaboración de un proyecto, debiéndose tener presente lo siguiente:

- Las condiciones naturales del lugar del emplazamiento de la obra (Estudios básicos o preliminares).
- Las diversas soluciones técnicamente factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.

Entre los factores preponderantes que afectan la elección de un tipo de puente pasarela en un sitio dado, podemos mencionar:

- La luz a cubrir.
- Condiciones de cimentación las cuales, al ser deficientes, descartan las estructuras hiperestáticas.
- Métodos de montaje y los consiguientes costos de operación y mantenimiento.
- La estética de la estructura que ha de acondicionarse con el medio donde se emplazará la pasarela y que se equilibrará con la economía del mismo.

En la práctica general se deben realizar los diseños preliminares y presupuestar los costos de construcción. A continuación se exponen algunas de las características de algunos tipos de puentes peatonales de accesible factibilidad basándonos en el criterio del sistema estructural principal, ajustándonos a las características del medio circundante.

Los datos climatológicos, proporcionados por el (SE.NA.M.HI.),según la estación de “ El Tejar “ indican que la temperatura media anual está alrededor de los 18 °C, con temperatura máxima extrema de 40,5 °C en el mes de octubre y una temperatura mínima extrema de – 9,5 °C en el mes de agosto. Además, se constataron velocidades de los vientos normales que no superan los 18,8 Km/hr de dirección Sur-Este. Llegando a originarse esepcionales velocidades del viento de hasta 70 Km/hr, denominados de origen local, producidos por tormentas o temporales.

El clima corresponde a templado semi-arido, mesotermal con precipitaciones anuales del orden 608,80 mm; se caracteriza por un periodo corto de lluvias (noviembre – marzo) con regímenes de lluvias muy variables en cuanto a frecuencia e intensidad y por un largo periodo de estiaje (abril – octubre). También se presentan otros fenómenos naturales como las granizadas, que son frecuentes en los meses de noviembre y diciembre; por otro lado, las heladas se suceden durante algunos días de julio.

Además, se realizó un levantamiento topográfico, permitiendo tener mayores datos en el diseño de la pasarela.

La topografía requerida para este proyecto consiste en el levantamiento de detalle urbano, cuyo objetivo es el de proyectar estructuras urbanas o, en su caso, realizar un relevamiento de las ya construidas para su remodelación.

Tabla 2.1

Relevamiento Topográfico

Relevamiento Topográfico		
Descripción	Coordenadas	Cota

(N°)	Norte	Este	(m)
100	76.000.294.537	2.999.657.367	1.833.930
101	76.000.320.854	2.999.588.956	1.834.029
102	76.000.327.891	2.999.474.500	1.834.185
103	76.000.286.291	2.999.382.651	1.834.383
104	76.000.249.211	2.999.347.334	1.834.534
105	76.000.197.080	2.999.418.681	1.834.725
106	76.000.133.232	2.999.522.592	1.834.882
107	76.000.421.619	2.999.389.937	1.834.018
108	76.000.437.543	2.999.362.907	1.833.981
109	76.000.421.144	2.999.358.327	1.834.029
110	76.000.573.668	2.999.286.678	1.833.762
111	76.000.646.798	2.999.312.533	1.834.210
112	76.000.601.871	2.999.226.786	1.833.725
113	76.000.744.298	2.998.958.563	1.833.259
114	76.000.538.575	2.999.132.730	1.833.662
115	76.000.598.241	2.999.051.488	1.833.411
116	76.000.703.468	2.998.842.366	1.833.161
117	76.000.540.729	2.998.833.025	1.833.541
118	76.000.568.736	2.998.773.206	1.833.459
119	76.000.647.823	2.998.612.935	1.833.048
120	76.000.372.210	2.998.883.446	1.833.546
121	75.999.860.557	2.999.723.067	1.834.992
122	76.000.004.519	2.999.720.923	1.835.190
BM_1 123	75.999.837.888	3.000.010.408	1.835.747
R_1 124	75.999.862.787	3.000.257.261	1.834.733
34	76.000.242.415	2.999.114.385	1.834.070
35	76.000.180.847	2.999.206.046	1.834.245
36	76.000.071.904	2.999.151.608	1.833.999
37	76.000.146.633	2.999.017.386	1.833.582
38	76.000.082.587	2.998.945.069	1.833.348
39	76.000.008.305	2.999.050.987	1.833.858
40	75.999.880.891	2.998.995.117	1.833.957
41	75.999.852.233	2.999.063.655	1.834.103
42	75.999.919.614	2.999.163.250	1.834.139
43	75.999.883.800	2.999.279.461	1.834.318
44	76.000.126.634	2.999.296.392	1.834.392
45	76.000.024.050	2.999.308.420	1.834.480

46	75.999.932.236	2.999.373.533	1.834.663
47	75.999.744.118	2.999.497.712	1.834.902
48	75.999.760.377	2.999.630.406	1.835.237
49	75.999.506.784	2.999.837.017	1.835.173
50	75.999.349.744	2.999.844.571	1.836.019
51	75.999.388.185	2.999.992.288	1.835.154
52	75.999.559.685	2.999.916.592	1.835.352
53	75.999.501.615	3.000.021.300	1.835.267
54	75.999.467.587	3.000.127.084	1.835.119
55	75.999.321.323	3.000.260.878	1.834.888
56	75.999.218.945	3.000.359.911	1.834.835
57	75.999.175.755	3.000.276.633	1.834.726
58	75.999.113.390	3.000.356.814	1.834.620
59	75.999.334.931	3.000.301.455	1.834.839
60	75.999.376.161	3.000.385.792	1.834.673
61	75.999.268.761	3.000.520.492	1.834.465
62	75.999.496.546	3.000.232.555	1.834.909
63	75.999.644.873	3.000.032.336	1.835.051
64	75.999.797.994	2.999.814.877	1.835.023
65	75.999.973.475	2.999.551.148	1.834.862
66	75.999.343.707	3.000.617.109	1.834.677
67	75.999.384.958	3.000.570.090	1.834.677
68	75.999.435.243	3.000.728.008	1.832.749
69	75.999.518.311	3.000.576.066	1.833.581
70	75.999.454.430	3.000.836.549	1.832.354
71	75.999.669.645	3.000.612.574	1.832.893
72	75.999.571.566	3.000.365.719	1.834.786
73	75.999.601.264	3.000.290.660	1.835.097
74	75.999.674.612	3.000.413.577	1.833.888
75	75.999.807.404	3.000.410.605	1.833.066
76	75.999.965.890	3.000.333.154	1.832.712
77	75.999.867.281	3.000.549.995	1.832.381
78	75.999.980.792	3.000.607.922	1.831.914
79	75.999.921.847	3.000.483.791	1.832.612
80	76.000.119.244	3.000.558.074	1.831.680
81	76.000.053.703	3.000.647.435	1.831.489
82	76.000.254.724	3.000.605.184	1.831.546
83	76.000.239.494	3.000.664.362	1.831.300

84	76.000.271.493	3.000.528.520	1.831.703
85	76.000.164.952	3.000.396.842	1.832.268
86	76.000.031.843	3.000.532.496	1.832.012
87	76.000.030.193	3.000.399.359	1.832.900
88	76.000.125.151	3.000.292.116	1.833.007
89	76.000.199.932	3.000.177.915	1.833.042
90	76.000.090.961	3.000.176.738	1.832.826
91	76.000.271.961	3.000.320.654	1.832.389
92	76.000.303.370	3.000.167.018	1.832.848
93	76.000.357.754	2.999.905.097	1.833.544
94	76.000.190.902	2.999.936.809	1.833.435
95	76.000.429.743	2.999.627.215	1.834.028
96	76.000.470.874	2.999.671.242	1.834.095
97	76.000.456.458	2.999.530.250	1.834.000
98	76.000.530.758	2.999.386.735	1.833.837
99	76.000.581.867	2.999.388.475	1.834.025

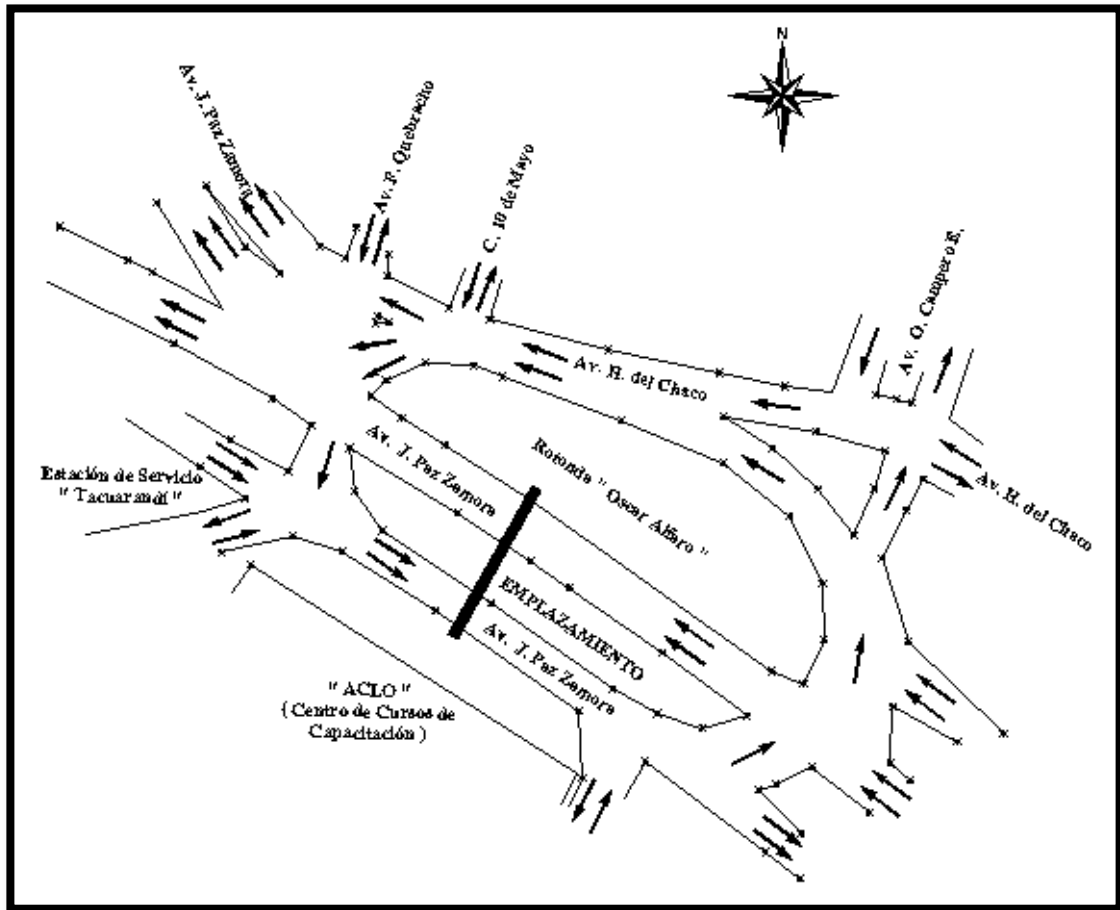
Con lo que se obtiene un plano con vista en planta de la zona del emplazamiento, con los respectivos accesos a la rotonda “ Oscar Alfaro “.

Cabe indicar que la zona que corresponde directamente al emplazamiento de la estructura, es relativamente plana.

Así:

Figura 2.1.

Vista en Planta Resultante del Relevamiento Topográfico



2.1.1. Puentes tipo Viga.-

Este tipo de estructuras constituyen el esquema estructural más simple. En este tipo de puentes, las cargas principales de la superestructura se transmiten a la subestructura a través de los apoyos como reacciones verticales. Los esfuerzos primarios en los puentes tipo viga son de flexión.

Longitudinalmente se puede optar por distintos esquemas estructurales, por ejemplo:

- Puentes de tramos simplemente apoyados.
- Puentes isostáticos con voladizos (Gerber).
- Puentes de vigas continuas.

- Puentes de vigas parcialmente continuas, etc.

Los puentes de tramos simplemente apoyados son la solución más elemental, tienen la ventaja de la facilidad de su cálculo y construcción, pero igualmente se presentan inconvenientes, como por ejemplo, un mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.

Los puentes tipo Gerber, son isostáticos tienen casi las mismas ventajas e inconvenientes de los puentes de tramos simplemente apoyados. Se debe tener un especial cuidado en el diseño de las juntas (rótulas) dentro del vano. Este tipo de puentes se ha dejado de utilizar o se utiliza muy poco.

Los puentes de vigas continuas son estructuralmente la solución más eficiente.

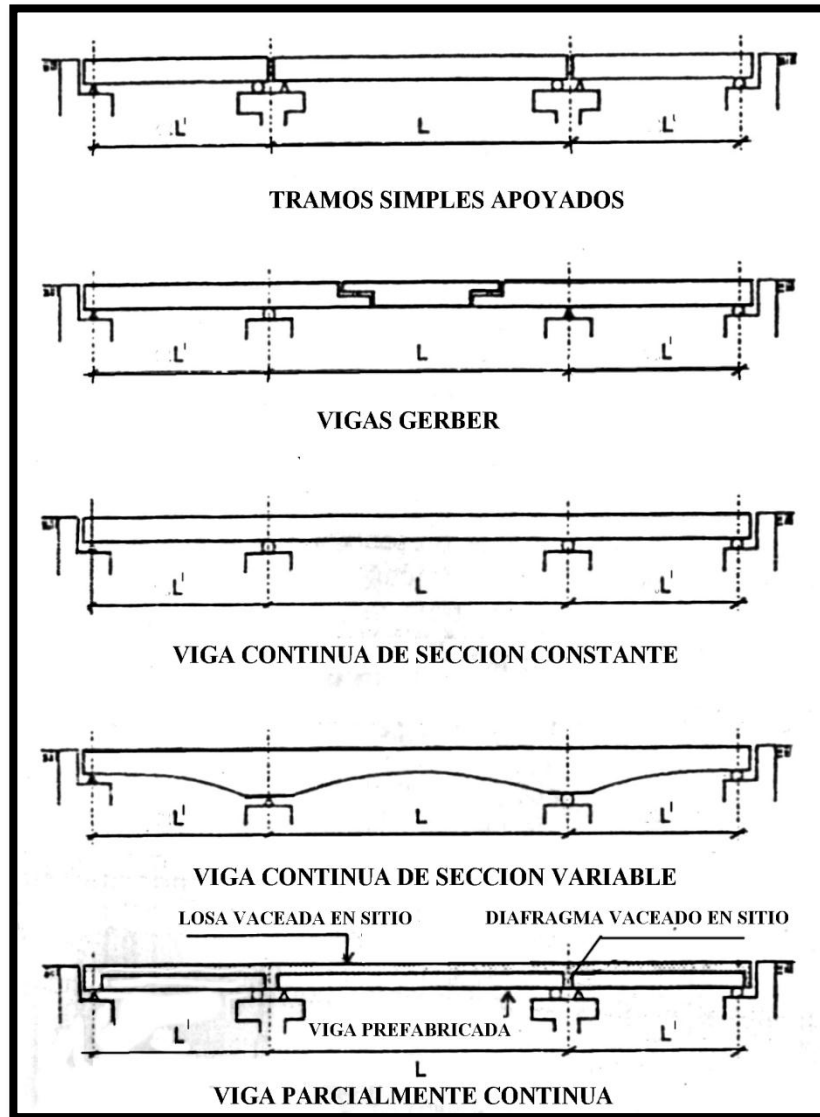
La solución con vigas continuas, dependiendo del material a emplear, va desde luces medianas hasta luces importantes. Se logra con este tipo de solución cubrir un importante rango de luces de puentes lineales, si se tiene en cuenta que las vigas van desde concreto armado, concreto presforzado, compuestas, de perfiles de alma llena y reticulados.

Los puentes de vigas parcialmente continuas, son aquellos puentes que se construyen en base a vigas prefabricadas, que se colocan entre apoyos y que posteriormente se integran con una losa de concreto vaciada en sitio, de tal manera de lograr un sistema de vigas continuas. En el cálculo de este tipo de puentes se deben considerar las etapas de construcción. Entre las ventajas de este tipo de solución estructural, podemos citar el ahorro en falso puente, la rapidez de la construcción y la disminución de juntas. Las vigas generalmente son elementos prefabricados de concreto.

A continuación, se dan diversos ejemplos esquemáticos de puentes tipo viga:

Figura 2.2.

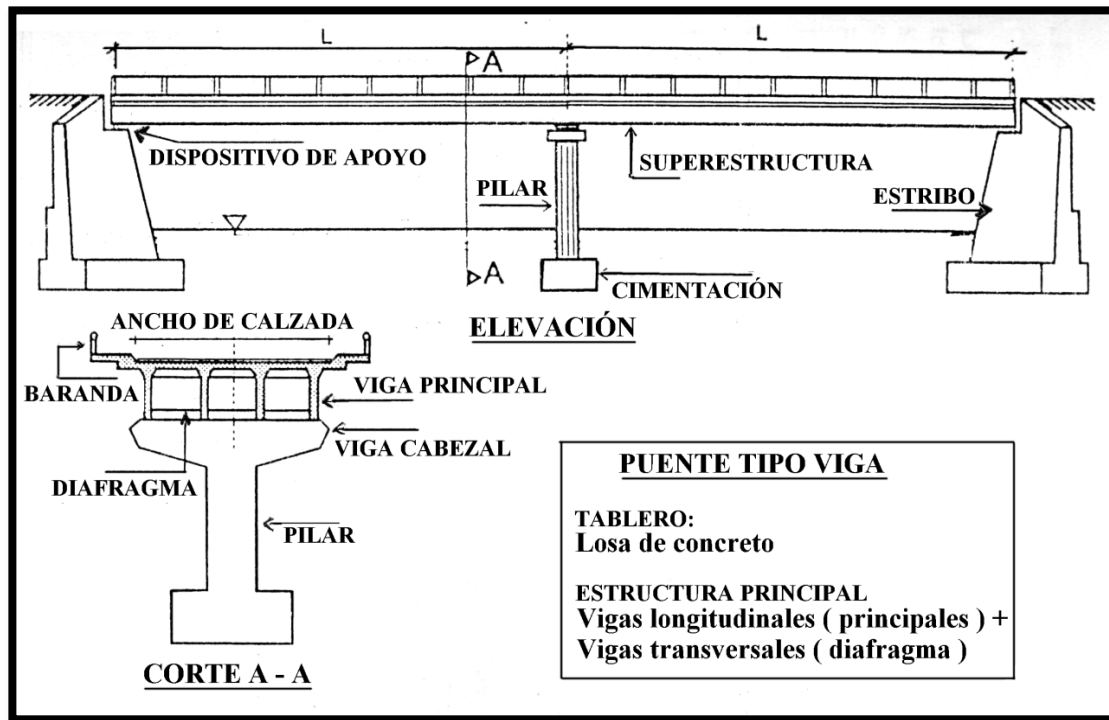
Esquemas de Puentes Tipo Viga



Se presenta la disposición general de un puente tipo viga, la losa de concreto es el tablero del puente, mientras que el sistema formado por las vigas longitudinales y transversales (diafragmas) conforman la estructura principal.

Figura 2.3.

Esquema detallado de un Puente Tipo Viga



2.1.2. Puentes tipo Pórtico.-

La principal característica de este tipo de estructuras es la unión rígida entre la superestructura, los pilares y/o los estribos.

Con la técnica de la construcción por volados sucesivos, actualmente se construyen puentes cuyo esquema estructural final es aporticado pero que durante la construcción se comporta como una estructura isostática para soportar el peso propio y las cargas durante la construcción.

Las soluciones aporticadas son una especie de variante de las vigas continuas en las que los elementos horizontales se hacen solidarios con los verticales. Tiene características similares en el tablero y en algunos casos de sección cajón se utiliza como pilar una sola columna de bastante diámetro que da ligereza y armonía a la solución.

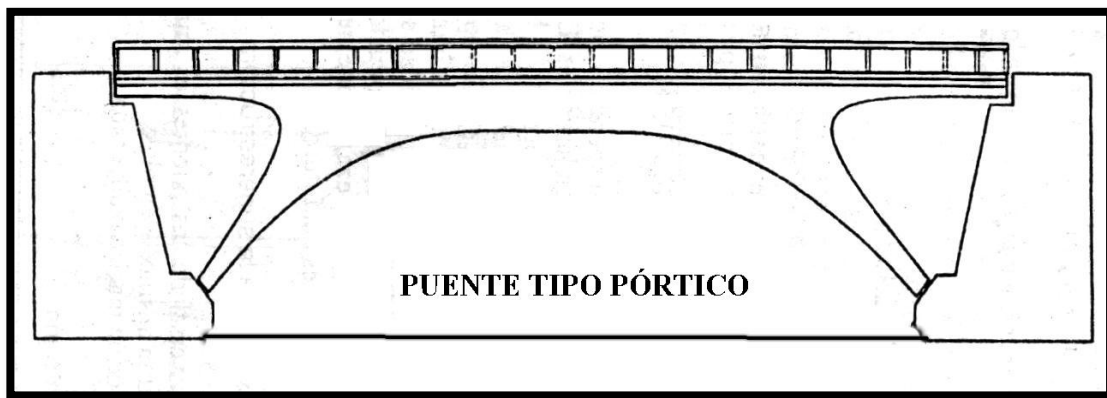
El tipo de solución antes mencionado se emplea mucho en los pasos a desnivel de gran dimensión.

Cuando las soluciones lineales de la superestructura, vigas continuas o pórticos, debido a la luz a cubrir, devienen en costosas o antieconómicas, a pesar de la utilización de materiales de mayor rendimiento, se debe buscar otro tipo de solución estructural más satisfactoria, mediante los puentes en arco y los puentes colgantes.

Se presenta la gráfica de un puente tipo pórtico.

Figura 2.4.

Esquema de un Puente Tipo Pórtico



2.1.3. Puentes en Arco.-

Una solución en arco es aquella en la que el elemento portante principal es un arco, de una tal curvatura, relación flecha a luz y variación del peralte, que tienda su directriz a ser un antifunicular de las cargas permanentes, de manera que por lo menos para este grupo de cargas su sección transversal tienda a estar sometida casi íntegramente a compresión.

Partes componentes importantes del Arco son el arco propiamente dicho, los elementos de transmisión de las cargas que actúan en el tablero sobre el arco llamadas “Columnas “ o “ Pendolones “ o “ Péndolas “, los elementos extremos de soporte del arco llamados “ Arranque “, y los elementos terminales de soporte del tablero o “ Estribos “.

Desde el punto de vista del puente podemos, distinguir tres clases de arcos, en función del nivel del tablero con respecto a aquel. Ellos son “ Arcos de Tablero Superior “, cuando el tablero ubicado encima del arco se apoya íntegramente en él, transmitiendo sus cargas por medio de columnas o placas. En estos casos el tablero generalmente está compuesto por una losa que puede ser maciza o nervada, aporticada a los elementos columnas. En este caso el arco puede ser un solo anillo o varios paralelos, arriostrados entre sí.

El “ Arco de Tablero Intermedio “ en que la línea del tablero está ubicada en el intermedio de la flecha del arco y parte de las cargas del tablero, la cercana a los apoyos, es transmitida mediante columnas y otra parte, la cercana al centro, es transmitida por medio de péndolas que son elementos sujetos substancialmente a tracción. Para los arcos de tablero intermedio y superior, la losa se apoya en los bordes laterales y por lo general el arco está formado por dos anillos ubicados a cada lado del tablero.

Y por último, el “ Arco de Tablero Inferior o “ bowstring “, en el que el tablero está situado en la parte inferior, uniendo la línea de arranques del arco y en que el íntegro de las cargas del tablero son transmitidas al arco por medio de elementos denominados “ péndolas “. En los “bowstring “, el tablero se confunde con el tirante de unión de arranques y está sometido a tracción por lo que se pretensa longitudinalmente.

Los arcos son de concreto armado y de acero estructural; estos últimos en sus formas de alma llena y reticulados. Es con este último tipo de arcos con los que se han alcanzado luces grandes, por encima de los 600 metros.

El arco se caracteriza por el hecho de que gracias a su forma es capaz de transmitir las cargas trabajando en un estado en el que los esfuerzos primarios son de compresión.

Actualmente, el concreto es el material más utilizado en los puentes en arco por su alta capacidad resistente a la compresión.

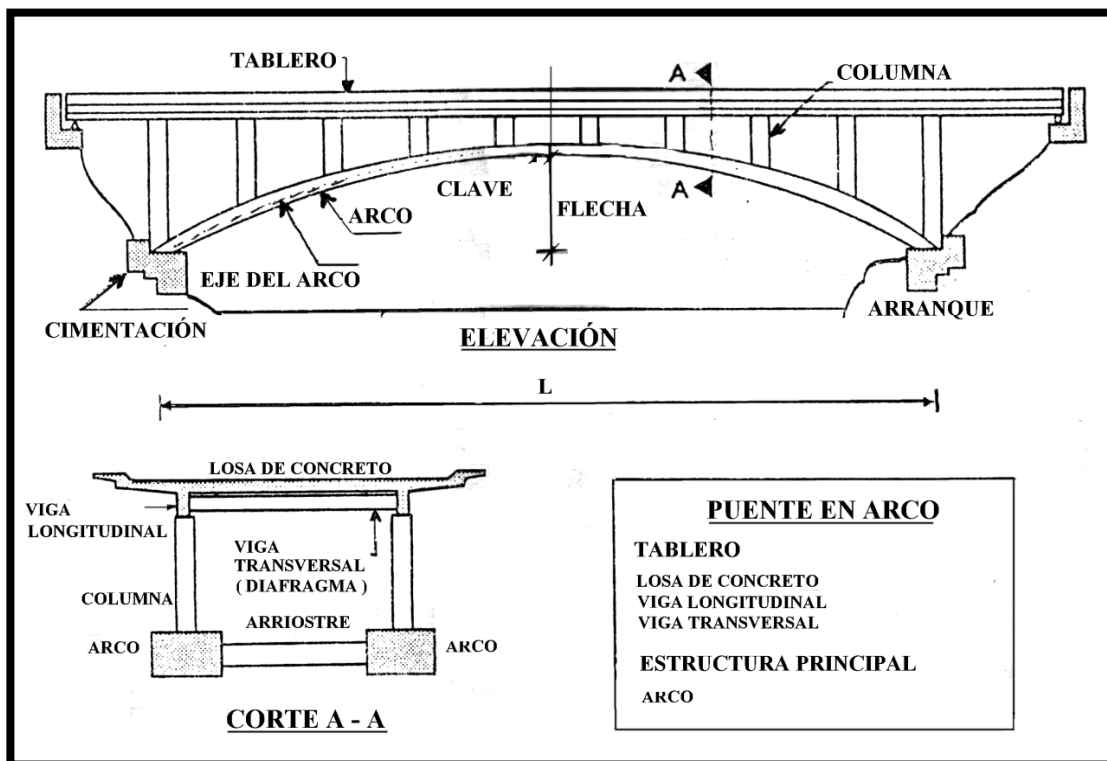
La solución en arco se recomienda cuando se dispone de buenas condiciones de cimentación en los arranques y el rebajamiento es el adecuado.

El procedimiento constructivo tradicional de encofrar el arco con falso puente, puede resultar muy caro en el caso de valles profundos o ríos caudalosos, por lo que se han desarrollado métodos más ingeniosos. En el cálculo estructural de todo tipo de puentes se debe considerar el método constructivo a utilizar, y en el caso particular de estos puentes, el método y secuencia de construcción influyen preponderantemente en el comportamiento final.

Como se describe en la gráfica, la losa, vigas y diafragmas de la parte superior del puente constituyen el tablero, mientras que los anillos del arco forman la estructura principal.

Figura 2.5.

Esquema de un Puente en Arco



2.1.4. Puentes Colgantes y Atirantados.-

Sistemas estructurales que permiten cubrir grandes luces, en los que la ubicación de los apoyos obliga a grandes luces. Los puentes “ Atirantados “ consistirían en una variante de los “ Colgantes “.

Un puente colgante desde el punto de vista estructural, viene a ser una especie de arco invertido, es decir, un puente en “ Arco “ en el que la estructura portante principal está sometida a tracción en lugar de compresión. En tal caso el elemento portante principal será un “ Cable “ de acero de las diferentes modalidades existentes.

Del “ Cable “ se halla suspendido el tablero por medio de péndolas que trabajan también en tracción. Como por sus características dichos elementos que se encuentran trabajando a tracción, tienen muy poca rigidez, y en los que, en consecuencia, las uniones cable-péndola y péndola-tablero, actúan como articuladas; la distribución de las cargas tienden a localizarse en la zona de ubicación de estas, debiendo ser de tal manera que comprometa la mayor cantidad de péndolas, de modo de evitar la abrupta modificación de la geometría del tablero, lo que lo convertiría en intransitable, razón por la cual el tablero debe tener una gran rigidez flexionante y cortante longitudinal; ello se logra con la colocación de vigas de rigidez longitudinales.

Estas “ Vigas de Rigidez “ pueden disponer o no de articulaciones a lo largo del elemento.

El “ Cable de Suspensión “ generalmente tiene una curvatura por lo general de forma de catenaria o parábola y su disposición es convexa con respecto del tablero; por tanto, para poderlo fijar o anclar, por lo general al nivel de la rasante, hay necesidad de voltearlo, proceso que se hace sobre los pilares de apoyos del tramo, llamados “ Torres “ puesto que no sólo soportan al tablero sino que tienen que prolongarse hacia arriba para recibir el cable que voltea. Volteado el cable baja desde la cumbre de la torre hasta la “ Cámara de Anclaje “ situada a la altura de la rasante; esto genera tramos extremos, los cuales pueden o no estar compuestos por una estructura, la que puede estar colgada de dicho tramo de cable en bajada.

Las “ Torres “ pueden ser una continuación del “ Pilar “, en cuyo caso están empotradas en su base, o pueden estar articuladas en la cabeza del pilar. Según el caso las torres pueden ser de concreto o metálicas, siendo estas últimas las que corresponden a grandes luces.

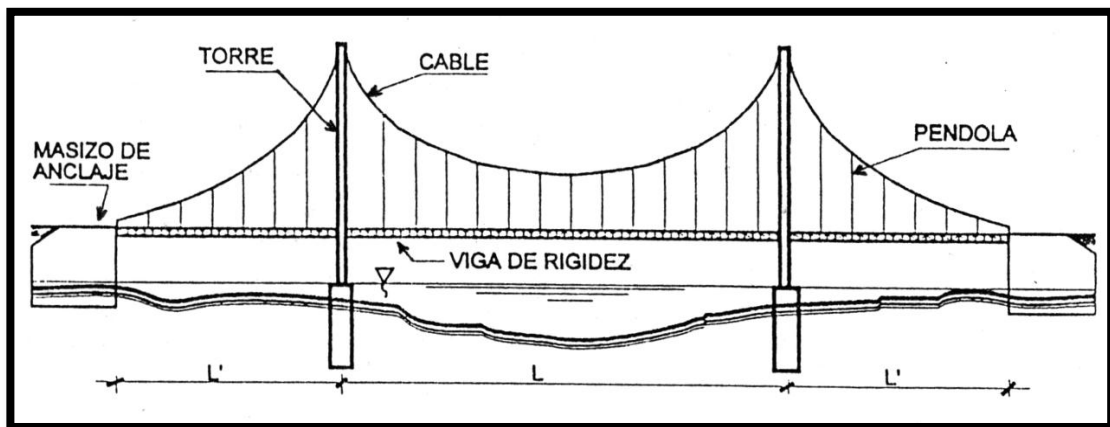
Como se indicó, los cables en sus extremos están fijados a unas estructuras llamadas “ Cámaras de Anclaje “ que actúan como unos estribos que soportan como fuerza principal el tiro del cable. La estabilidad de estas cámaras se da generalmente por gravedad, es decir, se les da dimensiones y pesos tales que con estos se contrarrestan los efectos de las fuerzas actuantes.

Uno de los grandes problemas que tienen los puentes colgantes es su inestabilidad aerodinámica.

Se da a continuación la representación gráfica de un puente colgante.

Figura 2.6.

Esquema de un Puente Colgante



Los puentes “ Atirantados “ son una suerte de puentes colgantes en los que el cable de suspensión se confunde con las péndolas, es decir, de la cumbre de la torre surgen cables o elementos tensores inclinados hacia los tramos de los cuales se encuentra suspendido el tablero.

Los puentes atirantados es una solución muy ventajosa para grandes luces, en los cuales se aprovecha la ventaja del comportamiento de las piezas de concreto presforzado sometidas a tracción para su utilización además en los tirantes.

Los puentes atirantados son más rígidos y con menores problemas de inestabilidad aerodinámica que los puentes colgantes.

El puente en sí es una viga colgada de los tirantes, los cuales salen de la cumbre de la torre, distribuyéndose en abanico ó paralelos.

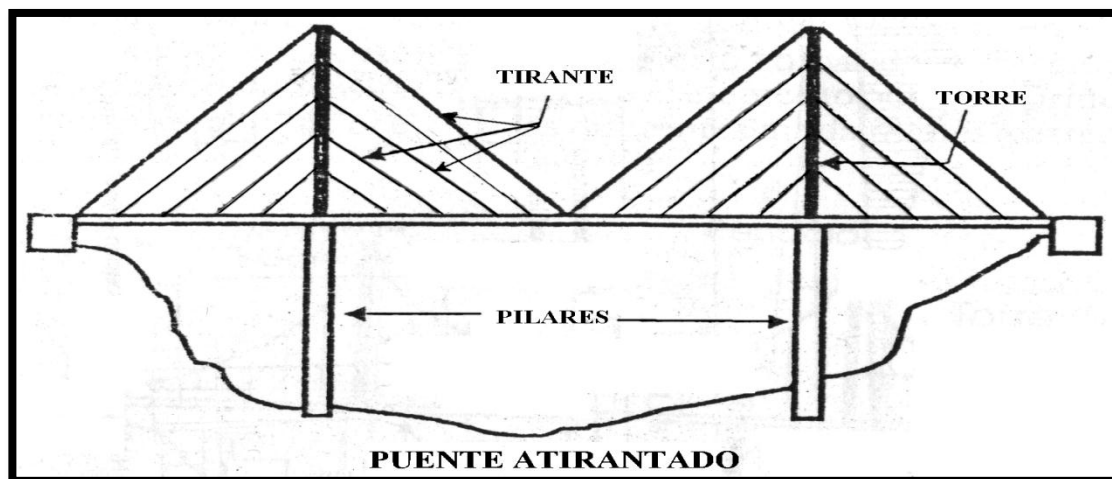
El análisis elemental corresponde al de una viga con apoyos elásticos, que corresponden a los cables.

Los puentes atirantados son el tipo estructural más moderno y tienen bastante aceptación tanto por la economía como por la estética que se pueden lograr, en comparación con los antes citados.

Se da a continuación el boceto de las partes componentes de un puente atirantado.

Figura 2.7.

Esquema de un Puente Atirantado



Acotándose la fotografía de uno de los puentes pasarela, representativo en la ciudad de Tarija, el puente pasarela “ El Peregrino “.

Figura 2.8.

Vista Fotográfica de la Puente Peatonal “ El Peregrino “



2.1.5. Puentes Metálicos.-

Debido a que hay ocasiones en que hay que salvar grandes luces o que la acción de la sobrecarga es de consideración, el puente estará sometido a grandes solicitaciones, resultando entonces ventajoso emplear materiales de mayor resistencia en relación con su peso, aunque se trate de materiales más caros.

Así, cuando los terrenos son buenos y el río permitiera trabajar en la época de estiaje, puede decirse que la luz máxima de los tramos simples pocas veces justificará el empleo de acero para puentes camineros, ya que económicamente pueden alcanzarse luces hasta de 20 m en hormigón armado, 50 metros en hormigón pretensado y 70 metros en arcos de hormigón armado económicamente más satisfactorios.

En cambio, para puentes ferroviarios la incidencia de fuertes cargas y su dinamismo, hacen necesario el empleo de estructuras metálicas. Además, en los puentes ferroviarios no se requiere de un tablero cerrado y continuo de concreto, lo que se constata, debido a que una estructura metálica al ser más elástica acentuaría el fenómeno de la fatiga del acero produciendo el cuarteamiento del concreto.

En su mayor parte, estos puentes están constituidos por secciones I, T, L o C, soportando un tablero en acero como es el caso de las estructuras ortotrópicas o

soportando una losa de hormigón armado o pretensado como es el caso de puentes de sección mixta parcial o total o en hormigón sobre una plancha metálica con conectores.

La necesidad de realizar estructuras livianas para alcanzar mayores luces conduce a utilizar aceros de grandes propiedades mecánicas:

- Límites altos de elasticidad para vigas con aceros cuyas fatigas a la fluencia oscilan entre 3 670,99 Kg/cm² a 7 138,04 Kg/cm².
- Aceros con fatigas de rotura entre 16 315,52 Kg/cm² y 22 433,84 Kg/cm² para cables de puentes.
- Aceros con buenas propiedades para la soldabilidad.

El reducir el peso del acero utilizado se traduce en estructuras muy esbeltas (almas delgadas con riesgo de flambéo, columnas con riesgo de pandeo), por lo que se utilizan diafragmas y riostras para evitar que se tuerzan las piezas.

Los tableros metálicos aparentan costos muy elevados con relación a ciertas soluciones en hormigón por lo que se deberán comparar aspectos como:

- Problemas en demoras.
- Costos de mano de obra en procedimientos corrientes.
- Posibilidades de extensión y reparación.
- En grandes luces el acero es competitivo.
- Reduce las fundaciones.
- Permite la prefabricación de grandes elementos.

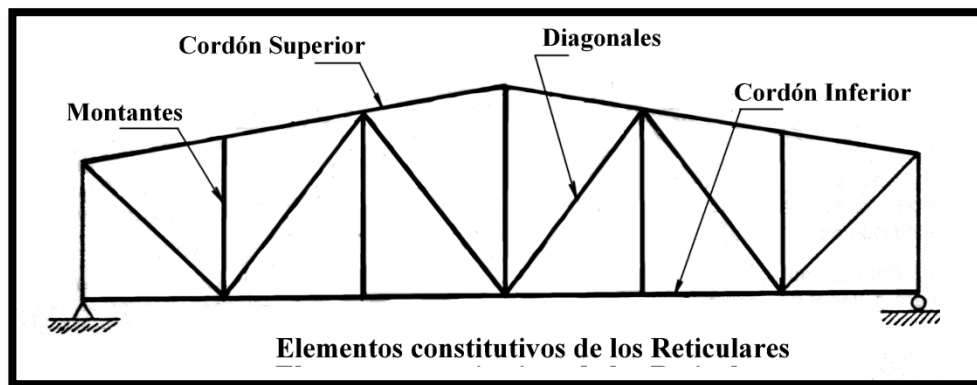
Vigas formadas con reticulares; para puentes simples con luces mayores a los 20 metros de longitud, el peso propio de las vigas de alma llena resulta excesivo y esto se corrige empleando reticulares que permiten salvar luces de vano de viga continua hasta de 300 m de longitud.

Como elementos constitutivos de los reticulares se distinguen:

- El cordón superior.
- El cordón inferior.
- Los montantes.
- Las diagonales.

Figura 2.9.

Esquema de un Puente Metálico (Reticular)



Los cordones pueden ser paralelos cuando se tratan de cubrir luces menores a los 70 m y poligonales para luces mayores. Entre los reticulares con los cordones paralelos se tiene la viga Pratt, cuyos montantes trabajan en compresión y sus diagonales en tracción, con sus paños espaciados equidistantemente y en número par o impar.

El cordón superior de estas vigas isostáticas trabaja en compresión y el inferior en tracción. Las barras verticales que encierran a los paneles centrales con diagonales cruzadas sólo soportan las cargas aplicadas en sus nudos.

Existiendo variaciones como las vigas tipo Howe, tipo Warren, y las tipo Linville o Wiple.

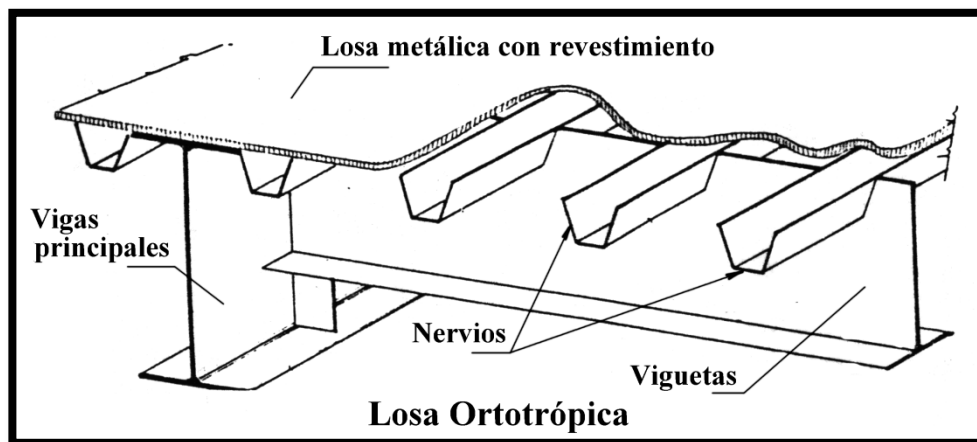
Para todos los casos de vigas citadas anteriormente, la altura recomendable está comprendida entre $(L/7)$ y $(L/8)$, siendo (L) la luz del tramo y llegándose hasta $(L/10)$ en tramos muy largos.

El enrejado fundamental excluyendo las barras auxiliares debe estar formado exclusivamente por triángulos a fin de que su estabilidad interior quede perfectamente garantizada. Como ejemplo se tienen las vigas Baltimore, que pueden ser de tablero inferior o superior.

El esquema subsiguiente, configura una losa ortotrópica, que en materia de construcción metálica son planchas delgadas del orden de 1 1,2 cm. Adecuadamente rigidizadas en una o dos direcciones.

Figura 2.10.

Partes Constitutivas (Tablero) de un Puente Metálico



En puentes de losa sirve de miembro superior a las vigas tanto principales como secundarias, permitiendo una reducción muy importante de carga muerta por metro cuadrado, alcanzando en algunos casos el 50%.

Los puntos de soldadura son los que producen las mayores deformaciones como elemento plano. La tolerancia admisible es de una deformación inferior o igual al espesor de la plancha controlada con una regla de 3 m. de largo.

Al ser muy flexible el tablero, el revestimiento o capa de rodadura debe ser plástico y con envejecimiento lento. Utilizándose epóxido con granulados de corindón con propiedades antideslizantes, además, con mortero de resina y placas coladas.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 209)

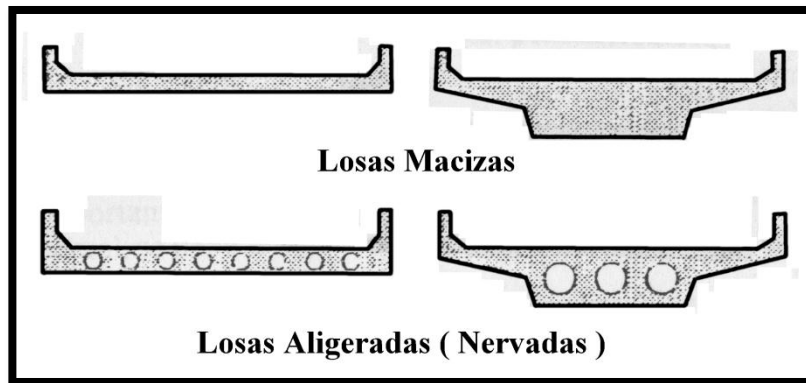
2.1.6. Puentes de Hormigón Armado.-

El concreto armado se emplea ya sea como elemento portante principal o como elemento portante secundario en distintas partes de la estructura.

Como elemento portante principal es utilizado en los llamados puentes losa, es decir, superestructuras consistentes en una losa maciza con espesores que pueden llegar hasta los 0,7 m para luces de hasta 10 m, llegándose a la limitación de su excesivo peso en relación a la sobrecarga actuante. Resultando más conveniente el uso de losas nervadas.

Figura 2.11.

Secciones Transversales aplicables a Puentes de Hormigón Armado



Para estos casos, se puede llegar económicamente, hasta luces de 25 m en tramos simplemente apoyados y 40 m en tramos hiperestáticos ; siempre condicionados a la no limitación excesiva del peralte de los elementos nervados.

Cuando las luces a cubrir o la magnitud de las acciones que soporta la estructura deviene en condiciones económicas inapropiadas o existe limitaciones excesivas en las dimensiones de los elementos (peraltes en pasos a desnivel), es mejor optar por construcciones en concreto presforzado o en acero.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 9)

El concreto reforzado es particularmente apropiado para utilizar en puentes de cualquier clase por su durabilidad, rigidez y economía, al igual que por la facilidad comparativa con la cual puede lograrse una apariencia agradable.

Para luces aproximadas de hasta 30,48 metros pueden utilizarse vigas de concreto vaciadas en el sitio, aunque su uso ahora es menos común por la prefabricación para este intervalo de luces.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson, G. Winter)

Su uso en las estructuras de puentes es muy variado, se emplea como elemento portante principal así como en elementos portantes secundarios en distintas partes de la estructura.

El hormigón armado permite construir puentes muy duraderos, además, la plasticidad del hormigón concede adoptar la forma más adecuada que se acomode a los requerimientos dimensionales, economía y estética. Con gastos de mantenimiento casi nulos particularmente por su resistencia a los agentes atmosféricos.

El más serio inconveniente del hormigón armado, lo constituye la dificultad de reforzarlo o repararlo.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte)

Los costos de conservación de un puente de hormigón armado se limitan a los dispositivos de apoyo o articulaciones.

El costo del puente depende de tres factores importantes; el costo de los materiales, el costo del transporte de los mismos desde su lugar de extracción o producción hasta el pie de la obra, y el costo de construcción o montaje del puente.

Las distancias de acarreo de algunos materiales del hormigón armado suelen ser significativas en ocasiones, y analizando el costo de construcción influirán aspectos como los del encofrado, el falso puente, o en su caso la maquinaria necesaria para movilizar elementos prefabricados.

(Ref. “ Puentes y Obras de Arte “; L. Pastor)

2.1.7. Puentes de Hormigón Pretensado.-

El concreto presforzado, al ser un material más homogéneo que el concreto armado, le permite soportar mejor las cargas de impacto y reversión debidas al manipuleo.

El sistema de fabricación usual y conveniente, en este tipo de puentes, es denominado “ por lanzamientos sucesivos “.

Como elementos conformantes de las nervaduras de tableros planos, los elementos pretensados permiten económicamente llegar a luces hasta del orden de los 70 m en vigas simplemente apoyadas y del orden de los 200 m en elementos hiperestáticos.

El concreto pretensado es ampliamente empleado en elementos portantes principales y aun secundarios. Su respuesta a la acción de las cargas es más eficiente que el concreto armado y conduce a elementos de dimensiones menores y por tanto de menor peso propio por lo que se pueden utilizar elementos prefabricados, de fácil transporte y colocación. Al ser un material más homogéneo (infusible) que el concreto armado, le permite soportar mejor las cargas de impacto.

Para tramos simplemente apoyados y con luces mayores a los 20 metros se obtienen estructuras mucho más económicas que aquellas de hormigón armado.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte)

En general, en todos aquellos elementos de la estructura sometidos a efectos de momentos flexionantes importantes y principalmente a esfuerzos de tracción, el uso de concreto presforzado resulta competitivo.

Se resalta, que al estar las secciones de los elementos pretensados sometidas generalmente a compresión, sobre todo para cargas permanentes y sobrecargas cotidianas, la conservación del material es mejor al minimizar los agrietamientos; por lo tanto, con el hormigón pretensado se minimizan los costos de conservación, aun comparadas con estructuras metálicas.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bosio, J. López; pag. 10)

Los puentes en concreto presforzado utilizan a menudo la construcción compuesta. Por lo general, las vigas son prefabricadas y se colocan en su posición con una grúa, eliminando la necesidad de obstruir el tráfico con las cimbras. La losa tablero se vacía luego en el sitio y se une luego a las unidades prefabricadas mediante estribos que sobresalen hacia arriba para quedar embebidos en la losa.

Los requisitos para luces han llevado al desarrollo de puentes en viga cajón de concreto presforzado y postensado, vaciada por segmento. En una construcción común, el trabajo avanza desde dos direcciones, de cada una de las pilas, utilizando el método del voladizo balanceado, y se progresa mediante la utilización de unidades de concreto vaciadas en el sitio o prefabricadas. Después de su colocación, cada unidad es postensada a la construcción previa que ya está completa. De esta manera, se han alcanzado luces bastante largas, entre las cuales la mayor (1990) está muy cerca a los 300 metros.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson, G. Winter; pag. 699)

2.1.7.1. Selección de la forma de la Sección Transversal y Eficiencia a la Flexión.-

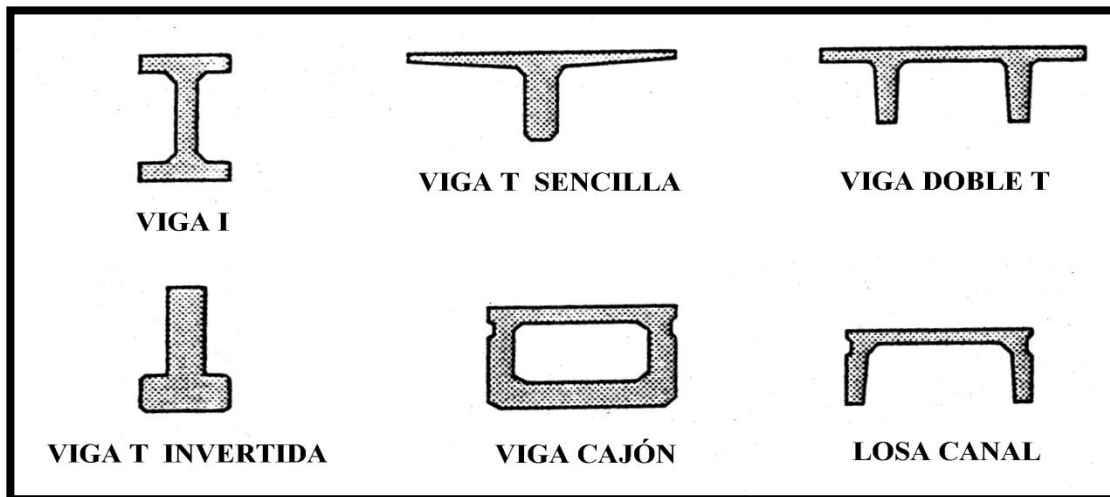
2.1.7.1.1. Selección de la forma de la Sección.-

Una característica especial en el concreto presforzado consiste en poder seleccionar las proporciones y las dimensiones de la sección transversal para ajustarse a los requisitos de trabajo. Se puede cambiar la altura (peralte) del elemento, modificar al ancho del alma, y los anchos y espesores de las alas (patines) en forma independiente, para producir una viga con las proporciones casi ideales para determinado caso.

Algunas de las formas más comunes se representan en el recuadro, algunas se han estandarizado y otras se dimensionan individualmente.

Figura 2.12.

Secciones Transversales aplicables al Hormigón Presforzado



La sección en doble T, es probablemente la sección transversal utilizada más a menudo en la construcción preesforzada en los Estados Unidos. En ésta, se suministra una superficie plana entre 1,22 m. a 2,45 m. (4 a 8 pies) de ancho. El espesor de la losa y la altura del alma varían según los requisitos. Longitudes de 20 m. no son inusuales.

La sección en forma de T sencilla resulta más apropiada para luces más largas, de hasta 40 m. y para cargas más pesadas.

La sección I se utiliza con frecuencia para luces de puentes y en vigas principales de cubiertas hasta casi de 40 m.

La losa canal es más adecuada para entrepisos en el intervalo intermedio de luces.

La viga cajón resulta ventajosa para puentes de luces intermedias y largas.

La sección T invertida proporciona bordes de apoyo que soportan los extremos de los elementos prefabricados del tablero que se extienden en la dirección perpendicular.

Así como se indico antes, la sección transversal puede ser simétrica o asimétrica. Una sección asimétrica es una buena selección cuando:

- Los intervalos de esfuerzos disponibles en las superficies superior e inferior no son los mismos.
- La viga debe suministrar una superficie plana y útil, al igual que ofrecer una capacidad de soporte de cargas.
- La viga se convierte en parte de una construcción compuesta, donde la losa vaciada en el sitio actúa junto con el alma prefabricada.
- O cuando la viga debe proveer superficies de apoyo, como el caso de sección en T invertida.

Así mismo, las secciones en T proporcionan una resistencia a la flexión aumentada, puesto que el brazo interno del par resistente, de las fuerzas de compresión y tracción, con la carga máxima de diseño, es mayor que el de las secciones rectangulares.

En términos generales, las secciones en I, T y en cajón con almas y alas relativamente delgadas son más efectivas que los elementos con partes más gruesas. Sin embargo, varios factores limitan la ganancia en eficacia de la manera indicada, como:

- La inestabilidad de las partes sobresalientes muy delgadas sometidas a compresión.
- La vulnerabilidad de aquellas partes delgadas expuestas a romperse durante el manejo (construcción prefabricada).
- La dificultad en el vaciado de concreto en elementos muy delgados.
- Además se tiene la necesidad de suministrar el espaciamiento y la protección de concreto adecuados para los tendones y anclajes.
- La importancia de los límites de la altura en la construcción.
- La necesidad de estabilidad lateral si la viga no está arriostrada contra pandeo por otros elementos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 666)

Existe una clara tendencia hacia el empleo de grandes claros en la construcción de puentes, resultante de la combinación de los requisitos relacionados con la seguridad, la economía, la funcionalidad y la estética. El límite superior práctico para las traveses estandarizadas de la (A.A.S.H.T.O.) es de alrededor de 43 metros (140 pies).

Este rango puede prolongarse algo, mediante la adopción de claros continuos postensados o mediante la combinación de unidades precoladas con secciones de cerramiento coladas in situ, pero aún con tales esquemas, los claros de 49 m no son factibles.

Así, cuando se necesitan claros más largos a los 50 metros, las traveses de sección cajón ofrecen muchas ventajas. Resulta un miembro estructural muy compacto con una alta resistencia a la flexión, a la torsión y a la cortante.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 521)

Las traveses precoladas de puentes estándar (A.A.S.H.T.O.) son particularmente convenientes, debido a que permite la erección de la superestructura del puente con muy poca o ninguna interferencia del tráfico que circula por debajo.

Las traveses de puentes estándar, de las normas (A.A.S.H.T.O.), alcanzan claros de hasta 43 m., siendo una práctica común colar las traveses portantes principales de una sola pieza, bien sea en una planta de precolado o en un patio temporal “ in situ “ para luego izarlas mediante carros grúa.

Colocadas las traveses lado a lado, estas proporcionan apoyo temporal para la cimbra usada para construir la losa del tablero colada “ in situ “.

En la dirección principal se desarrolla la acción compuesta entre las traveses precoladas y la losa colada “ in situ “, de tal manera que la losa proporciona la parte principal del patín a compresión para las traveses. Se toman medidas para evitar el deslizamiento longitudinal.

Existe una variedad de traveses de puente estándar. Las más comunes son las de la (A.A.S.H.T.O.) con peraltes que varían desde 0,71 m. hasta 1,83 m.

Se puede aplicar tanto el pretensado como el postensado a estas traveses a las cuales se les cuelan bloques extremos para facilitar el anclaje en el postensado.

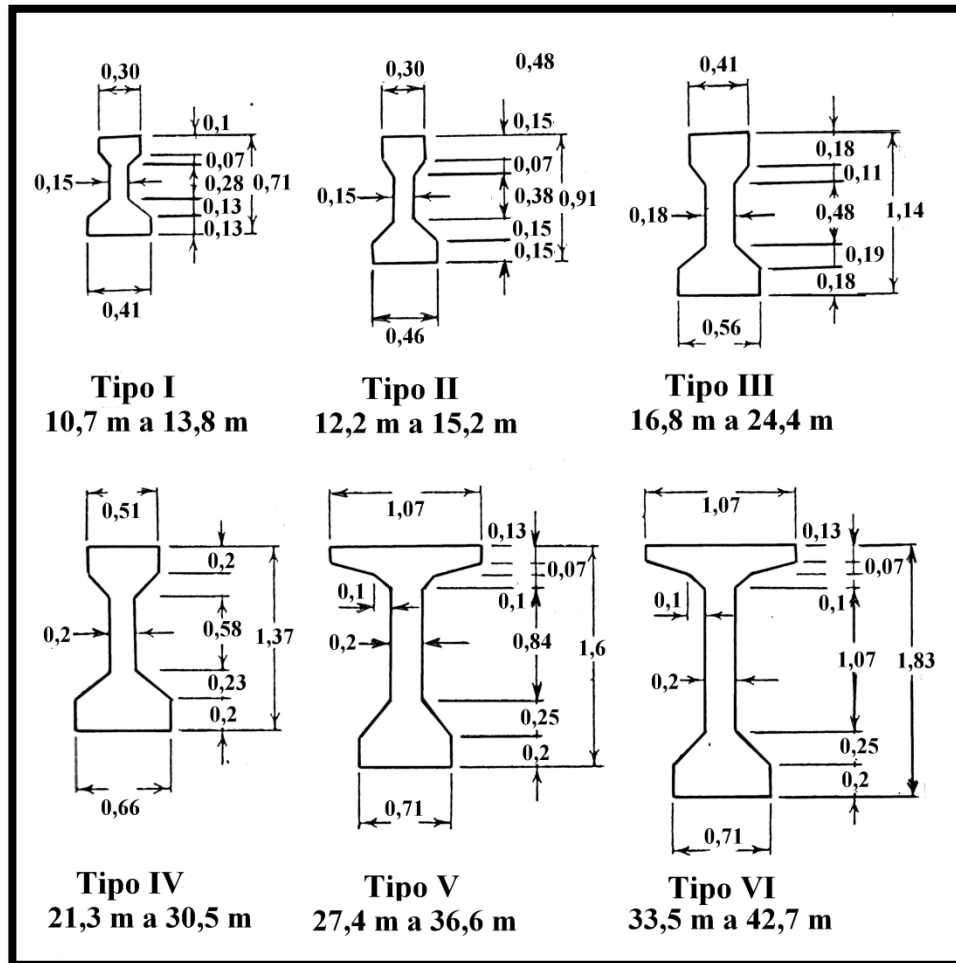
Los tipos I a IV se describen mejor como vigas I asimétricas. El patín inferior grande sirve para tomar fuerzas pretensoras iniciales pesadas. Las proporciones de la sección se escogieron previendo la acción compuesta con la losa, la cual proporciona la mayor parte del área a compresión necesaria en los estados de carga de servicio y sobrecargado

Este tipo de traveses están orientados para la acción compuesta con un tablero colado “in situ”, o sea, la conformación de estructuras compuestas.

A continuación, se dan las dimensiones particulares de las secciones de las traveses para puentes, según la normativa A.A.S.H.T.O. (American Association of State Highway and Transportation Officials):

Figura 2.13.

**Secciones Transversales Estandarizadas de Vigas según la Normativa
(AASHTO)**



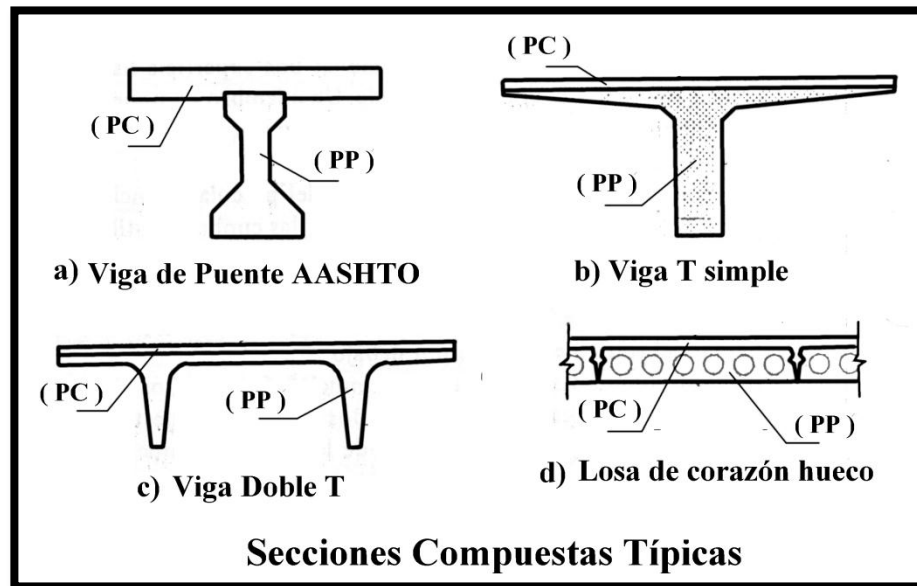
(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 517)

Además, se tienen las “ vigas compuestas “, cuyo término 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.

La construcción compuesta puede adoptar muchas formas:

Figura 2.14.

Construcción Compuesta. Secciones Transversales



Las siglas (PC) corresponde a la parte colada in situ y (PP) es la parte precolada.

A menudo, el elemento precolado es una losa pretensada o una viga simple o doble T, en tales casos, se emplea una losa relativamente delgada de remate, a menudo sin refuerzo, aunque a veces reforzada con malla de alambre.

La losa colada in situ cumple los requisitos funcionales de proporcionar superficies lisas y útiles, además de rigidizar y reforzar a la unidad precolada.

Con frecuencia se utiliza una viga I precolada pretensada con una losa de concreto reforzado colada in situ, para formar un miembro compuesto con sección T.

La construcción compuesta ofrece las ventajas del precolado, incluyendo la prefabricación en planta de secciones estandarizadas, las cimbras reutilizables, el tensado de cables en línea larga, y un excelente control de calidad.

La figura (a), representa las secciones I estandarizadas por la A.A.S.H.T.O., siendo ampliamente utilizadas en puentes carreteros de claros cortos a medianos. La viga I asimétrica se emplea en combinación con una losa de rodamiento colada in situ,

creando una viga nervada T, con el centroide de la sección compuesta cercano al lado inferior de la losa colada.

La grafica (b), esquematiza una viga de sección T, empleada en losas de cubierta y sistemas de entrepiso de medianos y grandes claros, tales como estacionamientos vehiculares, por ejemplo. Con el aumento del uso del presfuerzo parcial, el cual evita la necesidad de patines inferiores grandes para resistir las grandes fuerzas pretensoras iniciales, se ha encontrado que tales secciones transversales son adecuadas para todos los tipos de miembros, inclusive puentes.

La viga doble T, del inciso (c), es típica en la producción de numerosas plantas de precolado. Tales vigas se usan ampliamente en claros cortos y medianos, mayormente en pisos y cubiertas de edificios, y a menudo se diseñan para acción compuesta con una losa de acabado de 2 pulgadas. Aduciéndose los mismos comentarios para las losas precoladas de corazón hueco, inciso (d).

El prerequisite esencial para la acción compuesta 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 las dos partes. Una considerable resistencia al deslizamiento es proporcionada por la adhesión y fricción naturales entre el concreto colado y el precolado. En muchos casos, se deja rugosa la superficie superior del elemento precolado, raspándola, para aumentar la transferencia de cortante por fricción y trabazón mecánica.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 287)

2.1.7.1.2. Eficiencia a la Flexión de la Sección.-

Al considerar que el presente trabajo se refiere al diseño de un puente pasarela peatonal, y que por lo general estas estructuras se componen de una viga, es que se enuncian algunas de las particularidades, de las más representativas.

El proceso global de diseño de una viga requiere la consideración de numerosos factores, tales como tipo de construcción, materiales, cargas y condiciones ambientales. Sin embargo, en muchos casos, esta labor se reduce a la selección de una

viga de forma o perfil y tamaño particulares, tales que los esfuerzos reales en la viga no excedan los esfuerzos permisibles.

Además de considerar los esfuerzos por flexión, un diseño completo requiere también que los esfuerzos cortantes se mantengan por debajo de los valores permisibles, y que se consideren los efectos de pandeo (particularidad de las columnas) y la concentración de esfuerzos.

La formula de la flexión proporciona resultados exactos únicamente en las regiones de la viga donde la distribución de esfuerzos no se interrumpe por irregularidades en la forma de la viga o por discontinuidades de carga. Tales irregularidades pueden producir esfuerzos locales, llamados “ concentraciones de esfuerzos “, que son mucho mayores que los esfuerzos obtenidos a partir de la fórmula de la flexión.

(Ref. “ Mecánica de Materiales “; J. Gere – S. Timoshenko; pag. 231)

Con el fin de seleccionar una viga es conveniente determinar el módulo de sección requerido (S) dividiendo el momento flexionante máximo entre el esfuerzo permisible en el material. Así:

$$S = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{perm}}$$

En esta ecuación (σ_{perm}) es el esfuerzo normal máximo permisible, el cual se basa en las propiedades del material y la magnitud del factor de seguridad deseado. Para asegurar que no se rebasen los esfuerzos permisibles, la viga seleccionada debe tener un área de sección transversal que presente un módulo de sección al menos tan grande como el obtenido de la anterior ecuación. Por supuesto, para minimizar el peso de una viga y con ello ahorrar material, es práctica común seleccionar una viga que tenga no sólo el módulo de sección requerido, sino también la menor área transversal.

Comparando ahora varios perfiles de sección transversal con respecto de su eficiencia en flexión.

Considerando primero una sección rectangular, su módulo de sección (S) es:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad ; \quad y = \frac{h}{2}$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{(b * h^3)/12}{h/2} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{A * h}{6} = 0,167 * A * h$$

Donde (A) denota el área de la sección transversal. Esta ecuación establece que una sección transversal rectangular de área dada, se vuelve más eficaz según se incrementa el peralte (h). Sin embargo, este incremento tiene un límite, ya que la viga se vuelve lateralmente inestable cuando la relación de la altura (peralte) al ancho es muy grande. Así, una viga de sección transversal muy reducida puede fallar al pandeo lateral más que a la resistencia escasa del material.

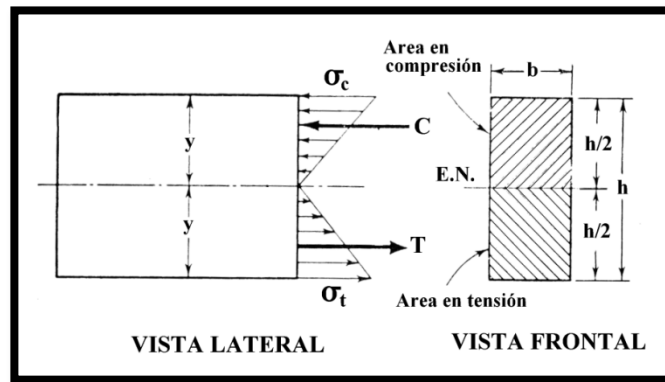
De lo anterior se concluye que, para un diseño económico el material de la viga debe localizarse tan lejos del eje neutro como sea posible. El caso más favorable para un área de sección transversal dada (A) y un peralte (h) sería distribuir cada mitad del área a una distancia (h/2) del eje neutro.

Este límite ideal puede aproximarse en la práctica con el empleo de una sección de patín ancho o una sección I, con la mayor parte del material en los patines.

La comparación muestra que una sección de patín ancho es más eficaz que una sección rectangular de la misma área y el mismo peralte. La razón es que una viga rectangular mucho del material se localiza cerca del eje neutro donde los esfuerzos son pequeños, según se observa al diagramar los esfuerzos en una sección flexionada:

Figura 2.15.

Representación Gráfica de los Esfuerzos y Fuerzas Resultantes de la Flexión



Por lo contrario, en una viga de patín ancho, la mayor parte del material está en los patines a la mayor distancia del eje neutro (E.N.). Además, una viga de patín ancho es más ancha que una viga de sección rectangular del mismo peralte y módulo de sección. Por supuesto, si el alma de una viga de patín ancho se hace muy delgada, será susceptible de pandearse o puede sobreeforzarse en cortante.

(Ref. “ Mecánica de Materiales “; J. Gere – S. Timoshenko; pag. 236)

Una de las características exclusivas del diseño del concreto presforzado es la libertad de poder escoger las proporciones de la sección transversal y las dimensiones de la viga en forma tal de acomodarse a los requisitos especiales de la obra en cuestión.

El diseñador de acero se encuentra limitado a escoger de un número disponible de secciones transversales, por lo general simétricas.

En el caso del concreto presforzado, no solamente puede cambiarse el peralte del miembro, sino también, variarse el espesor del alma y los anchos y espesores de patines (alas), independientemente, con el objeto de lograr una viga que tenga las proporciones casi ideales para un caso dado.

Particularmente para las vigas postensadas de claros medianos y grandes, así como también para otros casos, un diseño cuidadoso de la sección transversal es una parte importante del proceso del diseño.

Miembros rectangulares se corresponden con vigas de claros cortos, en los que la carga muerta de la viga es probablemente una fracción reducida de la carga total a soportarse. Este tipo de secciones pueden proporcionar las soluciones más económicas, debido a que minimizan los costos de la cimbra. Pero para las secciones rectangulares, las dimensiones del núcleo de la sección son pequeñas, y la distancia a través de la cual puede pasar la resultante de la compresión a medida en que se aplican las cargas es limitada.

Para claros medianos y grandes, se prefieren las secciones con patín más eficientes. Para tales secciones el centroide del acero se puede mantener más abajo sin tener que sobrepasarse los límites de esfuerzo del estado descargado. El brazo del par interno existente entre las resultantes de las fuerzas de tensión y compresión bajo los estados de cargas de servicio y última es llevado a un máximo.

En la selección de una sección, a menudo el procedimiento más expedito consiste en comenzar con una sección de tanteo (valores geométricos calculados), cuyas propiedades geométricas coincidan con los valores de (S_s') el modulo de sección respecto de la fibra superior y (S_i') el módulo de sección respecto de la fibra inferior, deseados (según requerimientos de concreto presforzado). Después se modifica la sección tentativa tal como se requiera, teniéndose que satisfacer dos condiciones (S_s') y (S_i'), resulta claro que existen muchas soluciones posibles. Así:

$$S_{s_{calculado}} \geq S_s' \quad ; \quad S_{i_{calculado}} \geq S_i'$$

$$S_{s_{calc}} \geq S_s' = \frac{(1 - n) * M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{n * \sigma_{ti} - \sigma_{cf}} \Rightarrow OK$$

$$S_{i_{calc}} \geq S_i' = \frac{(1 - n) * M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{n * \sigma_{tf} - \sigma_{ci}} \Rightarrow OK$$

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 142)

No siempre es necesario o deseable satisfacer los requerimientos para (S_i') y (S_s') exactamente. En algunos casos es deseable un patín ancho para proporcionar una

superficie útil, como es el caso de los tableros de los puentes o los pisos de los edificios.

Considerando la resistencia última a la flexión de un miembro, a menudo es deseable proporcionar un patín superior espacioso en forma tal que, en caso de que la viga se sobrecargue, los esfuerzos en el concreto permanezcan bajos, y quede asegurada una falla dúctil a través de la fluencia del acero en tensión. En tales casos, el esfuerzo de compresión en la cara superior de la viga bajo la totalidad de la carga de servicio estará bien por debajo del valor admisible.

Para vigas de grandes claros con una elevada relación del peso propio a las cargas sobrepuestas, existe poco peligro de sobreesforzar el patín inferior en compresión durante la transferencia, y el patín superior puede en algunos casos eliminarse totalmente, resultando una sección T.

En la práctica, la profundidad de la viga se puede seleccionar primero, basándose en la deseada relación de claro a peralte (L/h), o en los requerimientos de alturas de entrepisos y galibos.

La relación de claro a peralte total para vigas de un solo claro típicas varían desde 16 a 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño.

Para tableros ligeramente cargados en doble, como es el caso analizado en este trabajo, o para tableros de cubierta, (L/h) puede ser tan alto como 30 hasta 40.

Para tableros de corazón hueco la relación (L/h) puede incluso sobrepasar el valor de 40 y aún tenerse un buen desempeño.

En todos los casos, la continuidad hará posibles más grandes relaciones de claro a peralte.

Una vez que el peralte de una viga ha sido escogido, es deseable tener una medida de la relativa eficiencia a la flexión de las secciones transversales comparadas. En términos generales, la relación del módulo de sección al área de concreto, (S/A_c), servirá como tal medida.

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, se podría desear maximizar simultáneamente las relaciones (S_s/A_c) y (S_i/A_c). Como ($S_s = I_T/y_s$) y ($S_i = I_T/y_i$) estas relaciones pueden escribirse como sigue:

$$\frac{S_s}{A_c} = \frac{I_c}{A_c * y_s} = \frac{r^2}{y_s}$$

$$\frac{S_i}{A_c} = \frac{I_c}{A_c * y_i} = \frac{r^2}{y_i}$$

Así, para valores dados de (y_s) y (y_i), la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro ($r = \sqrt{I_c/A_c}$), esto es, aquella sección en la cual el área de concreto (A_c) se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior del miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones, se reconocerán como las dimensiones superior e inferior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias representadas por las ecuaciones anteriores de una manera adimensional, en función de las distancias (y_s) y (y_i) a las caras superior e inferior del miembro. Con:

$$k_s = \frac{r^2}{y_i}$$

$$k_i = \frac{r^2}{y_s}$$

Estas relaciones son:

$$\frac{k_s}{y_s} = \frac{r^2}{y_s * y_i}$$

$$\frac{k_i}{y_i} = \frac{r^2}{y_s * y_i}$$

En consecuencia la expresión simple será:

$$Q = \frac{r^2}{y_s * y_i}$$

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte dado.

El factor de eficiencia (Q) puede también expresarse en términos geométricos. Tomando nota que ($h = y_s + y_i$), se obtiene:

$$Q = \left(\frac{r^2}{y_s * y_i} \right) * \left(\frac{y_s + y_i}{h} \right)$$

$$Q = \left(\frac{k_s + k_i}{h} \right)$$

Lo cual indica que el factor (Q) no es otra cosa que la relación de la profundidad del núcleo al peralte total de la sección.

Lógicamente aquellas secciones con forma de I y T con almas y patines relativamente delgados presentarán factores (Q) más altos que el de las secciones con partes más gruesas. Sin embargo, consideraciones prácticas determinan un límite superior al grado de esbeltez que puede obtenerse.

El conjunto de dimensiones de una viga deben de escogerse considerando la posibilidad del pandeo lateral del miembro cargado, si es que éste no se encuentra sujeto contra el movimiento lateral por las construcciones vecinas. Este caso se presenta particularmente durante el manejo de miembros precolados.

Los patines delgados en compresión siempre presentan el peligro del pandeo lateral local cuando son cargados.

Los patines delgados son vulnerables a romperse durante las operaciones de erección de los elementos precolados.

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los tendones del presfuerzo, el refuerzo auxiliar y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior. Aunque espesores de alma de 0,127 m. (5 pulg) o menos pueden ser satisfactorios para soportar esfuerzos de corte con cantidades

razonables de refuerzo en el alma, almas tan delgadas a menudo son difíciles de cola sin riesgo de producir vacíos o aire entrampado.

Normalmente un ancho del alma 0,152 m. (6 pulg) debe ser considerado como el mínimo práctico.

En general, las vigas I bien diseñadas tienen un factor de eficiencia a la flexión (Q) cercano a 0,5. Los factores (Q) menores a más o menos 0,45 indican una sección muy pesada en tanto que los valores mayores a 0,55 indican secciones excesivamente esbeltas siendo cuestionable su ejecución en la práctica.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 163)

2.2. Sistemas Constructivos.-

2.2.1. Falso Puente.-

Aplicable a todo tipo de estructuras. Consiste en un entramado de madera o metálico que se eleva desde el nivel del terreno, o cauce del río, hasta el nivel inferior de la superestructura, sirviendo de apoyo al encofrado del concreto o a los elementos metálicos que formen la superestructura. Alternativamente en caso de rasantes bajas, el entramado puede substituirse con un relleno.

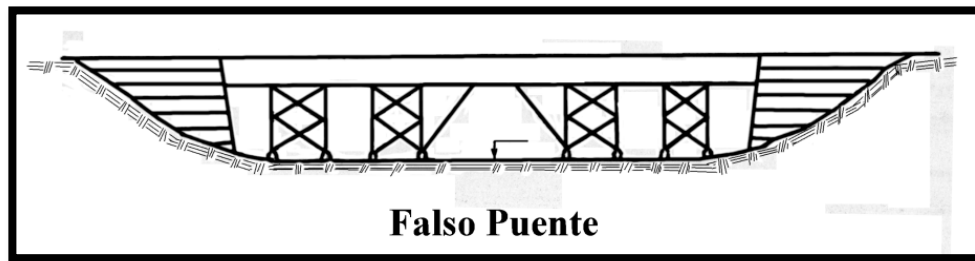
El falso puente debe permitir, cuando sea posible, el paso del agua durante la época de construcción, para lo cual deben proveerse los apoyos adecuados.

El falso puente deberá ser diseñado para proporcionar la rigidez y la resistencia suficiente, para producir en la estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos.

La carga de diseño del falso puente será la suma de cargas verticales muertas y sobrecargas y la carga horizontal prevista, considerando los pesos del material de construcción por soportar, el peso del propio falso puente, los equipos a emplear y la secuencia de construcción.

Figura 2.16.

Esquema de un Puente Falso



(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 91)

2.2.2. Erección de vigas Prefabricadas.-

Consiste en la colocación sobre sus apoyos de vigas completas, con el empleo de una grúa. La posibilidad de ubicación de la grúa, su potencia y longitud de brazo, limitan ordinariamente la longitud de la viga por colocar a longitudes de no más de 40 m y a pesos de no más de 60 toneladas.

El método es rápido, hasta diez vigas diarias, y regularmente no interfieren con la vía inferior, lo cual lo hace un método especialmente adaptable al caso de puentes con vías en uso.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 91)

2.2.3. Construcción por Voladizos Sucesivos.-

Se construye a partir de las pilas y con ayuda de entramados o carros metálicos móviles relativamente pequeños (travelers), dovelas in situ, o prefabricadas comprimidas por cables postesados anclados en sus extremos. Las dovelas devienen autoportantes y el carro avanza para la construcción de la siguiente dovela y así sucesivamente. Los dobles voladizos que resultan se unen por un tramo suspendido ó por una dovela central en el caso de continuidad.

(Ref . “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta O.; pag. 95)

El método consiste en la construcción en etapas, de un voladizo que cubre hasta cerca de la mitad de la luz del tramo.

La construcción se hace partiendo de un pilar, anclando el voladizo en un tramo previamente construido por otro método, o partiendo de un pilar y realizando la construcción en forma balanceada hacia cada uno de los tramos adyacentes. En este último caso el pilar deberá absorber los desbalances que pudieran presentarse.

En puentes con vigas preesforzadas, cada etapa del voladizo, prefabricada o llenada en el sitio, es sostenida en su posición mediante tendones postensados que terminan en la tapa en construcción y que se inician en el tramo de anclaje o en la dovela que le sirve de balance. Este método ha sido usado para cubrir luces de hasta 300 metros.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 93)

2.2.4. Método de Tramo por Tramo.-

Se utiliza una grúa de gran capacidad, que coloca los segmentos prefabricados sobre una celosía apoyada en las pilas, luego se disponen los cables y se los tensiona. El procedimiento se aplica igual para segmentos más livianos de viaductos, puentes urbanos y puentes sobre ríos.

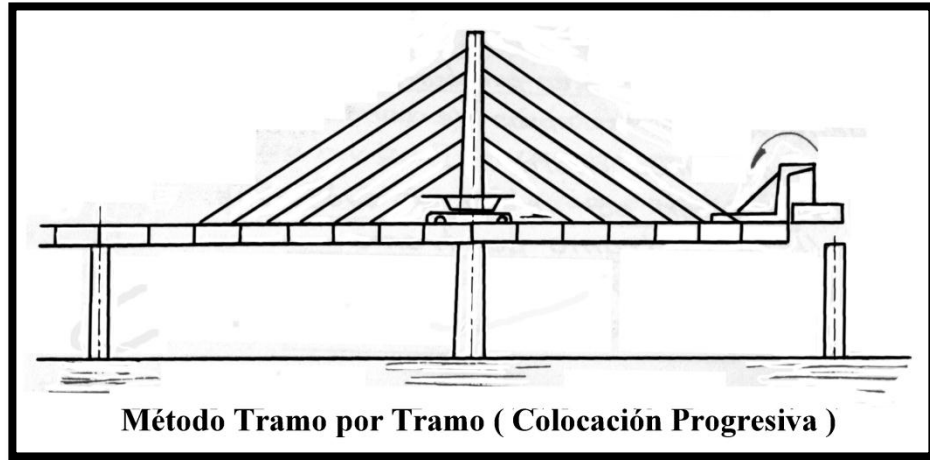
Los tendones pueden ser exteriores o interiores a la sección del hormigón.

Este procedimiento puede ser empleado tanto para tramos simples como para continuos.

La colocación progresiva en una dirección, es una variante del método tramo por tramo. Los segmentos se transportan a la punta del voladizo donde una grúa los coloca en posición. A medida que crece el voladizo se instalan cables inclinados temporales apoyados en un mástil también temporal. Si es necesario se utilizan pilas provisionales.

Figura 2.17.

Esquema del Sistema Constructivo Tramo por Tramo (Colocación Progresiva)



(Ref . “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta O.; pag. 95)

2.2.5. Procedimiento de Lanzamiento Incrementado.-

Los segmentos hormigonados in situ contra una unidad previa situada detrás de los estribos, son postesados y luego empujados para permitir el moldeo de una nueva unidad.

El empuje se realiza sobre planchas de neopreno compuesto, cubiertos de teflón que se deslizan sobre bloques de hormigón prefabricados cubiertos de hojas de acero-cromo-niquel.

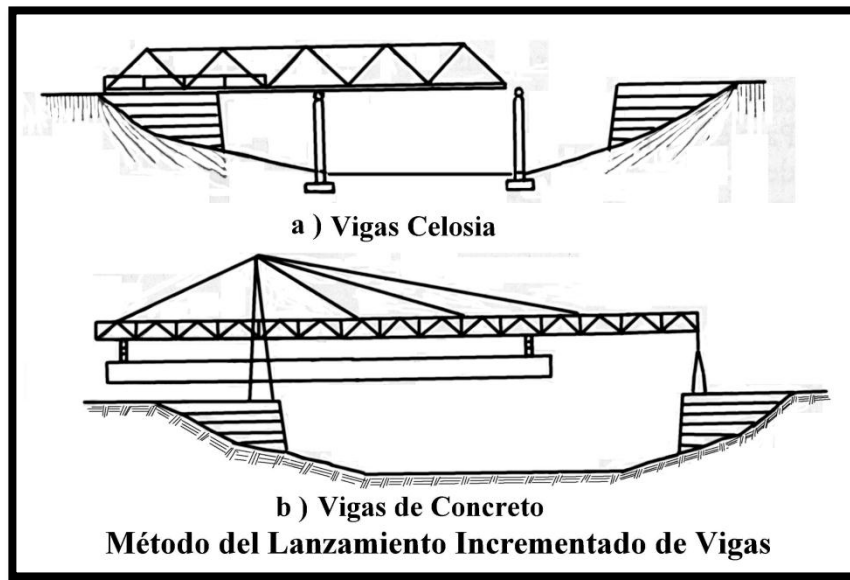
Para reducir los momentos negativos de lanzado se usa una nariz metálica.

La traslación de la superestructura se realiza por un sistema de gatos hidráulicos que levantan unos milímetros y empujan la longitud de un segmento de entre 10 a 30 metros.

(Ref . “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta O.; pag. 95)

Figura 2.18.

Esquema del Sistema Constructivo del Lanzamiento Incrementado de Vigas



En el inciso (a), el lanzamiento de vigas simplemente apoyadas con la ayuda de apoyos intermedios se explica; dado que el voladizo de la viga en lanzamiento debe estar contrapesado por el tramo de anclaje, su longitud no deberá pasar del 0,4142 de la longitud total del tramo por lanzar si su peso es uniforme por metro lineal, 0,5 de esta longitud, si en el tramo de anclaje se construye la losa del tablero, asumiendo como es usual que el peso de la losa es igual al de la estructura.

Para el lanzamiento debe colocarse la estructura sobre apoyos de deslizamiento, con el más bajo coeficiente de fricción, en la margen de lanzamiento y sobre el apoyo provisional en el cauce. Los apoyos deberán estar provistos de guías para el control del movimiento horizontal de la estructura. Deberá estudiarse las deflexiones de la estructura durante el lanzamiento y colocar los apoyos, de acuerdo a estas deflexiones, para que el extremo de lanzamiento de la estructura llegue finalmente a descansar sobre sus apoyos definitivos.

En el inciso (b), en el lanzamiento de vigas simplemente apoyadas sobre ó bajo vigas metálicas, el procedimiento es similar a las vigas metálicas. Las vigas son prefabricadas en una margen y son lanzadas apoyadas en sus dos extremos, uno en

tierra y otro en la viga metálica previamente colocada entre los dos apoyos finales. La viga metálica se moverá lateralmente dentro del tramo, hasta completar la colocación de las vigas de concreto correspondientes al tramo.

2.3. Tipología Elegida.-

En consideración a lo expuesto, por las propiedades y ventajas estructurales que presenta, además de ser un elemento estructural que puede proveerse y adaptarse adecuadamente al medio previsto y descrito, en el inicio.

Se estima factible emplear una viga de hormigón presforzado, de sección transversal doble T, aspecto que provee en cierta medida una superficie de uso, para la pasarela peatonal, aceptable en cuanto a funcionalidad. Además de proporcionar, entre las almas de la sección, el resguardo para instalaciones eléctricas etc., ya que la pasarela es anexa a la rotonda “ Oscar Alfaro “, cuyas dimensiones y características se asemejan a una plazoleta.

CAPÍTULO III
CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DE DISEÑO
GENERALES DEL HORMIGÓN
PRETENSADO

3.1. Criterio de Diseño; Códigos y Especificaciones.-

Cabe mencionar que el presente trabajo se lo realizó en base a códigos y normativas americanas (E.E.U.U.). Ya que en nuestro medio no existen los estudios y especificaciones respectivas que rijan y se correspondan con el diseño y consiguiente proceso constructivo.

Debido a que en el proceso de cálculo se utilizan formulas empíricas es que se requiere el uso del sistema de unidades U.S. cuyas unidades básicas son la libra, el pie y el segundo (fuerza, longitud y tiempo), de la expresión “ U.S. Customary System “ (U.S.C.S.), las unidades inglesas de uso común en Estados Unidos de América, o Sistema Ingles o Sistema Británico. Este sistema también es denominado “ sistema gravitacional “, ya que la unidad de fuerza (libra), en este sistema se define como el peso de cierta masa estándar, y el peso depende de la atracción gravitacional y varía con el lugar.

Además se emplea el sistema métrico (S.I.), que es la abreviatura oficial del Sistema Internacional de Unidades con el kilogramo, el metro y el segundo (masa, longitud y tiempo) como unidades básicas, que es el más ampliamente adoptado en el mundo. Este sistema es también llamado “ sistema absoluto ” de unidades, porque la medición de las tres cantidades fundamentales es independiente del sitio donde se hagan las mediciones.

El (S.I.) es el sistema general obligatorio adoptado legalmente en todos los países de América, excepto en Estados Unidos que también utiliza las unidades gravitacionales inglesas.

Es que se consideran ambos sistemas de unidades en el presente trabajo.

(Ref. “ Mecánica de Materiales “; J. Gere – S. Timoshenko, pag 736, “ Resistencia de Materiales “; A. Pytel – F. Singer; pag. 1)

El diseño de estructuras de concreto, se llevan dentro del contexto de códigos que determinan requisitos específicos para los materiales, para el análisis estructural, para el dimensionamiento de elementos, etc. Los Estados Unidos no tienen un código

oficial nacional que controle la construcción con concreto estructural. La responsabilidad de producir y mantener las especificaciones de diseño corresponde a varios grupos profesionales, asociaciones gremiales e institutos técnicos.

El American Concrete Institute (A.C.I.) publicó el reconocido Building Code Requirements for Reinforced Concrete que sirve como guía para el diseño y construcción con concreto reforzado. El Código (A.C.I.) no es un documento oficial por sí mismo, pero se reconoce como un planteamiento autorizado para el concreto reforzado.

Además podemos mencionar, en cierta medida, la influencia de las especificaciones para puentes (A.A.S.H.T.O.) que contienen las disposiciones relacionadas con las cargas y su distribución, y otras disposiciones, que guardan relación con el Código (A.C.I.).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 15)

Por ejemplo, aunque las cargas muertas son calculadas, las cargas vivas se especifican por lo general en códigos y especificaciones. Algunas fuentes típicas son “ American National Standards Institute “ (A.N.S.I.), La “ American Association of State Highway and Transportation Officials “ (A.A.S.H.T.O.), y para las cargas del viento están las recomendaciones del “ American Society of Civil Engineers “ (A.S.C.E.).

Así mismo, la resistencia de una estructura depende de la resistencia de los materiales. La resistencia mínima de los materiales se especifica en ciertas normas, las propiedades del concreto y sus componentes, los métodos de mezclado y vaciado, así como los de curado, para obtener la calidad requerida y los métodos de prueba figuran entre las especificaciones del “ American Concrete Institute “ (Código A.C.I.). Por referencia, se incluyen las normas del “ American Society for Testing Materials “ (A.S.T.M.) relativas a los aceros de refuerzo y de presfuerzo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 39)

Además del actualmente establecido “ Prestessed Concrete Institute “ (P.C.I.), considerado en el texto “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “ de T. Y. Lin.)

Los puentes carreteros deben cumplir con los requerimientos de cargas, diseño y construcción contenidos en las especificaciones de la (A.A.S.H.T.O.).

Los requerimientos de diseño para cruces peatonales y puentes que sirvan a otros fines pueden ser establecidos por las disposiciones del Código (A.C.I.).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 526)

3.2. Concepto del Hormigón Pretensado.-

En 1 886 el ingeniero P. H. Jackson de California patentó atar varillas de acero a piedras artificiales y a arcos de concreto. En 1 888 C. Doering en Alemania patentó el concreto reforzado con metal para conformar una losa. Pero estos intentos no tuvieron éxito debido al bajo presfuerzo producido en el acero se perdía debido a la contracción y escurrimiento plástico del concreto, que inducían al acortamiento del mismo.

En 1 908 C. Steiner de Estados Unidos sugirió la posibilidad de reajustar las barras de refuerzo después de que hubiera tenido lugar cierta contracción y escurrimiento plásticos en el concreto, con el objeto de recuperar algunas de las pérdidas.

El desarrollo moderno del concreto presforzado se le acredita a E. Freyssinet, en 1 928, quien empezó usando alambres de alta resistencia para el presforzado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag 11)

Las mejoras en el comportamiento de las estructuras de concreto mediante el presforzado fueron reconocidas inicialmente por el ingeniero francés Eugenio Freyssinet, que estudio los efectos dependientes del tiempo, la contracción y el escurrimiento plástico del concreto, impulsando la idea de inducir altos esfuerzos iniciales en el acero para presforzar miembros de concreto.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 18)

La ingeniería estructural moderna tiende a progresar hacia estructuras más económicas mediante la utilización de métodos de diseño y de materiales de mayor resistencia gradualmente mejorados.

Estos factores generan reducción en las dimensiones de las secciones transversales y una consecuente disminución del peso.

Pueden alcanzarse ahorros significativos mediante la utilización de concreto y acero de alta resistencia, junto con los actuales métodos de diseño que permiten una estimación bastante precisa de la resistencia de los elementos.

Un elemento de concreto presforzado puede definirse como aquel en el cual se introducen esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas externas aplicadas se contrarrestan hasta un grado deseado.

El concreto es básicamente un material resistente a la compresión con una resistencia a la tensión muy baja y poco confiable.

El presfuerzo aplica una precompresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tensión no aconsejables que estarían presentes de otra manera.

El agrietamiento con las cargas de servicio puede minimizarse o aun eliminarse totalmente. Las deflexiones pueden limitarse a valores aceptables; de hecho, pueden diseñarse elementos que tengan una deflexión nula bajo los efectos combinados de cargas de servicio y de fuerzas de presfuerzo.

El control de las deflexiones y de las grietas, alcanzado a través del presfuerzo, permite al ingeniero utilizar en forma efectiva y económica los aceros de alta resistencia en forma de torones, alambres o barras, de modo simultáneo con la utilización de concretos con resistencias mucho mayores a las normales. Permitiendo, como se indicó, luces mayores y formas estructurales innovadoras.

En cuanto al control de esfuerzos en el concreto mediante presfuerzo, se puede concluir que:

- El presfuerzo puede controlar e incluso eliminar los esfuerzos de tensión en el concreto para un tipo de carga especificada.
- El presfuerzo excéntrico es, por lo general, mucho más eficiente que el presfuerzo concéntrico.
- En general, la excentricidad variable es preferible a la excentricidad constante, tanto desde el punto de vista de control de esfuerzos como del de deflexiones.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter, pag 634)

En efecto, el concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en la viga la suficiente precompresión axial para que se eliminaran en el miembro cargado todos los posibles esfuerzos de tensión que obrarían en el concreto. Proveyendo condiciones de servicio mejoradas debido al control de las grietas y la deflexión.

Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, se ha visto claramente que esta concepción es innecesariamente restrictiva y en la práctica actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto limitado agrietamiento. Lo cual se consigue haciendo variar la magnitud del presfuerzo compresivo que lograría limitar el número y el ancho de las grietas, igualmente se puede lograr controlar la deflexión del miembro.

Desde el punto de vista de las condiciones de servicio, tal presforzado parcial presenta una mejoría substancial, no sólo en la construcción convencional del concreto armado, sino también en la forma original del presforzado completo, el cual, si bien eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, producía a menudo una combadura hacia arriba discutible en lo funcional y lo estético.

La deflexión de las vigas ordinarias de concreto armado está ligada directamente a los esfuerzos. Si se permitieran esfuerzos muy grandes, las deformaciones, también grandes, que ocurrirían en el concreto y en el acero, producirían inevitablemente grandes rotaciones de las secciones transversales a lo largo del miembro, las cuales se traducirían directamente a grandes deflexiones. Predeformando el acero de alta resistencia, se evitan las grandes rotaciones y deflexiones que ocurrirían en otras

condiciones. Además el miembro de concreto esencialmente libre de grietas, es más rígido para ciertas dimensiones dadas de la sección.

En conclusión, no sólo se mejora el comportamiento bajo las cargas de servicio

(carga muerta adicional al peso propio de la viga más la carga viva de servicio), sino que también se pueden usar miembros de dimensiones más reducidas y más ligeros, se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros, y se vislumbran variadas aplicaciones.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 17)

Un concepto general es aquel que refiere que el pretensar un elemento es transmitir a este, en forma artificial y permanente, antes y durante la aplicación de las acciones exteriores, “ Estados elásticos “ previos que originen resultantes convenientes a los materiales constituyentes del concreto presforzado, y a la función del elemento. Todo dentro de un marco de seguridad y economía.

En general la fuerza de pretensado (P) es una fuerza inclinada cuyo componente horizontal ($P \cdot \cos \alpha \approx P$) comprime la zona que después será traccionada por las cargas de servicio, y cuya componente vertical ($P \cdot \sin \alpha$) reduce las fuerzas de corte producidas por dichas cargas de servicio. Donde (α) es el ángulo de inclinación del tendón respecto de la horizontal.

La fuerza (P) transforma a una viga de hormigón, frágil en sí, en otra homogénea y elástica , a la que se le puede aplicar la teoría de estructuras.

(Ref. “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta; pag 12)

E. Freyssinet enunció que es necesario introducir en el hormigón fuerzas artificiales, aplicadas en forma constante, tales que bajo el efecto simultáneo de estas fuerzas, las sobrecargas y las diversas acciones, el hormigón debe permanecer sin fracturas ni fisuras. Por esto, no es el acero el que resistirá a los esfuerzos de tracción, será solo el hormigón que resista a todas las sollicitaciones, sin ser descomprimido, por el pretensado.

(Ref. “ Puentes “; H Belmonte; pag 123)

3.2.1. Analogías entre el Hormigón Armado y el Hormigón Presforzado.-

Considerando una zona urbana en donde se requiere salvar el cruce de vías de una manera práctica, funcional, estética y relativamente económica, es que del análisis de las alternativas, en un apartado anterior, se evidencia que por factores preponderantes como los referentes a los sistemas constructivos, socioeconómicos, que se adecuen al medio y el espacio propuestos, zona urbana, es que se pueden realizar las siguientes observaciones, que avalan este acápite.

En nuestro medio los dos sistemas constructivos mencionados y, con mayor énfasis el primero, son los más conocidos y con mayor vigencia, sino en todos los aspectos, sí en la mayoría.

A continuación y considerando las particularidades más relevantes, se tomarán en cuenta los criterios de utilidad, seguridad y economía inherentes entre el concreto presforzado y el reforzado.

La diferencia más notable entre los dos es el empleo de materiales de mayor resistencia para el concreto presforzado. Con el objeto de utilizar la resistencia total del acero de alta resistencia, es necesario recurrir al presforzado para preestirarlo. Al presforzar el acero y anclarlo contra el concreto de alta resistencia produce esfuerzos y deformaciones deseables que sirven para reducir o eliminar las grietas en el concreto. Así la sección completa del concreto se vuelve efectiva en el concreto presforzado, mientras que solamente la porción de la sección de arriba del eje neutro se supone que actúa en el caso del concreto reforzado.

El uso de tendones curvos ayudará a soportar algo del esfuerzo cortante en un miembro. Además, la precompresión en el concreto tiende a reducir la tensión diagonal. Así es posible emplear una sección menor en el concreto presforzado para soportar la misma magnitud de esfuerzo cortante en una viga.

El concreto de alta resistencia no se puede utilizar económicamente en la construcción de concreto reforzado. En el concreto reforzado, el utilizar concreto de

alta resistencia resultará en una sección relativamente menor necesitándose más refuerzo terminando en un diseño más costoso. Lo que se invierte en el concreto presforzado produciéndose una correlación congruente entre estos dos elementos acero y concreto de altas resistencias. Siendo necesario el concreto más resistente para resistir los altos esfuerzos de los anclajes y para dar mayor resistencia a las secciones más delgadas que frecuentemente se utilizan en el concreto presforzado.

En cuanto al criterio utilitario, el diseño de concreto presforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y aquellas que soporten cargas relativamente más pesadas, principalmente por las resistencias más elevadas de los materiales constitutivos.

Las estructuras de concreto presforzado son más esbeltas y, por consiguiente, más susceptibles a un diseño estéticamente más definido.

Bajo la carga muerta, la deflexión es reducida debido al efecto de pandeo del presfuerzo. Para la carga viva, la deflexión también es más reducida debido a la acción del concreto sin agrietar.

Los elementos presforzados son más adaptables al precolado (implica la colocación del concreto lejos de su posición final, siendo colados los miembros ya sea en una planta permanente o en un lugar cercano al sitio de emplazamiento de la estructura) debido a su peso más ligero.

En cuanto a la utilidad, el único defecto del concreto presforzado es relativa falta de peso. Aunque en la práctica se encuentran pocas veces las situaciones donde se desee peso y masa en vez de resistencia. Para estas situaciones, el concreto simple o el reforzado pueden servir igual y a un costo menor.

Según un criterio, la seguridad en una estructura depende más de su diseño y construcción que de su tipo. Un aspecto importante para muchas estructuras y durante el presforzado, tanto el acero como el concreto, está sujeto a los esfuerzos más altos que existirán en ellos durante su vida de servicio, siendo previsible que se resistan las cargas de servicio subsecuentes.

Para los métodos de diseños usuales, las estructuras presforzadas deflexionan apreciablemente antes de la ruptura proporcionando así la advertencia necesaria antes del colapso.

La propiedad de resistir las cargas de choque e impacto y las cargas repetidas de trabajo es tan buena en el concreto presforzado como en el reforzado.

La resistencia a la corrosión es mejor que en el concreto reforzado para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la usencia de grietas. Si aparecieran grietas, la corrosión puede ser más seria en el concreto presforzado.

Con respecto a la resistencia al fuego, el acero de alta resistencia es más sensible a las altas temperaturas, por lo que es recomendable proporcionar en promedio un recubrimiento mayor debido a la amplitud y curvatura de los tendones.

Es menester indicar que se requiere mayor cuidado en el diseño, construcción y erección en los elementos presforzados, debido a la mayor resistencia de los materiales, a la menor sección transversal del elemento que puede adoptar formas a criterio del proyectista.

Es posible concluir indicando que la duración de las estructuras presforzadas pueden ser mayores, aunque la construcción presforzada se establece en los años 1940.

Con respecto a la economía, es evidente, que cantidades menores de materiales, se requieren para soportar aproximadamente las mismas cargas.

También hay un ahorro significativo en los estribos, puesto que el esfuerzo cortante en el concreto presforzado se reduce por la inclinación de los tendones y la tensión diagonal se disminuye aún más con la presencia del presfuerzo.

El peso reducido del miembro ayudará para economizar en las secciones; la menor carga muerta y profundidad de los miembros resultará en un ahorro de materiales de otras porciones de la estructura.

En los miembros precolados, una reducción de peso ahorra costos de maniobras y transportes.

Aunque se ha de considerar que los materiales de resistencia mayor tendrán un costo unitario mayor.

Se requerirá de materiales auxiliares para el presfuerzo, tales como los anclajes en los extremos, conductos y lechadas. También se requerirá, en ocasiones, de una cimbra más complicada.

Además, se necesitará de más trabajo en el diseño y en la supervisión de la obra, requiriéndose mayor especialización de los operadores.

De lo anterior, se deduce que el concreto presforzado resulta más económico cuando se va a repetir el mismo proceso varias veces.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 42)

Es importante considerar que para estructuras tales como pasarelas peatonales (puentes), con tramos simplemente apoyados de luces mayores a los 20 metros, el hormigón pretensado es más económico

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag 123)

3.2.2. Comportamiento Estructural del Hormigón Presforzado.-

El hormigón pretensado se considera un material homogéneo e infisible, porque en ciertas obras en las que se ha sobrepasado la carga máxima para la que han sido diseñadas aparecen fisuras corrientemente microscópicas, las que desaparecen cuando deja de actuar la sobrecarga excesiva.

El módulo de elasticidad del concreto no es constante, porque varía con las fatigas (esfuerzos) y su duración, pero se han establecido valores aproximadamente fijos para los aceros de alta resistencia, y ecuaciones empíricas para el concreto para presforzar.

El hormigón pretensado es un material muy elástico, es decir, que recupera su posición original en cuanto dejan de actuar las cargas. Es adecuado para soportar cargas dinámicas, como es el caso de los puentes.

Además, el hormigón pretensado ofrece una gran seguridad, ya que en el momento del tesado se tiene una prueba de carga del material, porque en ese momento se lo somete a una de sus máximas sobrecargas.

El hormigón pretensado es un material que facilita la prefabricación, permitiendo la múltiple ocupación de los encofrados y reduciendo al mínimo los apuntalamientos.

Tratándose de una técnica en la cual la sección trabaja como material homogéneo, sus propiedades geométricas deberán ser evaluadas sin despreciar ninguna parte de la sección.

Para la fase de tesado, se debe verificar la sección descontando los huecos de las vainas, pero como luego se rellena con lechada de cemento para el resto de los cálculos se verifica con la sección llena. Inclusive, se puede verificar homogeneizando la sección con el acero que llena las vainas.

Una suposición aproximativa del área y del momento de inercia pueden cambiar completamente las tensiones provocando daños en la estructura.

Se realizan las siguientes suposiciones:

- Las deformaciones varían linealmente a lo alto del miembro con los cambios de la sobrecarga total.
- Antes del agrietamiento, las tensiones son proporcionales a las deformaciones.
- Después del agrietamiento, se desprecia la tracción en el hormigón.

(Ref. “ Puentes “, H. Belmonte; pag 123)

El presforzado del concreto, implica la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal de que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían.

La práctica actual de diseño permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado. Y desde el punto de vista de las cargas de servicio, el presforzado parcial presenta una mejoría substancial en la construcción

presforzada, en el cual, si bien se eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, se producía a menudo una combadura hacia arriba.

Existen tres maneras alternas e interrelacionadas de observar el presfuerzo del concreto.

3.2.2.1. Efectos del Presfuerzo.-

Podemos considerar por lo menos tres maneras de percibir el presfuerzo del concreto:

- Como un método para lograr el control de los esfuerzos en el concreto mediante el cual el concreto se precomprime de modo que la tensión producida normalmente por las cargas aplicadas se reduce o se elimina.
- Como un medio de introducir cargas equivalentes en un elemento de concreto, de forma que los efectos de las cargas aplicadas se contrarresten hasta el grado deseado.
- Como una variación especial del concreto reforzado en la cual se utiliza acero predeformado de alta resistencia, por lo general en combinación con concreto de alta resistencia.

Cada uno de estos puntos de vista es útil en el análisis y diseño de estructuras de concreto presforzado

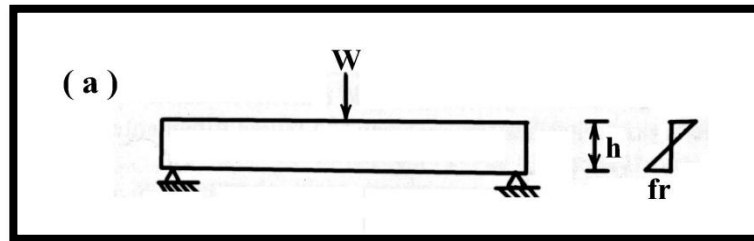
3.2.2.1.1. Control de Esfuerzos en el Concreto mediante Presfuerzo.-

Figura (a). Considérese primero la viga simple de concreto sin refuerzo, esta soporta una carga concentrada en el centro de la luz (el peso propio es despreciable). A medida que se aplica la carga (W) se producen esfuerzos longitudinales de flexión. Si el concreto se somete a esfuerzos sólo dentro de su intervalo elástico, la distribución de esfuerzos de flexión en el centro de la luz será lineal.

Figura 3.1.(a)

Control de Esfuerzos en el Concreto mediante el Presfuerzo

Viga de Concreto Simple



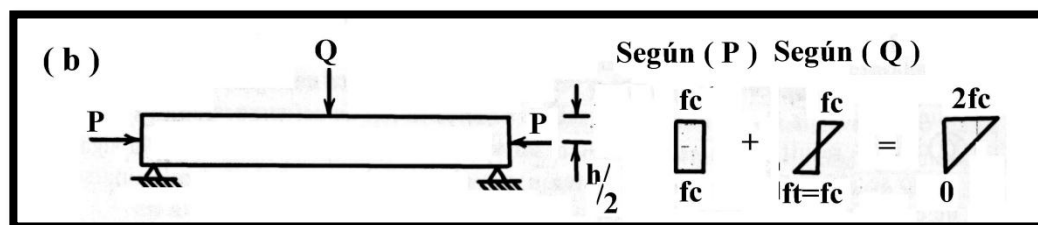
Con una carga relativamente baja, el esfuerzo de tensión en el concreto en la parte inferior de la viga alcanzará la resistencia a tensión del concreto (f_r), y se formará una grieta. Puesto que no se suministra ninguna restricción con respecto a la propagación hacia arriba de la grieta, la viga presentará colapso sin un incremento adicional de la carga.

Figura (b). Ahora se tiene una viga idéntica a la anterior, en la cual se introduce una fuerza axial longitudinal (P) antes de la aplicación de la carga vertical (Q).

Figura 3.2.(b)

Control de Esfuerzos en el Concreto mediante el Presfuerzo

Viga Presforzada Axialmente



La fuerza de presfuerzo longitudinal (P), producirá una compresión axial uniforme ($f_c = P/A_c$), donde (A_c) es el área de la sección transversal del concreto. La fuerza puede ajustarse en magnitud de manera que, al aplicar la carga transversal (Q), la supersposición de los esfuerzos que generan (P) y (Q) produzca un esfuerzo de tensión nulo en la parte inferior de la viga, como se ilustra.

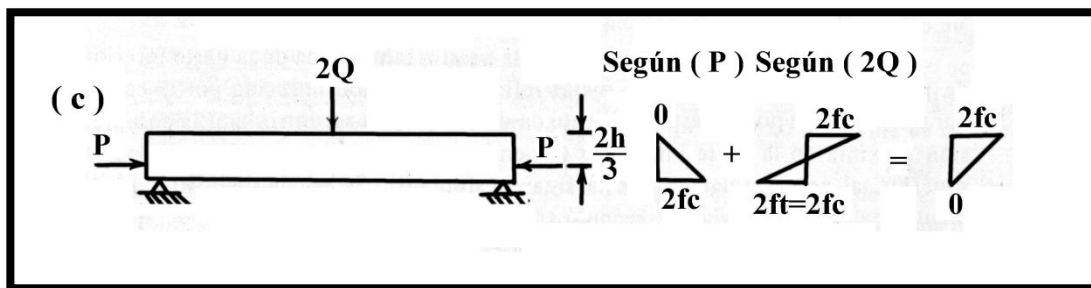
Los esfuerzos de tensión en el concreto pueden eliminarse de esta manera o reducirse hasta una magnitud especificada.

Figura (c). Sería más lógico aplicar la fuerza de presfuerzo (P) en la parte inferior de la viga, para compensar en forma más efectiva la tensión inducida por la fuerza vertical (Q). Para lograr esto, se hace uso del concepto “ núcleo de la sección “, que para una viga de sección transversal rectangular, el punto de aplicación de la fuerza de presfuerzo (P) debe ubicarse en un punto distante de la cara inferior de $1/3$ de la altura de la sección ($h/3$).

Figura 3.3.(c)

Control de Esfuerzos en el Concreto mediante el Presfuerzo

Viga Presforzada Excéntricamente



La fuerza (P), con el mismo valor que antes, pero aplicada con una excentricidad (e) de ($e=h/6$) con respecto al centroide del concreto, producirá una distribución de esfuerzos longitudinales de compresión que varía linealmente de cero en la superficie superior a un máximo de ($2fc$), o sea, ($2fc= P/6Ac + P*e*y_i/I_c$) en la parte inferior de la viga, donde (fc) es el esfuerzo en el concreto en el centroide del concreto, (y_i) es la distancia desde el centroide del concreto hasta la parte inferior de la viga, e (I_c) es el momento de inercia de la sección transversal.

El esfuerzo en la parte inferior será exactamente igual al doble del valor producido anteriormente por el presfuerzo axial.

En consecuencia, la carga transversal (Q) ahora puede ser el doble en magnitud que antes, o sea ($2Q$), sin producir aún esfuerzos de tensión.

De hecho, la distribución final de esfuerzos, ($2fc$), que resulta de la superposición de la carga vertical ($2Q$) y de la fuerza de presfuerzo (P) es idéntica a la obtenida en la figura anterior, con la misma fuerza de presfuerzo (P), aunque ahora la carga vertical es el doble en magnitud, o sea, ($2Q$).

La ventaja del presfuerzo excéntrico es obvia.

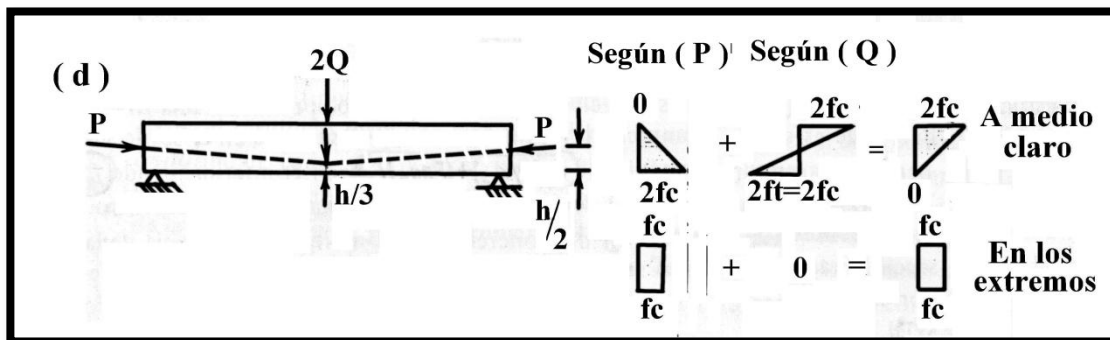
Figura (d). Puede lograrse un mejoramiento significativo utilizando un tendón de presfuerzo con excentricidad variable con respecto al centroide del concreto. La carga ($2Q$) produce un momento flector que varía linealmente a lo largo de la luz, de cero en los apoyos a un máximo en el centro de la luz.

Intuitivamente se esperaría que la mejor distribución del presfuerzo es la que produce un contramomento que actúe en el sentido opuesto al momento inducido por la carga y que varíe de la misma manera. Esto se logra si se da al tendón una excentricidad que varíe linealmente, desde cero en los apoyos hasta un máximo en el centro de la luz, como aparece en la figura:

Figura 3.4.(d)

Control de Esfuerzos en el Concreto mediante el Presfuerzo

Viga Presforzada con Excentricidad Variable



Los esfuerzos en el centro de la luz son los mismos de la figura (c), para la viga con y sin carga de ($2Q$). En los apoyos, donde solamente actúa la fuerza de presfuerzo con una excentricidad nula, se obtiene un esfuerzo de compresión uniforme (fc), como se indica.

Figura (e). Para cada distribución característica de carga, existe el mejor perfil del tendón que produce un diagrama de momentos de presfuerzo que corresponde al de la carga aplicada.

Si el contramomento de presfuerzo se hace exactamente igual y opuesto al producido por la carga, el resultado es una viga que se somete sólo a un esfuerzo de compresión axial uniforme en el concreto a todo lo largo de la luz.

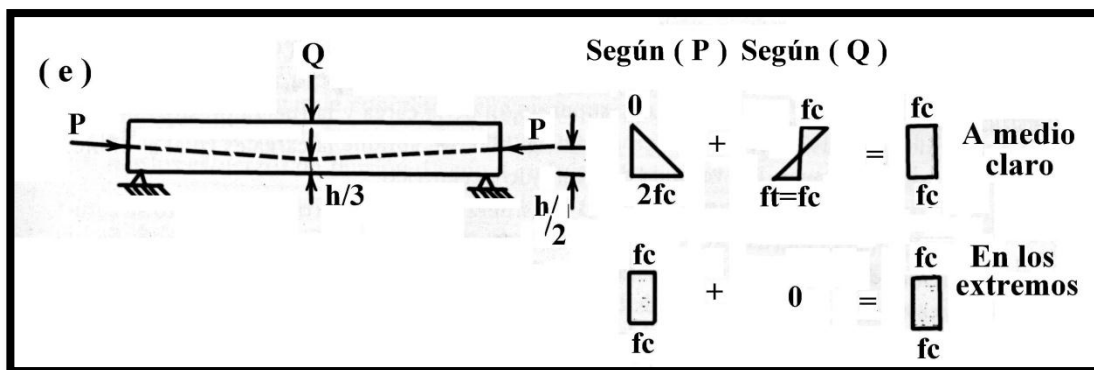
Esta viga estaría totalmente libre de grietas por flexión y, en teoría, no se deflectaría hacia arriba ni hacia abajo ante la aplicación de la carga particular, en comparación con la posición cuando se vació en un principio.

Este resultado se obtendría, por ejemplo, para una carga $(\frac{1}{2} * 2Q = Q)$ como se muestra en la figura (e). A esta condición se reconoce como la etapa de carga balanceada.

Figura 3.5.(e)

Control de Esfuerzos en el Concreto mediante el Presfuerzo

Etapas de Carga Balanceada para Viga con Excentricidad Variable



Con lo anterior, el presforzado del concreto permite reducir o eliminar los esfuerzos de tensión diagonal en una viga, la tensión tangencial en los recipientes, los esfuerzos de tensión debidos a la carga o contracción que obran en los pavimentos, o la tensión que obra por el cargado excéntrico de las columnas, etc.

Se concluye, después del anterior análisis, lo siguiente:

- El presfuerzo puede controlar e incluso eliminar los esfuerzos de tensión en el concreto para un tipo de carga especificada.
- El presfuerzo excéntrico es, por lo general, mucho más eficiente que el presfuerzo concéntrico.
- En general, la excentricidad variable es más conveniente, desde el punto de vista del control de esfuerzos y las deflexiones.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag.635)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 22)

3.2.2.1.2. Cargas Equivalentes.-

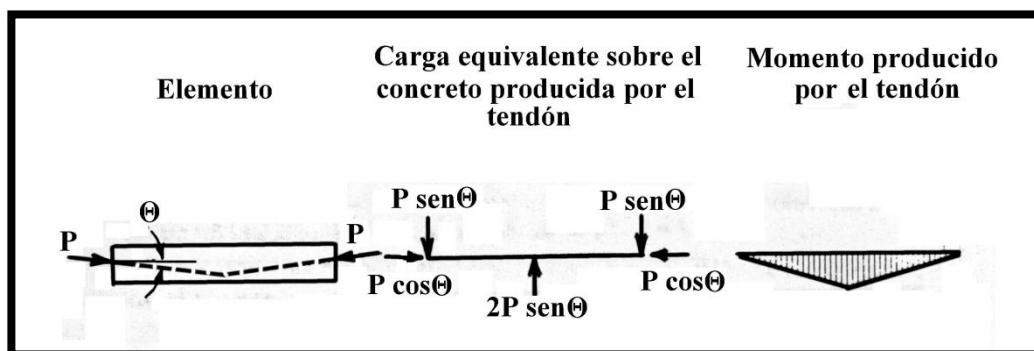
El efecto de un cambio en el alineamiento vertical de un tendón de presfuerzo consiste en producir una fuerza vertical en la viga de concreto. Esta fuerza, junto con la fuerza de presfuerzo que actúa en los extremos de la viga a través de los anclajes del tendón, puede observarse como un sistema de cargas externas.

La figura siguiente, presenta un tendón que aplica una fuerza (P) en el centroide de la sección del concreto, en los extremos de una viga y que tiene una pendiente uniforme con un ángulo (θ) entre los extremos y el centro de la luz, introduce una fuerza transversal ($2P \sin\theta$) en el punto de cambio de la pendiente en el centro de la luz.

En los anclajes, la componente vertical de la fuerza de presfuerzo es ($P \sin\theta$) y la componente horizontal es ($P \cos\theta$). La componente horizontal es casi igual a (P) puesto que los ángulos de las pendientes usualmente son muy pequeños.

Figura 3.6.

Cargas y Momentos Equivalentes Producidos por Tendones Presforzados

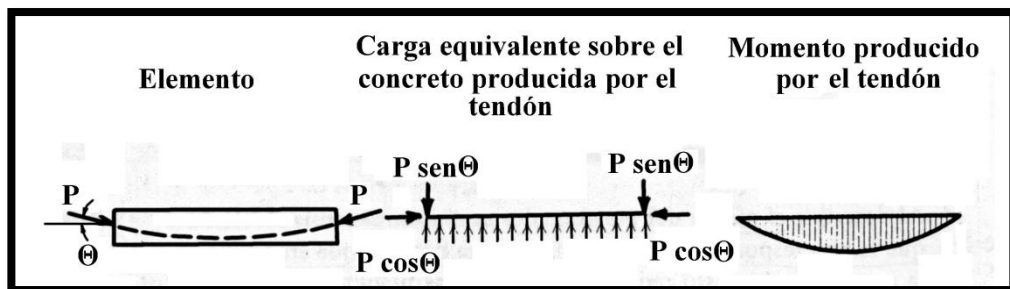


El diagrama de momento resultante tiene la misma forma que el de cualquier luz sencilla cargada en el centro.

En la figura subsiguiente:

Figura 3.7.

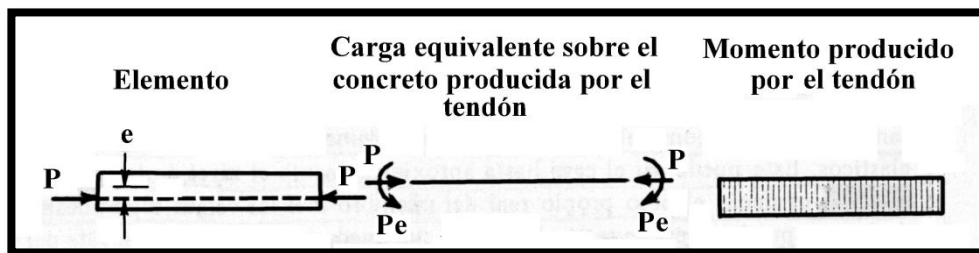
Cargas y Momentos Equivalentes Producidos por Tendones Presforzados



Muestra una viga con un tendón curvo, y está sujeta a la acción de una carga vertical (transversal) distribuida desde el tendón, así como a las fuerzas (P) de cada extremo. La distribución exacta de la carga depende del perfil del tendón. Por ejemplo, un tendón con un perfil parabólico, producirá una carga uniformemente distribuida. En este caso, el diagrama de momentos será parabólico, al igual que para una viga de luz sencilla con carga uniforme.

El esquema subsiguiente muestra un tendón recto con una excentricidad constante:

Figura 3.8.

Cargas y Momentos Equivalentes Producidos por Tendones Presforzados

No se presentan fuerzas verticales en el concreto pero la viga se somete a un momento ($P \cdot e$) en cada extremo, al igual que a la fuerza axial (P) en los extremos. Obteniendo un diagrama de momentos constante.

Se concluye y resulta evidente, que para cualquier distribución de cargas aplicadas, se puede seleccionar un perfil del tendón de manera que las cargas equivalentes que actúan sobre la viga a causa del tendón sean exactamente iguales y opuestas a las cargas aplicadas.

El resultado sería un estado de esfuerzos de compresión puro en el concreto. Una ventaja del concepto de carga equivalente consiste que en el diseño se puede seleccionar lo que probablemente es el mejor perfil del tendón para una distribución particular de cargas.

3.3. Métodos 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: el pretensado o el 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, este se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por los gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

En el caso de los miembros de concreto postensado presforzado, los tendones se esfuerzan “ después “ de que ha endurecido el concreto y de que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 30)

Existen dos grandes procedimientos para transmitir la fuerza de pretensado, según el cable sea estirado antes o después de que el hormigón esté endurecido. Esto procedimientos se denominan pretensado y postensado respectivamente.

3.3.1. Pretensado.-

El término “ pretensado “ o “ pretesado “, se emplea para describir cualquier método de presfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. Es evidente que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o contrafuertes, o plataformas de esfuerzo en donde son tensados. Los tendones, por lo general, transmiten el presfuerzo al concreto por adherencia cerca de los extremos. La efectividad de tal transmisión de esfuerzos está limitada a alambres y cables de diámetro pequeño.

Los tendones no anclados en sus extremos son necesariamente tendones adheridos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag 35)

En las vigas pretesadas se prefieren los cables rectos, puesto que se tesan más fácilmente entre dos cabezales.

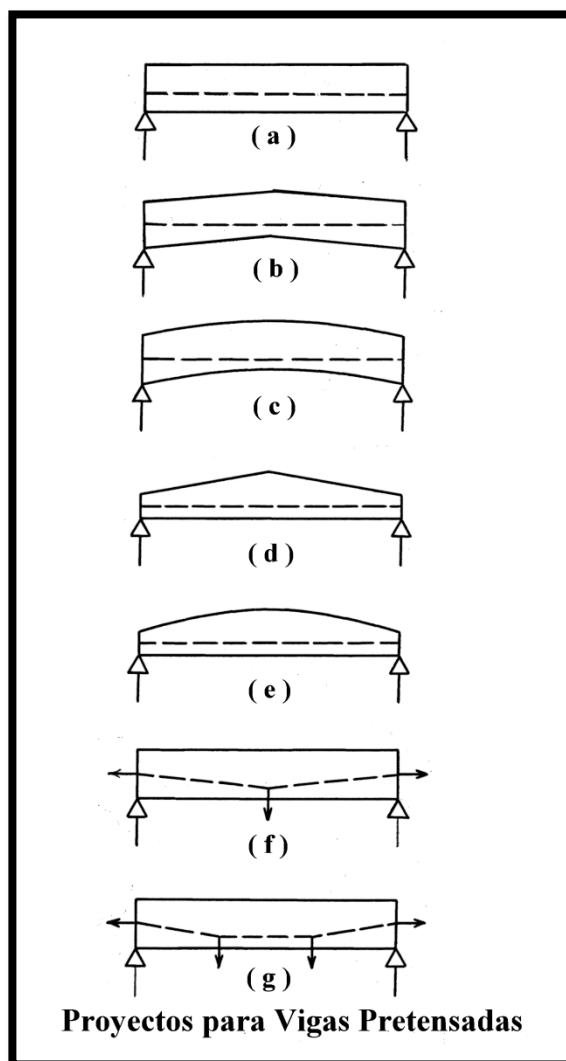
En el inciso (a) se presenta un cable recto en una viga recta de sección uniforme. Simple en lo que se refiere a forma y mano de obra, pero no se puede diseñar económicamente, debido a los dos aspectos que controlan el dimensionamiento en una viga simple; el momento máximo y las secciones extremas, criterios analizados en el apartado de “ Predimensionamiento de la viga “. Los esfuerzos flectores y cortantes entran en conflicto a lo largo de la viga. Pero al tener una disposición simple se suele usar en claros cortos.

En los incisos (b) y (c) se tiene un intradós doblado y el otro curvo respectivamente, logrando, en ambos casos, que el centro de gravedad del acero en la mitad del claro se puede deprimir tan bajo como sea posible, mientras que en los extremos se puede mantener cerca del centro de gravedad del concreto, adaptándose mejor a las condiciones de carga requerida.

Cuando es posible variar el extradós del concreto, como en los incisos (d) o (e), resulta un peralte favorable en centro-luz, y aun producir un presfuerzo casi concéntrico en las secciones extremas.

Los incisos (f) y (g), esquematizan el doblado de los tendones mediante anclas ahogadas a lo largo de las plataformas de esforzado, en las plantas de pretensado. Resultando económico si la viga debe tener una sección recta y uniforme, y si el momento por peso propio es suficientemente fuerte para garantizar tal gasto adicional de doblado.

Figura 3.9.
Proyectos para Presforzar Vigas



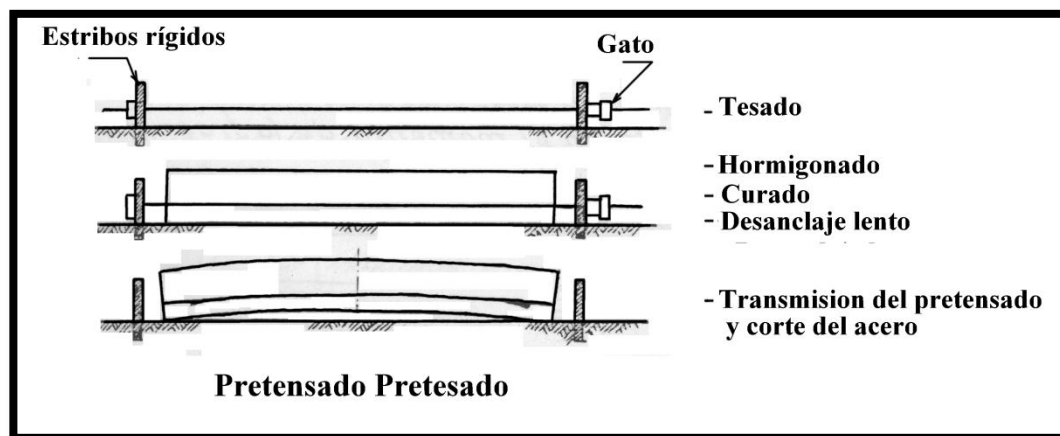
(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 298)

Antes del hormigonado, los hilos o torones de acero se estiran y anclan temporalmente contra dos estribos de un campo de tesado, o contra encofrados metálicos suficientemente rígidos, o dos muros paralelos a los encofrados. Cuando el hormigón adherido al acero, vibrado y curado adquiere la resistencia especificada, los hilos o torones se liberan lentamente de sus anclajes. Como en este caso no es posible usar cables curvos, se disminuye, en ciertos casos, el efecto de pretensado anulando la

adherencia con tubos de plástico o deflectando los cables. A continuación se esquematiza el pretesado:

Figura 3.10.

Esquema del Pretesado de una Viga



(Ref. " Hormigón Pretensado "; A. Subieta O.; pag 15)

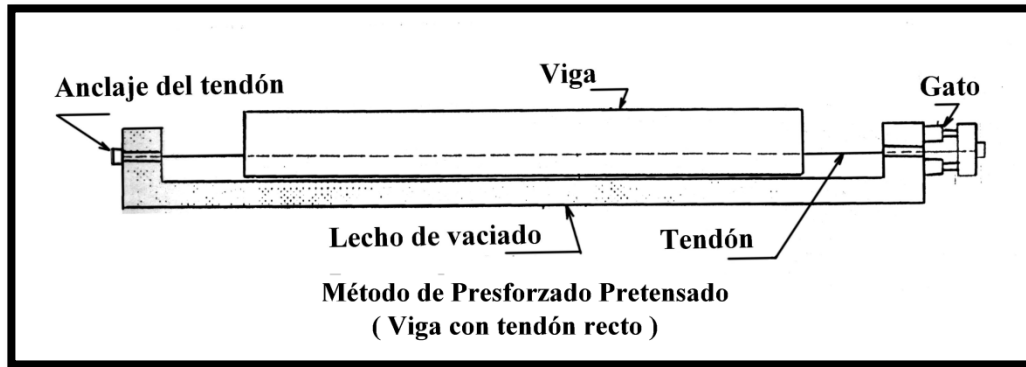
Los torones de presfuerzo se tensionan entre contrafuertes masivos en un patio de vaciado previo a la colocación del concreto dentro de las formaletas de la viga. La presión de los gatos se quita sólo cuando el concreto alcanza una resistencia suficiente. Esta operación transfiere la fuerza de presfuerzo al concreto por adherencia y fricción a lo largo de los torones, principalmente en los extremos exteriores.

Los tendones se someten a esfuerzos antes de vaciar el concreto. Este sistema es adecuado para la producción en masa, puesto que se pueden fabricar camas de vaciado de varios metros de longitud, vaciando toda la longitud de una sola vez y cortando las vigas individuales con las longitudes deseadas.

(Ref. " Diseño de Estructuras de Concreto "; A. Nilson – G. Winter)

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 lo ilustra la figura:

Figura 3.11.
Método de Pretensado. Viga con Tendón Recto



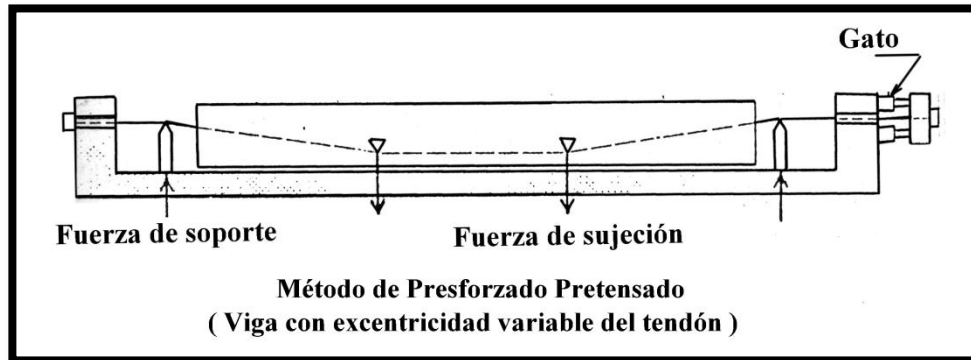
Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos.

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, que se cura 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 cortarse, 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.

Se indicó, que es ventajoso variar la excentricidad del tendón a lo largo del claro de la viga.

Cuando se hace el pretensado, puede hacerse esto, sosteniendo hacia abajo los torones en los puntos intermedios y manteniéndolos sujetos hacia arriba en los extremos del claro. Como se ilustra en la grafica:

Figura 3.12.

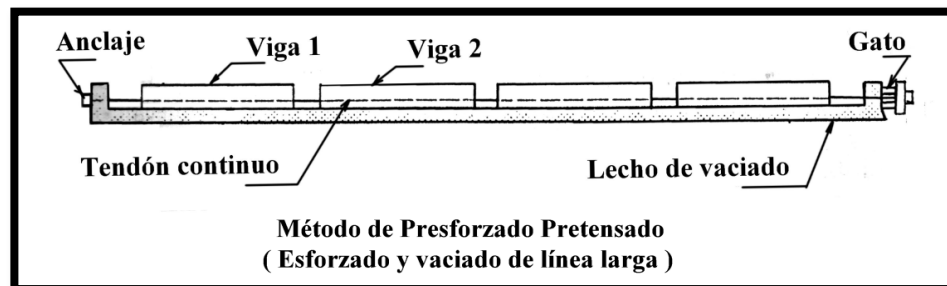
Método de Pretensado. Viga con Excentricidad Variable del Tendón

Con frecuencia se usan uno, dos o tres depresores intermedios del cable para obtener el perfil deseado. Estos dispositivos quedan embebidos en el miembro.

Para poder minimizar la pérdida de tensión por fricción, una práctica común es retirar el cable recto y luego deprimirlo hasta el perfil final utilizando gatos auxiliares.

El pretensado es bastante adecuado para la producción de vigas en masa, usando el “ método de presforzado de línea larga “, como se esquematiza a continuación:

Figura 3.13.

Método de Pretensado. Esforzado y Vaciado de Línea Larga

En la práctica actual, los apoyos de anclaje y los de aplicación de los gatos pueden estar separados hasta 180 m. los torones se tensan a toda la longitud del lecho de vaciado en una vez, después de la cual se vacían varios miembros individuales a lo largo del tendón esforzado. Cuando se alivia la fuerza de los gatos, se transfiere la fuerza de presfuerzo a cada miembro por adherencia y los torones se cortan para

quedar libres entre los miembros. Con frecuencia se emplean depresores del cable con el presforzado de línea larga.

En conclusión, el presforzado pretensado es un método económico de presforzar, porque la estandarización del diseño permite el uso de formas de acero reutilizables, así también, el presforzado de muchos miembros a la vez economiza la mano de obra. Además, se elimina el costoso herraje de anclaje de los extremos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 30)

El dimensionamiento de una viga simple de concreto presforzado está controlado por dos secciones críticas: el momento máximo y las secciones extremas.

Después de diseñar estas secciones se pueden determinar las intermedias por inspección

La sección del momento máximo está controlada por dos etapas de carga; la “ etapa inicial en la transferencia “ con un momento mínimo que actúa en la viga y la “ etapa de carga de trabajo “ con un momento máximo de diseño.

Las secciones de los extremos están controladas por el área requerida para la resistencia al esfuerzo cortante, las placas de apoyo, espaciamientos de los anclajes, y espacio para los gatos.

Para los miembros pretensados, producidos en un proceso en línea, se emplea una I uniforme, T, doble T o con núcleo, para facilitar la producción.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 297)

El hormigón pretensado se puede solucionar para vigas pretensadas por adherencia para luces de 8 a 25 m.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag 124)

3.3.2. Postensado.-

Los tendones son esforzados ó tensionados y anclados en los extremos del elemento de hormigón, después de que éste ha sido vaciado y ha adquirido la suficiente

resistencia a la compresión. Estos tendones son ubicados a través de ductos metálicos, denominados “ vainas “.

Esta técnica de tesado puede dividirse en dos tipos:

- Hormigón postensado con tendones adheridos.
- Hormigón postensado con tendones no adheridos.

Con tendones adheridos, significa que el ducto (vaina), luego del proceso del tesado, es llenado con mortero semilíquido de cemento (lechada de cemento), el mismo que al endurecerse alrededor de los tendones mejora la resistencia del elemento a la compresión, y reduce el riesgo de fisuración en el concreto y la corrosión en el acero.

Y con tendones no adheridos, implica que el ducto (vaina) es llenado con grasa o material bituminoso. De esta manera, la fuerza en el tendón es transmitida al hormigón a través de los anclajes ubicados en los extremos “ cabezales “ del elemento.

Esta técnica se utiliza comúnmente en losas de edificios o estructuras de parqueo, cuyas ventajas son su facilidad de montaje y permitir el retesado durante la vida útil del elemento estructural.

(Ref. Texto del Ing. E. Alvarez; pag. 5)

El postensado es un método de presfuerzo en el cual se tensa el tendón después de que ha endurecido el concreto; así, el presfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él inmediatamente después del presfuerzo. Este método puede aplicarse a miembros precolados o colados in situ.

Los tendones anclados en sus extremos pueden ser adheridos o no adheridos al concreto. En general, la adherencia de los tendones postensados se logra por la inyección subsecuente de la lechada; si es no adherido, el tendón deberá protegerse de la corrosión, galvanizándolo, engrasándolo, etc.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 35)

El dimensionamiento de una viga simple de concreto presforzado está controlado por dos secciones críticas: el momento máximo y las secciones extremas.

Después de diseñar estas secciones se pueden determinar las intermedias por inspección.

La sección del momento máximo está controlada por dos etapas de carga; la “ etapa inicial en la transferencia “ con un momento mínimo que actúa en la viga y la “ etapa de carga de trabajo “ con un momento máximo de diseño.

Las secciones de los extremos están controladas por el área requerida para la resistencia al esfuerzo cortante, las placas de apoyo, espaciamientos de los anclajes, y espacio para los gatos.

Una disposición común para los miembros postensados es el emplear alguna forma tal como la I o la T para la sección del momento máximo y redondearla hasta una forma rectangular simple cerca de los extremos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 297)

Para las vigas postensadas, no es necesario mantener rectos los tendones, puesto que los ligeramente doblados o curvos se pueden presar tan fácilmente como los tendones rectos.

Los cables curvados permitirán situar favorablemente el centro de gravedad del acero en el centro del claro, en los extremos de la viga y en otros puntos intermedios.

En el inciso (b), se representa un caso frecuente donde se emplean combinaciones de cables doblados o curvos, con perfiles quebrados o curvos. Cuando no se requiere un perfil recto; esto permite una curvatura menor en los cables y reducir la fricción.

Los cables doblados o curvos se combinan también con vigas de peralte variable, caso (c).

Las combinaciones de cables curvos y rectos, en algunas ocasiones resultan convenientes, inciso (d).

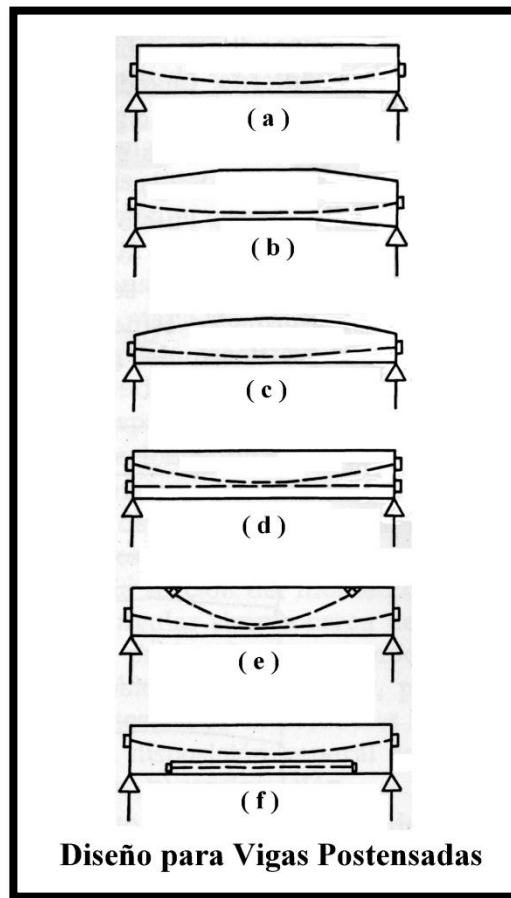
En el inciso (e), se han doblado algunos cables hacia arriba y se han anclado en el patín superior.

En el caso (f), se han colocado cables cortos en el patín inferior.

En los casos (e) y (f), los arreglos tienden a economizar algo de acero, pero no pueden justificarse, a menos que la economía sea considerable como, por ejemplo, en el caso de claros largos que soporten cargas pesadas.

Figura 3.14.

Formas de Postensado



(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 300)

En el postesado, la fuerza de pretensado se aplica estirando los cables contra el hormigón endurecido; es decir, el gato hidráulico estira al cable y al mismo tiempo comprime al hormigón, que en ese momento debe tener la resistencia especificada.

El valor de la fuerza de pretensado se controlará mediante la medición de la presión del fluido de la bomba/gato y la medida del alargamiento del acero.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables mediante cuñas.

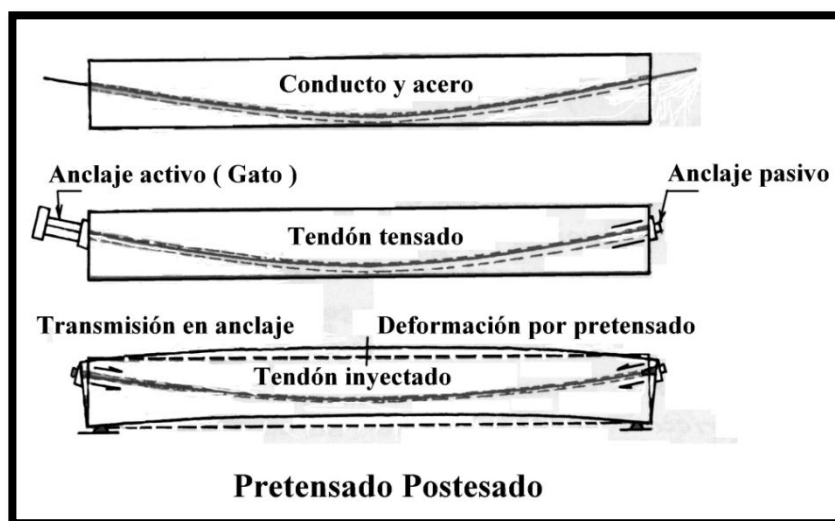
Un cable puede ser estirado de dos lados u de uno solo, en cuyo caso el extremo pasivo o muerto debe estar previamente anclado.

Finalmente los conductos o vainas, a lo largo de los cuales están los hilos, torones o barras, son llenados con mortero o lechada de cemento y un aditivo expansor, según la operación denominada “inyección” de cables. Lo que garantizará, si está bien realizada, la permanencia de la fuerza de pretensado, que el acero de los cables no se oxidará, ni se romperá por oxidación o fatiga.

Clima, equipo y personal calificado serán determinantes.

Figura 3.15.

Esquema Constructivo de Postensado

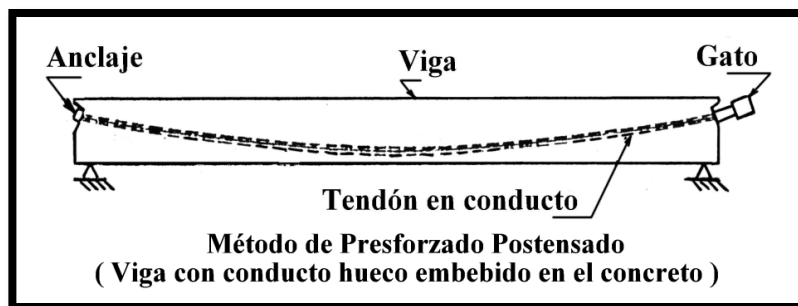


(Ref. “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta; pag. 13)

En el proceso de postensado, generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga, conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen un perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Como se ilustra en la figura:

Figura 3.16.

Método de Postensado. Viga con Conducto Hueco embebido en 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 así prevenir su desplazamiento accidental. Luego se vacía el concreto. Cuando este ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado, como se ilustra, en un extremo de la viga, se retira, luego se ancla en el extremo de aplicación del gato por medio de accesorios similares, retirando seguidamente 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.

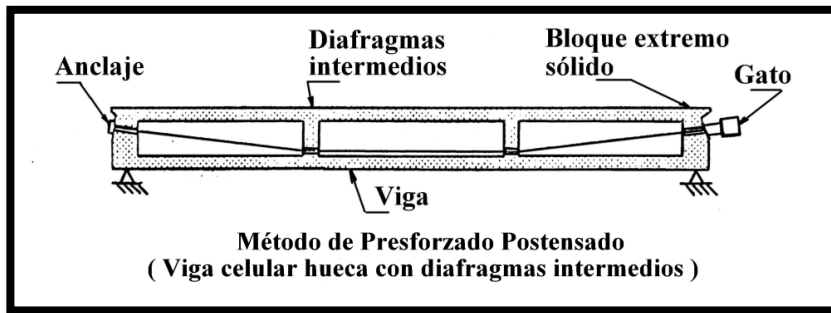
Normalmente se rellenan de mortero los conductos de los tendones después de que estos han sido esforzados. Se fuerza el mortero al interior del conducto en uno de los extremos, a alta presión, y se continúa el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando se endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del conducto, permitiendo la transmisión de fuerza. Aunque los accesorios de anclaje permanecen en su lugar para transmitir la fuerza principal de presforzado al concreto,

la aplicación del mortero mejora el comportamiento del miembro por si éste fuera sobrecargado y aumenta la resistencia máxima a la flexión.

Un método alternativo de postensado se esquematiza con una viga de concreto con bloques sólidos en sus extremos y diafragmas intermedios. Como antes, hay accesorios de anclaje, pero los tendones pasan a través de los espacios huecos que hay en el miembro. El perfil deseado del cable se mantiene pasando el acero a través de mangas ubicadas en los diafragmas intermedios. Como se grafica a continuación:

Figura 3.17.

Método de Postensado. Viga Celular Hueca con Diafragmas Intermedios



Existe gran cantidad de sistemas patentados de postensado, que incluyen sus respectivos anclajes.

Una ventaja significativa de todos los esquemas de postensado es la facilidad con la cual puede variarse la excentricidad de los tendones a lo largo del claro para proporcionar el contramomento deseado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 34)

En el postensado se suele utilizar vigas con sección de cajón hueco, y como la fuerza de los gatos se aplica por lo general contra los extremos de la viga de concreto endurecido, se elimina la necesidad de contrafuertes masivos.

Ya que se cuentan con gatos hidráulicos portátiles se puede realizar el postensado de varios tendones, cada uno conformado por varios torones individuales.

En este tipo de presfuerzo todo el sistema funciona por si mismo y no se afecta por desplazamiento relativos de los apoyos, por lo que se prescinden de contrafuertes masivos.

(Ref- “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 641)

Para vigas postesadas se prevén luces de 20 a 45 metros.

(Ref. “ Puentes “, H. Belmonte; pag 124)

3.4. Presforzado Parcial.-

El análisis del presente trabajo considera el presforzado total, ya que el proceso de diseño se sustenta en normativas y especificaciones ya establecidas.

Inicialmente el diseño de estructuras presforzadas se avocó a un “ presforzado completo “, consistente en la eliminación completa de los esfuerzos de tensión en los miembros de concreto presforzado, sujetos a cargas de servicio normales. Donde el límite del esfuerzo de tensión para las cargas de servicio es cero.

Pero con un presfuerzo total surgen algunas complicaciones:

- Vigas altamente presforzadas, en particular aquéllas en las cuales se aplicara rara vez la totalidad de la carga viva, pueden tener deflexiones hacia arriba excesivamente grandes o contraflecha (combadura grande, o deflexión negativa), que aumenta con el tiempo por el flujo plástico del concreto ante la fuerza de presfuerzo excéntrica.
- Las vigas totalmente presforzadas pueden presentar también una tendencia a un severo acortamiento longitudinal produciendo grandes fuerzas de restricción, a menos que se tomen precauciones especiales que permitan el libre movimiento en uno de los extremos de la luz. Si se permite que ocurra el acortamiento en forma libre, las pérdidas de presfuerzo por la deformación elástica (acortamiento elástico) del concreto y el flujo plástico del concreto pueden ser grandes.

Actualmente se ha hallado una solución intermedia entre el presforzado completo del concreto y el hormigón armado, que ofrece diversas ventajas, el presforzado parcial, así:

- El “ presforzado parcial “, es un sistema que permite un cierto nivel de esfuerzos de tensión por flexión en el concreto, una cantidad controlada de tensión en el concreto a la carga plena de servicio y un nivel limitado de agrietamiento con la carga de servicio total. Se considera que esta carga de servicio total se aplicara probablemente con poca frecuencia.
- Una viga parcialmente presforzada no se someterá normalmente a tensión por flexión y las grietas que se formen de manera ocasional, cuando la carga viva total esté en su sitio, se cerrarán por completo cuando se retire esta carga viva.
- Con el presfuerzo parcial se evita la contraflecha excesiva y el acortamiento axial, inconvenientes.
- En caso de que ocurra una sobrecarga, se presentará una advertencia amplia del sobreesfuerzo, con agrietamiento extensivo y altas deflexiones.
- La cantidad de acero de presfuerzo se reduce en las vigas parcialmente presforzadas, pero para alcanzar la resistencia necesaria a flexión, se requerirá refuerzo adicional a tensión, en forma de barras de refuerzo corrientes.
- Una cantidad menor de presforzado puede producir mejores características de deflexión, en las etapas de carga de interés.

De hecho, las vigas parcialmente presforzadas se definen con frecuencia como vigas en las cuales:

- Se permite el agrietamiento por flexión con la carga de servicio total.
- El refuerzo principal a tensión por flexión incluye tanto acero presforzado como reforzado.

Aunque la mayor parte de las especificaciones de diseño permiten la utilización del presforzado parcial, el Código A.C.I. no menciona el presfuerzo parcial de manera explícita.

El Código A.C.I. permite un esfuerzo de tensión por flexión de $(6\sqrt{f_c'})$ en el diseño corriente y una tensión por flexión nominal de $(12\sqrt{f_c'})$ muy por encima del módulo de rotura usual, siempre y cuando las deflexiones se calculen con métodos que tengan en cuenta el agrietamiento y se aumenten los requisitos de recubrimiento del concreto.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 655)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson, pag. 29)

3.5. Cambios en la Fuerza de Presforzado.-

La magnitud de la fuerza de presforzado en un miembro de concreto no es constante durante la vida en servicio de la estructura.

Algunos de los cambios son casi instantáneos y otros dependen del tiempo, y otros dependen de la carga superpuesta, debiéndoseles tomar en cuenta en el diseño.

Con excepción de las condiciones que prevalecen bajo sobrecarga severa, la mayor fuerza que actúa sobre la estructura, ocurre durante la operación de los gatos. La fuerza aplicada por los gatos se representará con (P_j) .

En un elemento postensado esta fuerza se aplica como una reacción directamente sobre el concreto.

Mientras que en un elemento pretesado, la fuerza del gato reacciona contra anclajes externos y no actúa sobre el concreto en absoluto.

Con respecto a las pérdidas instantáneas, en el momento de la transferencia de la fuerza de presforzado del gato a los accesorios de anclaje que sujetan al tendón, hay una reducción inmediata en la fuerza, debido a un deslizamiento de las cuñas en los anclajes. Factor que siempre se considerar en vigas postensadas. En vigas pretesadas

puede haber una pérdida de la fuerza por este deslizamiento, pero si se utiliza el método de la línea larga, resulta insignificante.

La pérdida instantánea por el acortamiento elástico del concreto, ocurre siempre en el pretensado, pero en el postensado ocurre esta pérdida sólo si hay dos o más tendones, y si éstos se tensan en secuencia.

Otro tipo de pérdida inmediata y que ocurre sólo en el postensado, es la fricción entre el acero y el conducto (vaina).

Como consecuencia de las pérdidas instantáneas, la fuerza aplicada por el gato (P_j), se reduce a un valor menor (P_i), la fuerza inicial de presforzado (pretensado inicial).

Con el paso del tiempo, se reduce aún más el esfuerzo en el acero; estos cambios son más rápidos en un principio. Las pérdidas dependientes del tiempo son la contracción (retracción) por fraguado del concreto y el escurrimiento (flujo) plástico del concreto, bajo un esfuerzo sostenido de compresión y ambas producen un acortamiento del miembro, el cual se traduce a su vez en una reducción del esfuerzo y la deformación del acero. Además, el acero experimenta un relajamiento gradual de esfuerzo a mantenerse bajo una deformación casi constante.

Debido a la suma de estas tres pérdidas de presfuerzo, la fuerza de pretensado inicial (P_i) se reduce gradualmente hasta la fuerza de pretensado efectiva o final (P_e).

La suma de todas las pérdidas, inmediatas y de las dependientes del tiempo, pueden ser del orden del 20 al 35% de la fuerza original aplicada por el gato.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson, pag. 37)

3.6. Materiales para el Hormigón Pretensado.-

En las postrimerías de este sistema constructivo se omitieron algunas propiedades de los materiales, y fue sólo hasta que Freyssinet estableció la importancia de la dependencia del tiempo de la contracción (retracción) del concreto y el

escurrimiento plástico (flujo plástico) del mismo, que se erigieron satisfactoriamente estructuras de concreto presforzado.

El concreto es normalmente de resistencia más alta que el común. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y la característica de la dependencia del tiempo se considerarán en el diseño.

El empleo de concretos ligeros o livianos, concretos de agregados ligeros con resistencias comparables a las de los materiales con densidad normal, está siendo innovador.

Las propiedades mecánicas del acero de alta resistencia, como lo demuestran las curvas “Esfuerzos – Deformación unitaria “, indican la carencia de un punto de fluencia bien definido, diferencias en la ductilidad con el acero reforzado (varillas), y otras características.

La varillas de refuerzo comunes, se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario y otros fines.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 49)

3.6.1. Concreto de Alta Resistencia.-

El término se refiere en general, a concretos con resistencia a la compresión uniaxial en el intervalo de 5 000 a 6 000 lb/pulg² hasta 12 000 lb/pulg² (350 a 421,84 Kg/cm² hasta 843,68 Kg/cm²) o más.

Estos concretos pueden fabricarse utilizando cemento, arena y piedras seleccionados y algunos aditivos como agentes reductores de agua, cenizas, etc.; además de un control de calidad esmerado.

Con lo anterior, se mejora la resistencia a la compresión y por ende otras propiedades, como el módulo de elasticidad (E_c) y la resistencia a tensión aumentan, en tanto que el coeficiente del flujo plástico (C_u) disminuye.

Los concretos de alta resistencia son más durables, con una mayor resistencia a la corrosión y a la abrasión que los concretos normales.

Este tipo de concreto se aplica comúnmente en columnas, así mismo, en puentes proporciona secciones transversales menores, reduciendo la carga muerta lo que permite cubrir mayores luces.

El mayor módulo elástico (E_c) y el menor coeficiente de flujo plástico (C_u) originan reducidas deflexiones instantáneas y a largo plazo y en puentes presforzados se logran pérdidas menores en la fuerza de pretensado.

Una baja **relación de agua-cemento** es un requisito esencial para el concreto de alta resistencia, siendo de 0,25 en peso, en contraposición con a los 0,4 a 0,6 para concretos normales.

El cemento al mezclarse con agua forma una pasta que se va rigidizando, proceso que se conoce como fraguado y endurecimiento. Así que, para completar la hidratación de determinada cantidad de cemento se requiere químicamente una cantidad de agua equivalente aproximadamente a 25% del peso del cemento, es decir, una relación agua-cemento de 0,25. En cuyo caso, la manejabilidad de la pasta se obtiene con el uso de aditivos. Cualquier cantidad de agua superior al 25% que se consume en la reacción química, producirá poros en la pasta de cemento.

Considerando la pasta de cemento, la relación agua-cemento es el principal controlador de la resistencia del concreto, ya que al adicionar agua, la plasticidad y la fluidez aumentan (mejora la manejabilidad) pero disminuye la resistencia debido a la creación de vacíos (poros) originados por el agua libre.

La relación agua-cemento tiene una decisiva influencia sobre la resistencia a la compresión del concreto. Pero se observa que su influencia sobre la resistencia a la tensión, medida a través de la “ resistencia nominal a flexión “ o “ módulo de rotura “, es pronunciada pero mucho menor que su efecto sobre la resistencia a la compresión. Esto parece ser porque, además de la relación de vacíos, la resistencia a la tensión depende en gran medida de la resistencia de la unión entre el agregado grueso y el mortero de cemento (o sea, la pasta de cemento más los agregados finos).

Existen aditivos para mejorar la manejabilidad, para acelerar o retardar el fraguado y el endurecimiento, para ayudar al curado, para mejorar la durabilidad, etc.

Resultan esenciales los aditivos reductores de agua de amplio intervalo o “superplastificantes”, que permiten una reducción significativa del agua, con el fin de permitir un vaciado apropiado y una adecuada compactación, que de otra manera sería una mezcla con cero asentamiento, y pueden aumentar los asentamientos hasta 6 a 8 pulgadas (0,152 a 0,2 metros).

Otros aditivos incluyen regularmente cenizas volantes y fumarolas de sílice. Con la primera se contribuye a ganar resistencia entre los 3 y los 28 días, mientras que con la segunda se mejora la resistencia a edades posteriores a los 28 días. Debido al remplazo del cemento Portland por estos aditivos, es útil y usual definir el contenido de agua para los concretos de alta resistencia en términos de la relación agua-cemento.

El concreto fresco gana resistencia más rápidamente durante los primeros días y semanas. El diseño estructural se fundamenta, por lo general, en la resistencia a los 28 días, de la cual aproximadamente el 70% se logra al final de la primera semana después de la colocación. La resistencia final del concreto depende en forma importante de las condiciones de humedad y temperatura durante este periodo inicial. El mantenimiento de las condiciones adecuadas durante este tiempo se conoce como curado. El 30% o más de la resistencia puede perderse por secado prematuro del concreto; cantidades similares pueden desperdiciarse si se permite que la temperatura del concreto baje a 4,5°C o menos, durante los primeros días, a menos que después de esto el concreto se mantenga continuamente húmedo durante un buen periodo. Para evitar estos daños, el concreto debe protegerse de la pérdida de humedad por lo menos durante 7 días y, en trabajos más delicados, hasta 14 días.

Cuando se utilizan cementos de alta resistencia inicial, los periodos de curado pueden reducirse a la mitad. El curado puede lograrse manteniendo continuamente húmedas las superficies expuestas mediante rociado, empozamiento o con la aplicación de componentes sellantes que retardan la evaporación. Adicionalmente al mejoramiento

de la resistencia, un curado húmedo adecuado permite un mejor control de la retracción de fraguado.

El comportamiento de una estructura bajo carga depende en alto grado de las relaciones esfuerzo-deformación unitaria del material; por eso se analiza la curva esfuerzo-deformación unitaria a compresión.

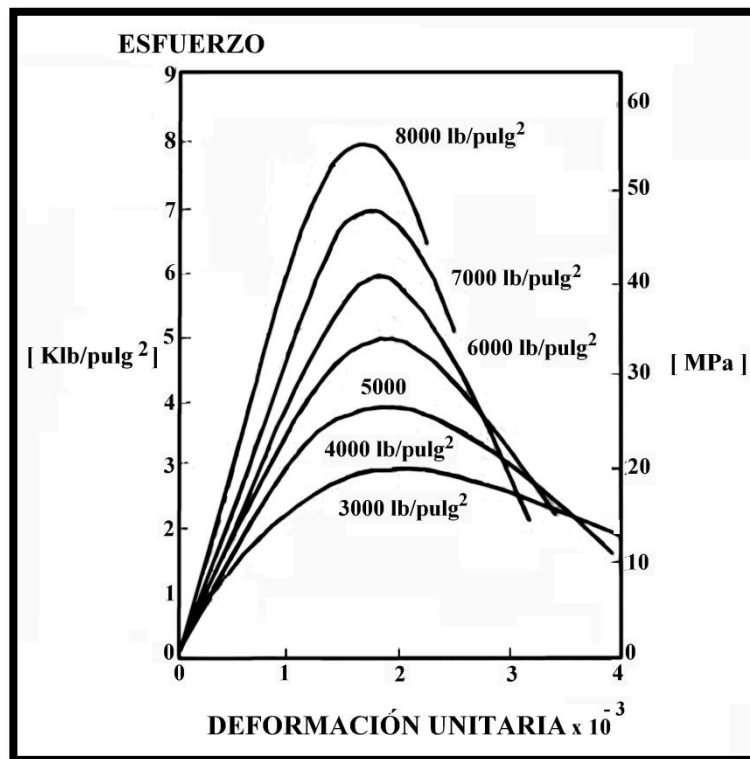
Ilustran diferencias importantes en comparación con el concreto normal, que incluye un mayor módulo de elasticidad y un intervalo más extenso de respuesta lineal elástica, pero una capacidad de deformación unitaria última un poco reducida.

La resistencia bajo cargas sostenidas es una fracción mayor de la resistencia estándar del cilindro.

Estas curvas se obtienen mediante mediciones apropiadas de la deformación unitaria en ensayos de cilindros o en la zona de compresión de vigas. Ensayos en compresión uniaxial.

Las curvas esfuerzo-deformación unitaria de un elemento sometido a la compresión se ilustran en el recuadro siguiente:

Figura 3.18.
Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria de Elementos de Concreto sujetos a Compresión



Todas las curvas tienen características similares. Constan de una porción inicial relativamente elástica y lineal en la cual los esfuerzos y las deformaciones unitarias son proporcionales; luego comienzan a inclinarse hacia la horizontal hasta alcanzar el esfuerzo máximo, o sea la resistencia a la compresión, al llegar a una deformación unitaria que varía aproximadamente de 0,002 a 0,003 para concretos de densidad normal, de alrededor de 145 lb/pie³ (2 322, 41 Kg/m³). Y aproximadamente entre 0,003 y 0,0035 para concretos ligeros con densidades de más o menos 120 lb/pie³ (1 921,99 Kg/ m³), donde los mayores valores corresponden, en cada caso, a las mayores resistencias.

El tramo descendente de la curva que indica la desintegración interna del material, es mucho más pronunciada para las velocidades rápidas de carga que para las lentas. También se puede observar que los picos de las curvas, es decir, las resistencias

máximas alcanzadas, son un poco menores para tasas más lentas de deformación. La descarga puede llegar a ser rápida una vez pasado el punto de esfuerzo pico, en particular, para los concretos de mayor resistencia, que son generalmente más frágiles.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 26 a 44, y 643).

De acuerdo con la práctica actual en el diseño, la deformación unitaria límite para compresión uniaxial se toma como 0,003. Esto es completamente justificable para concretos que tengan una resistencia a la compresión de 6 000 lb/pulg² (422 Kg/cm²), 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.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 64)

La “ **resistencia a la compresión** “ (**fc'**), como una de las características mecánicas del hormigón, además de la resistencia a la tracción o la resistencia bajo un estado de tensión axial, entre otros, es la principal medida de la calidad estructural del concreto para propósitos de diseño. Los ensayos se realizan sobre cilindros que se curan a 20°C, en general durante 28 días y después se ensayan.

Los concretos hechos con cemento Portland requieren generalmente dos semanas para alcanzar la resistencia suficiente para poder retirar las formaletas de vigas y losas y aplicar cargas razonables; estos concretos alcanzan su resistencia de diseño después de 28 días y continúan ganando resistencia de ahí en adelante a una tasa decreciente. Los cementos de alta resistencia inicial se han desarrollado para los casos en que se quiere acelerar la construcción, alcanzando entre los 7 y 14 días la resistencia que se tendría a los 28 días con cemento Portland.

En la práctica actual, la resistencia a la compresión especificada (**fc'**) para concretos de densidad normal fundidos en el sitio está comúnmente en el intervalo de 3 000 a 5 000 lb/pulg² (210,92 a 351,54 Kg/cm²) y puede llegar hasta los 6 000 lb/pulg²

(421,84 Kg/cm²) para elementos de concreto prefabricados y presforzados. Las resistencias de los concretos livianos están un poco por debajo de estos.

Los concretos de alta resistencia con valores de (f_c') hasta 12 000 lb/pulg² (843,68 Kg/cm²) se usan cada vez con mayor frecuencia, en particular en columnas muy cargadas o puentes de gran luz (presforzados).

Sin embargo, el cemento continúa su hidratación y, en consecuencia, el concreto continúa con su endurecimiento durante mucho tiempo a una tasa decreciente. Los concretos con cemento tipo III (alta resistencia inicial), se usan en plantas de prefabricación y su resistencia (f_c') se especifica a menudo a los 7 días, en lugar de hacerse a los 28 días.

Para asegurar una resistencia adecuada del concreto, a pesar de la dispersión en los ensayos , el Código A.C.I. estipula que la calidad del concreto es satisfactoria si:

- Ningún resultado de un ensayo de resistencia individual (el promedio de un par de ensayos sobre cilindros) está por debajo del valor requerido del (f_c') en más de 500 lb/pulg² (35,15 Kg/cm²).
- El promedio de todos los conjuntos de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o mayor al valor requerido de (f_c').

Las cargas sostenidas afectan no sólo la deformación unitaria sino también la resistencia del concreto. Se ha demostrado que para cilindros de concreto no reforzado, sometidos a cargas concéntricas, la resistencia bajo carga sostenida es significativamente menor que (f_c'), en el orden del 75 al 85% de (f_c'), para cargas que se mantienen por un año o más.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 26 a 44)

Lo expuesto en los párrafos anteriores, se relaciona con lo descrito en el texto “ Hormigón Armado “, que indica que para cemento Portland de alta resistencia, a la edad de 7 días, alcanza una resistencia a la compresión del 75 % al 80 % de la resistencia total.

75 % sería un valor conservador, por lo que el séptimo día después del vaciado de la viga se le transferiría la fuerza de pretensado. Así:

Tabla 3.1.

Resistencia a la Compresión del Concreto respecto del Tiempo

Resistencia a la Compresión del Concreto en el Tiempo					
Edad del Hormigón [días]	3	7	28	90	360
Cemento Portland de Alta Resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

(Ref. “ Hormigón Armado “; P. Jiménez Montoya; pag. 128)

Como se indicó, la resistencia del concreto varía con su edad, siendo el aumento de su resistencia más rápido al principio, tornándose luego mucho más lento. Esta variación de la resistencia es especialmente importante en el diseño y fabricación de miembros de concreto presforzado, debido a que las elevadas cargas se pueden producir a muy temprana edad por el acero tensado, particularmente en miembros pretensados.

Para garantizar el desarrollo rápido de la resistencia a la compresión se siguen métodos especiales, incluyéndose el empleo 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

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 64)

Se observa que el **módulo de elasticidad (E_c)**, o módulo de Young, es decir, la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria. (E_c) aumenta con la resistencia del concreto.

Para concretos de alta resistencia el módulo de elasticidad o módulo de deformación longitudinal, el Código A.C.I. provee una ecuación empírica para (f_c') ≥ 300 Kg/cm², o más o menos de 6 000 lb/pulg² (421,84 Kg/cm²):

$$E_c = \gamma_c^{1,5} * 0,1368 * \sqrt{f_c'}$$

Donde:

(γ_c) = Peso unitario del concreto endurecido en [Kg/m³].

(f_c') = Resistencia característica del concreto en [Kg/cm²], resultando

(E_c) en [Kg/cm²].

(Ref. “ Hormigón Pretensado “ de A. Subieta, pag. 37)

La ecuación anterior tiene su homóloga en el texto de referencia en unidades del sistema ingles. Donde se establece que la ecuación anterior se determino para (γ_c) entre 90 y 155 lb/pulg² (1 441,49 y 2 482,57 Kg/m³).

Un módulo de elasticidad (E_c) alto, significa una reducción en la deformación elástica inicial con la aplicación de la fuerza de presfuerzo y una reducción en la deformación por flujo plástico , que aproximadamente proporcional a la deformación elástica. Esto genera una reducción en la fuerza de pretensado.

Con respecto a las cargas a largo plazo, algunos materiales de ingeniería como el acero, la resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación unitaria son independientes de la velocidad de aplicación y de la duración de la carga. En contraste, el concreto bajo carga, tiene una pronunciada influencia del tiempo. La principal razón para esto es que el concreto fluye (escurre) plásticamente al estar sometido a carga.

El “ **flujo plástico** “ o “ **escurrimiento plástico** “ , es la propiedad mediante la cual el material se deforma continuamente en el tiempo (cargas a largo plazo) cuando el material está sometido a esfuerzo o carga constante.

Para determinado concreto las deformaciones por flujo plástico son proporcionales a la magnitud del esfuerzo aplicado; para un esfuerzo dado, los concretos de alta resistencia presentan menos flujo plástico que los de baja resistencia. Se comprende que el flujo plástico continúa a una tasa decreciente y termina después de dos a cinco años.

Para esfuerzos que no exceden cerca de la mitad de la resistencia del cilindro, las deformaciones unitarias por flujo plástico son directamente proporcionales al esfuerzo. Puesto que las deformaciones unitarias elásticas iniciales también son

proporcionales al esfuerzo en este intervalo, se puede definir el “ coeficiente de flujo plástico “, como:

$$Cu = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}}$$

Donde:

(ϵ_{cu}) = Deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al escurrimiento plástico. Valor asintótico final de la deformación unitaria adicional por flujo plástico.

(ϵ_{ci}) = Deformación inicial elástica. Deformación unitaria adicional instantánea cuando la carga se aplica por primera vez.

Además del nivel del esfuerzo, el flujo plástico (escurrimiento plástico) depende de la humedad ambiente relativa promedio, siendo más del doble para el 50 que para el 100%. La razón es que, en parte, la reducción en volumen con carga sostenida se produce por la migración del agua libre de los poros hacia el exterior.

Además del tiempo, le influyen el tipo de cemento, los agregados, la humedad, las condiciones de curado, la edad del concreto cuando se carga por primera vez y la resistencia del mismo.

Para concretos de alta resistencia los esfuerzos con cargas sostenidas tienden a ser mayores, de manera que las deformaciones por flujo plástico pueden ser igualmente altas, aunque el coeficiente de flujo plástico sea menor.

Los coeficientes de flujo plástico son significativamente menores como lo indica la tabla, y los valores son representativos para concretos en condiciones promedio de humedad cargados a los 7 días (concretos de alta resistencia):

Tabla 3.2.

Flujo o Esguerrimiento Plástico del Concreto

Parámetros representativos del Flujo Plástico					
Resistencia a la compresión (f_c')			Flujo Plástico Específico (δu)		Coeficiente de Flujo Plástico (C_u)
[lb/pulg ²]	[Kg/cm ²]	[Mpa]	[lb/pulg ²]	[Mpa]	[adim]
3 000	210,92	21	0,000001	0,000145	3,1
4 000	281,33	28	0,0000008	0,000116	2,9
6 000	421,84	41	0,00000055	0,00008	2,4
8 000	562,46	55	0,0000004	0,000058	2
10 000	703,07	69	0,00000028	0,000041	1,6

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 39)

La resistencia bajo cargas sostenidas es una fracción mayor de la resistencia estándar del cilindro.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 26 a 44, y 643)

La deformación del concreto dependiente del tiempo debida al esguerrimiento (flujo) plástico y a la retracción (retracción) del mismo, es de importancia crucial en el diseño de estructuras de concreto presforzado, debido a que estos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y, además, debido a que ellos producen cambios significativos en la deflexión.

El esguerrimiento 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.

La deformación por esguerrimiento plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto, es posible relacionar a la deformación por esguerrimiento plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de esguerrimiento plástico (C_u), expuesto anteriormente.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag.72)

La **retracción o contracción por fraguado**, influencia natural que hace que el concreto, aun estando libre de cualquier tipo de carga externa, provoca deformaciones y modificaciones del volumen del elemento.

Como se indicó, cualquier mezcla de concreto manejable contiene más agua que la requerida para la hidratación. Si el concreto está expuesto al aire libre, la mayor parte de esta agua libre con el tiempo se evapora, en cuyo caso la tasa y grado de secado dependen de las condiciones ambientales de temperatura y humedad. A medida que el concreto se seca, se retrae en volumen, probablemente por la tensión capilar del agua que permanece en el concreto. En cambio, si el concreto seco se sumerge en agua, se expande y recupera la mayor parte del volumen perdido en la retracción ocurrida.

La retracción o contracción del fraguado, que continúa durante varios meses a una tasa decreciente, puede ser una propiedad perjudicial del concreto. Cuando no se controla la retracción se pueden causar grietas; en estructuras estáticamente indeterminadas la retracción puede causar esfuerzos grandes y peligrosos. En concreto presforzado, la retracción conduce a pérdidas parciales en el presfuerzo inicial. Por estas razones es imprescindible minimizar y controlar la retracción de fraguado.

El principal factor que determina la cantidad de retracción de fraguado final es el contenido unitario de agua del concreto fresco. Mediante análisis, se deduce que la principal manera para disminuir la retracción es reducir el contenido de agua del concreto fresco al mínimo compatible con la manejabilidad requerida.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 43)

Las pruebas de laboratorio no muestran una variación consistente entre concretos fabricados con cemento Tipo I y Tipo III.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; pag. 74)

La **resistencia a la tensión**, medida a través de la “ resistencia nominal a flexión “ o “ módulo de rotura “, incide directamente en la formación y propagación de las

grietas en el lado de tensión de los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión.

El módulo de rotura es el esfuerzo calculado de tensión debido a la flexión, bajo el cual una viga de prueba de concreto simple se fractura. Pero además, se realizan otros dos tipos de ensayos para determinar la resistencia a la tensión; ensayo de tensión directa y el ensayo de tensión indirecta.

La resistencia a la tensión determinada con cualquiera de los ensayos anteriores no presenta una buena correlación con la resistencia a la compresión (f_c'). En apariencia, la resistencia a la tensión para concretos de arena y grava depende principalmente de la resistencia de la unión entre la pasta de cemento endurecida y el agregado, mientras que para concretos livianos depende ampliamente de la resistencia a la tensión de los agregados porosos.

En la tabla se resumen los intervalos de valores representativos de resistencia, determinados a partir de los ensayos de tensión directa e indirecta, y del módulo de rotura. La unidad vigente es en $[\text{lb/pulg}^2]$.

Tabla 3.3.

Intervalos Aproximados de Resistencia del Concreto a la Tensión

Intervalos aproximados de Resistencia a la Tensión del Concreto		
Pruebas	Concreto de peso normal [lb/pulg^2]	Concreto de peso liviano [lb/pulg^2]
Resistencia a la tensión directa	3 a $5\sqrt{f_c'}$	2 a $3\sqrt{f_c'}$
Resistencia a la tensión indirecta	6 a $8\sqrt{f_c'}$	4 a $6\sqrt{f_c'}$
Módulo de rotura	8 a $12\sqrt{f_c'}$	6 a $8\sqrt{f_c'}$

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 41)

Estas expresiones demuestran que cualquier incremento en la resistencia a la compresión (f_c'), como el que se logra con la disminución de la relación agua-cemento, está acompañado por un incremento porcentual mucho menor en la resistencia a la tensión.

El Código A.C.I. recomienda un módulo de rotura igual a $7,5\sqrt{f_c'}$ para concretos de peso normal, valor que debe multiplicarse por 0,75 para concretos livianos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 26 a 44, y 643)

En cada caso, en la tabla anterior, los valores más pequeños corresponden a los concretos de mayor resistencia. Debido a que el módulo de ruptura se calcula bajo la suposición de que el concreto es un material elástico, y debido a que los esfuerzos críticos ocurren sólo en la superficie exterior, es que los valores determinados son mayores a los de las otras pruebas, en la tabla.

El concreto sujeto a tensión uniaxial responde de una manera casi elástica hasta la carga de fractura.

(Ref. “Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 67)

3.6.2. Acero de Alta Resistencia.-

Los aceros de presfuerzo se utilizan en tres formas:

- Alambrones de sección circular. Alambrones individuales.
- Torones. Cables en forma de torón de 7 hilos
- Barras de acero aleado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 52)

A modo de uniformizar conceptos, mencionamos las tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones:

- Alambres redondos estirados en frío.
- Cable trenzado.
- Varillas de acero de aleación.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 52)

Los primeros ensayos de presforzar concreto no eran exitosos porque se utilizaban aceros de resistencia estructural corriente. Y el bajo presfuerzo obtenido en estas barras se perdía rápidamente por la retracción (contracción) de fraguado del concreto y por el flujo (escurrimiento) plástico del concreto.

Las resistencias a la tensión de los aceros de presfuerzo varían aproximadamente desde 2,5 hasta 6 veces el valor de la resistencia a la fluencia de las barras de refuerzo comunes.

La especificación del “ Grado “ corresponde a la “ mínima resistencia de la tensión última “ estipulada en [Klb/pulg²], y designada como (fpu).

En la gráfica puede observarse que los aceros de presfuerzo no presentan un punto de fluencia definido o plataforma de fluencia; es decir, estos no fluyen bajo esfuerzos constantes o casi constantes. La fluencia se desarrolla en forma gradual y la curva continúa aumentando suavemente en el intervalo inelástico hasta que logra la resistencia a la tensión (fpu).

Debido a que en estos aceros no se presenta una fluencia bien definida, la resistencia a la fluencia se define en forma algo arbitraria como el esfuerzo para el cual la elongación total es del 1% para torones y alambres, y del 0,7% para barras de acero aleado.

La resistencia a la fluencia (fpy) definida de esta manera representa un buen límite por debajo del cual el esfuerzo y la deformación unitaria son más o menos proporcionales, y por encima de éste las deformaciones aumentan de manera mucho más rápida al incrementar el esfuerzo.

También puede observarse, en las curvas de acero de alta resistencia, que el margen entre la resistencia a la tensión (fpu) y la resistencia a la fluencia (fpy) es menor.

Así mismo es posible observar que los aceros de presfuerzo tienen una ductilidad (materiales que soportan grandes deformaciones plásticas antes de su falla) significativamente menor. Lo que evitaría presenciar distorsiones visibles del material.

El módulo de elasticidad (E_s) para barras de refuerzo puede tomarse como $29\,000\,000\text{ lb/pulg}^2$ ($2\,038\,093\text{ Kg/cm}^2$); el módulo efectivo para aceros de presfuerzo varía según el tipo de acero. Para torones no adheridos (torones no embebidos en el concreto), el módulo puede ser tan bajo como $26\,000\,000\text{ lb/pulg}^2$ ($1\,827\,982\text{ Kg/cm}^2$). Para torones adheridos (E_s) en general está en $27\,000\,000\text{ lb/pulg}^2$ ($1\,898\,289\text{ Kg/cm}^2$), mientras que para los alambrones lisos de sección circular es aproximadamente de $29\,000\,000\text{ lb/pulg}^2$ ($2\,038\,903\text{ Kg/cm}^2$)

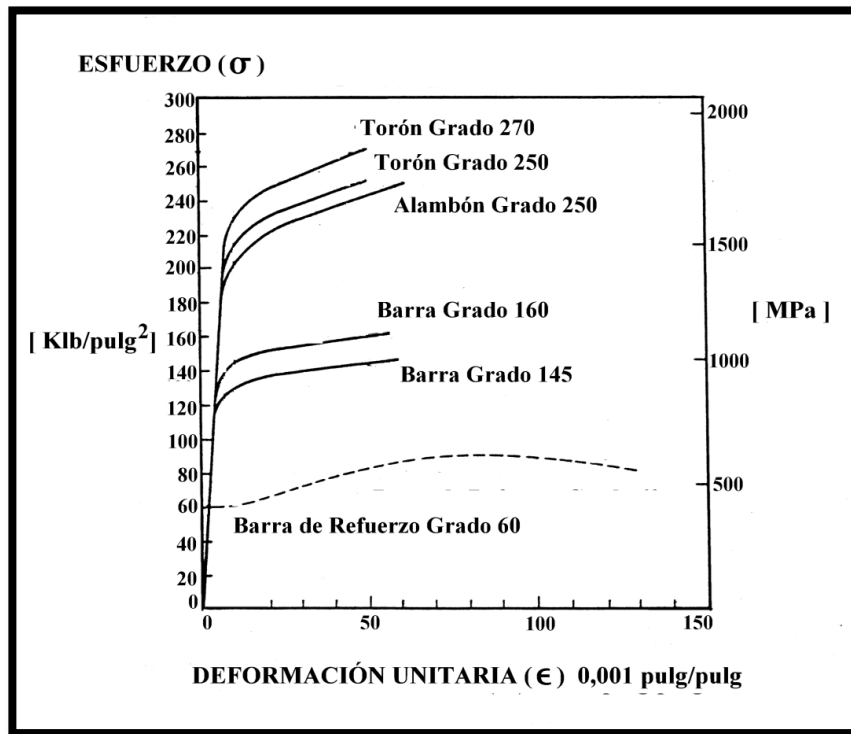
(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 52)

Un inadecuado nivel de esfuerzo – deformación de los aceros utilizados en Hormigón Pretensado, inherente a los cambios de longitud en función del tiempo ocasionados por la contracción (retracción) por fraguado del concreto y el escurrimiento plástico (flujo plástico), fueron de tal magnitud que eliminaron el presfuerzo del acero.

Siendo por lo tanto importante una deformación inicial elevada y como consecuencia esfuerzos iniciales elevados en el acero. Como se observa en las curvas esfuerzo-deformación unitaria.

Figura 3.19.

Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria de Aceros de Refuerzo y de Presfuerzo

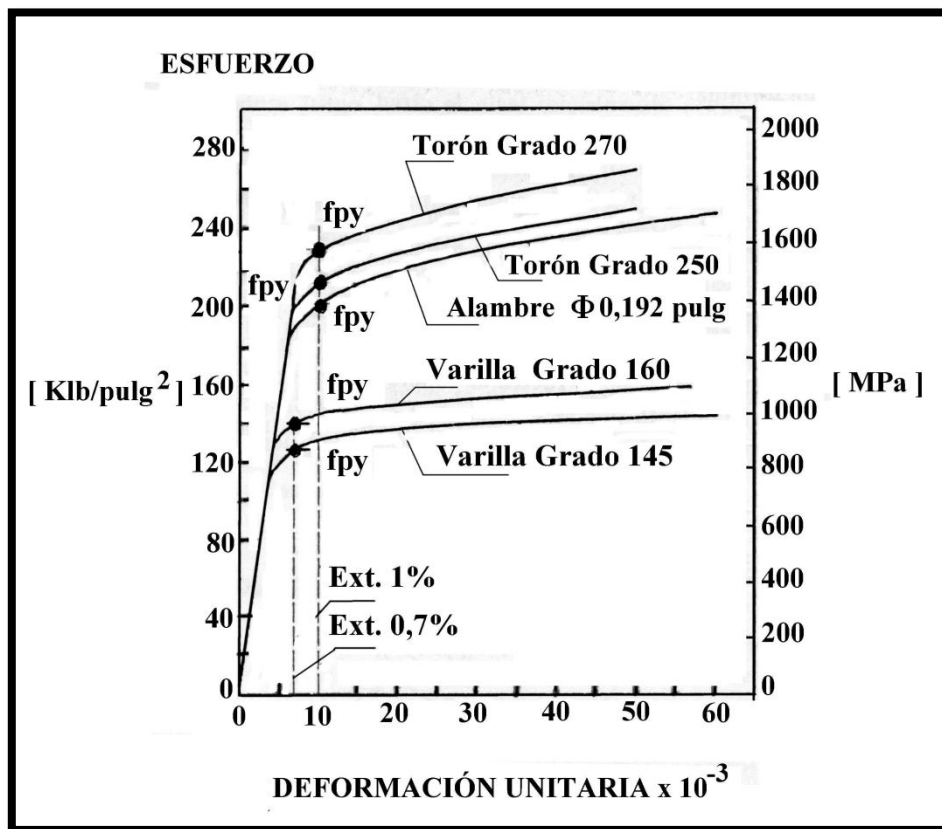


La tabla anterior representa la Curva representativa Esfuerzo-Deformación unitaria de aceros presforzados y de refuerzo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson- G. Winter; pag 53)

Figura 3.20.

Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria de Aceros de Presfuerzo



Curvas esfuerzo – deformación unitaria típicas para aceros de presfuerzo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 61)

Utilizando deformaciones y esfuerzos iniciales muy altos en el acero se puede minimizar la importancia de la contracción (retracción) por fraguado del concreto y la deformación por escurrimiento (flujo) plástico del concreto. Esto es así, debido a que la reducción en el esfuerzo del acero por estas causas (contracción y flujo plástico) depende solamente de las deformaciones unitarias en el concreto relacionadas con la contracción y las deformación por escurrimiento y del módulo de elasticidad del acero (E_s), y es independiente del esfuerzo inicial en el acero.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson – G. Winter; pag. 50)

Cuando se tensiona el acero de presfuerzo hasta los niveles que son usuales durante el proceso inicial y en condiciones de carga de servicio se presenta una propiedad conocida como “relajación”.

La relajación se define como la pérdida de esfuerzo en un material sometido a esfuerzo y mantenido en longitud constante.

El mismo fenómeno básico se conoce como “flujo plástico”, cuando se define en términos de cambio en la deformación unitaria de un material sometido a esfuerzo constante.

En forma específica, si una longitud de acero de presfuerzo se somete a un esfuerzo equivalente a una fracción considerable de su resistencia a la fluencia (f_{py}) (por ejemplo al 80 ó 90%) y se mantiene a una deformación constante entre puntos fijos como los extremos de una viga, el esfuerzo en el acero decrecerá gradualmente a partir de su valor inicial.

Para los elementos de concreto presforzado esta relajación de esfuerzos es importante puesto que modifica los esfuerzos internos en el concreto y cambia las deflexiones de la viga un tiempo después de que se aplica el esfuerzo inicial.

La cantidad de relajación varía según el tipo y grado del acero, el tiempo bajo carga y el nivel inicial de esfuerzo.

En la actualidad existen torones especiales de baja relajación.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 54)

Los esfuerzos permisibles de flexión para el acero de presfuerzo se encuentran en la mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto presforzado, e imponen limitaciones a los esfuerzos en el acero, y en el concreto, para cada estado en particular, tales como aquellas que se imponen:

- Durante el tensado del acero.
- Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto.

- Cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones en el esfuerzo tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho de las grietas y la deflexión.

En la práctica actual, las especificaciones que limitan los esfuerzos proporcionan el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de concreto presforzado.

Por supuesto, el diseño resultante debe comprobarse por resistencia asegurando un adecuado factor de seguridad contra la falla.

En la tabla se dan los esfuerzos permisibles de tensión para el acero de presfuerzo en función de la resistencia última del acero (f_{pu}) y la resistencia especificada de fluencia (f_{py}):

Tabla 3.4.
Esfuerzos Permisibles en el Acero de Presfuerzo

Esfuerzo permisibles en el acero de presfuerzo	
El esfuerzo de tensión en los tendones de presfuerzo no debe exceder los siguientes valores	
1. Debidos a la fuerza de tensión del gato, el que sea menor, pero no mayor que el máximo valor recomendado por el fabricante de los tendones de presfuerzo o de los anclajes.	($0,8*f_{pu}$) ó ($0,94*f_{py}$)
2. Tendones pretensados, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	($0,7*f_{pu}$)
3. Tendones postensados, inmediatamente después del anclaje del tendón	($0,7*f_{pu}$)

Puede verse que el esfuerzo permitido por el Código A.C.I. depende del estado de carga.

Cuando recién se aplica la fuerza del gato, se permite el menor de los valores expuestos en el punto (1.) de la tabla. La justificación para estos elevados valores

del esfuerzo límite es que durante el tensado, los esfuerzos en el acero pueden conocerse de manera muy precisa, ya que la presión en el gato y la deformación del acero son medibles.

Después de que hayan ocurrido las pérdidas por acortamiento elástico y por deslizamiento de anclajes, se aplica el valor $(0,7 \cdot f_{pu})$, pero antes de la ocurrencia de las pérdidas dependientes del tiempo (diferidas) debidas a la contracción (retracción) por fraguado del concreto y al escurrimiento (flujo) plástico del concreto y al relajamiento del acero.

No se dará ninguna limitación para los esfuerzos en el acero después de ocurridas todas las pérdidas, debido a que tales esfuerzos siempre serán menores que los esfuerzos en el acero en las condiciones iniciales, cuando debe obtenerse un factor de seguridad adecuado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 92)

El esfuerzo de tensión permitido por el Código A.C.I. en alambres, torones o barras de presfuerzo es dependiente del estado de aplicación de las cargas.

Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite un esfuerzo de $(0,8 \cdot f_{pu})$ ó $(0,94 \cdot f_{py})$, el que sea menor, y donde (f_{pu}) es la resistencia última del acero (resistencia mínima a la tensión) y (f_{py}) es la resistencia de fluencia.

Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al concreto, el esfuerzo permitido es $(0,74 \cdot f_{pu})$ o $(0,82 \cdot f_{py})$, el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $(0,7 \cdot f_{pu})$).

La justificación para permitir un esfuerzo admisible mayor durante la operación de tensionamiento es que el esfuerzo en el acero se conoce con bastante precisión en este estado.

La presión hidráulica en los gatos y la deformación total en el acero son cantidades que se miden fácilmente. Además, si un tendón deficiente se rompe en forma

accidental, puede reemplazarse sin problemas; de hecho, la operación de tensionamiento es un ensayo del comportamiento del material.

Los valores inferiores de esfuerzos admisibles son aplicables después de que ocurren, el acortamiento elástico del concreto, las pérdidas por fricción y los deslizamientos de los anclajes, estado en el que pueden aplicarse las cargas de servicio; pérdidas instantáneas de la fuerza de presforzado.

El esfuerzo en el acero se reduce un poco más durante la vida del elemento por la retracción (contracción) por fraguado del concreto, el flujo (escurrimiento) plástico en el concreto y por la relajación en el acero; pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 643)

3.6.2.1. Alambres redondos:

Se usan generalmente en Hormigón Pretensado con armaduras postesas y ocasionalmente con armaduras pretesas.

Especificación .A.S.T.M. A421, “ Alambre sin revestimiento, relevados de esfuerzo, para concreto presforzado “.

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla y en dos tipos. El alambre tipo (BA), (anclaje de botón); se usa en aplicaciones donde las deformaciones de los extremos del alambre en frio se usan como medio de anclaje.

Y el alambre tipo (WA), (anclaje de cuña); 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 frio.

También se pueden conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocidos como “ estabilizados “, mediante pedido especial. Y se emplean cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de presfuerzo.

Los tendones están compuestos generalmente por grupos de alambres, dependiendo de la magnitud de la fuerza pretensora requerida y del sistema de pretensado.

Los tendones para elementos prefabricados postesados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear tendones múltiples, cada uno de ellos compuestos de grupos de alambres para cumplir con los requisitos. (Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson -; pag. 53)

Tabla 3.5.

Propiedades de Alambres (Forma de Acero de Alta Resistencia para Presforzado)

Propiedades de Alambres (ASTM A421)				
Diámetro nominal	Mínima Resistencia de Tensión (fpu) [lb/pulg ²]		Mínimo Esfuerzo para una Elongacion de 1% [lb/pulg ²]	
[pulg]	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0,192		250 000		200 000
0,196	240 000	250 000	192 000	200 000
0,25	240 000	240 000	192 000	192 000
0,276		235 000		188 000

La especificación del “ Grado “ corresponde a la “ mínima resistencia de la tensión última “ estipulada en [Klb/pulg²], y designada como (fpu). Idem, significa la resistencia nominal de rotura “, en [Ksi]

Debido a que en estos aceros no se presenta una fluencia bien definida, la resistencia a la fluencia se define en forma algo arbitraria como el esfuerzo para el cual la elongación total es del 1% para torones y alambres, y del 0,7% para barras de acero aleado.

Se fabrican con alto contenido de carbón. Los alambres se entrelazan, con frecuencia, en grupos de hasta 50 alambres individuales aproximadamente para producir los tendones de presfuerzo con la resistencia requerida.

Los alambres de sección circular pueden obtenerse en grados de 235, 240 y 250 según el diámetro.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 52)

3.6.2.2. Cable trenzado:

Los torones, más comunes que los alambres en la práctica, se fabrican con seis alambres alrededor de un séptimo. El torón de siete alambres, están disponibles en dos grados, 250 ($f_{pu} = 250 \text{ Klb/pulg}^2 = 250 \text{ Ksi}$) y 270 ($f_{pu} = 270 \text{ Klb/pulg}^2 = 270 \text{ Ksi}$).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 52)

Se usa casi siempre en miembros con armaduras pretensas y a menudo se usa también en construcción postesada.

El cable trenzado se fabrica según especificaciones A.S.T.M. A416 “ Cable trenzado, sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos, para concreto presforzado “ Se fabrican con 6 alambres finamente torcidos alrededor de un séptimo.

Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzos y estirados en frío de los que se usan para los alambres circulares individuales; sin embargo, las propiedades mecánicas son diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión.

La siguiente tabla proporciona más referencias de los cables trenzados:

Tabla 3.6.

Cable de 7 Alambres (Forma de Acero de Alta Resistencia para Presforzado)

Propiedades del Cable de siete alambres					
Diámetro Nominal		Área Nominal		Resistencia a la ruptura (f_{pu})	Carga mínima para una elongación de 1%
[pulg]	[cm]	[pulg^2]	[cm^2]	[Klb/pulg^2]	[lb]
0,25	0,64	0,036	0,23	250	7 650
0,31	0,80	0,058	0,37	250	12 300
0,38	0,95	0,08	0,52	250	17 000

0,44	1,11	0,108	0,70	250	23 000
0,5	1,27	0,144	0,93	250	30 600
0,6	1,52	0,216	1,39	250	45 900
0,38	0,95	0,085	0,55	270	19 550
0,44	1,11	0,115	0,74	270	26 350
0,5	1,27	0,153	0,99	270	35 100
0,6	1,52	0,217	1,40	270	49 800

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 54)

3.6.2.3. Varillas de Acero

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

Adicionalmente, se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, se las releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas.

Las varillas se fabrican de manera que cumplan con las especificaciones A.S.T.M. A722 “ Varillas de acero de alta resistencia, sin revestimientos, para concreto presforzado “.

Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de ½ pulg hasta 1 3/8 pulg y en dos grados, de 145 y 160, teniendo resistencias últimas mínimas (fpu) de 145 000 y 160 000 lb/pulg², respectivamente.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 55)

A continuación, se da una tabla con las propiedades de alambres y cables de aceros de alta resistencia:

Tabla 3.7.
Propiedades de los Aceros de Alta Resistencia para el Presforzado

Acero de Presforzado	Grado ASTM	Diámetro nominal		Área nominal		Resistencia a la tensión (fpu)		
		[pulg]	[mm]	[pulg ²]	[mm ²]	[Klb/pulg ²]	[MPa]	[Kg/cm ²]
Tensión en alambres (ASTM A421)	WA, BA	0,192	4,88	0,0289	18,7	250	1 725	17 590
	WA	0,196	4,98	0,0302	19,4	250	1 725	17 590
	BA	0,196	4,98	0,0302	19,4	240	1 655	16 876
	WA, BA	0,25	6,35	0,0491	31	240	1 655	16 876
	WA	0,276	7,01	0,0598	38,7	235	1 622	16 540
Tensión en cables de 7 torones (ASTM A416)	250	0,25	6,35	0,036	23,22	250	1 725	17 590
		0,313	7,94	0,058	37,42			
		0,375	9,53	0,08	51,61			
		0,438	11,11	0,108	69,68			
		0,5	12,7	0,144	92,9			
		0,6	15,24	0,216	139,35			
	270	0,375	9,53	0,085	54,84	270	1 860	18 960
		0,438	11,11	0,115	74,19			
		0,5	12,7	0,153	98,71			
		0,563	14,29	0,192	123,87			
		0,6	15,24	0,216	139,35			

BA = Alambre tipo (anclaje de botón) se usa en aplicaciones donde las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje

WA = Alambre tipo (anclaje de cuña) 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

3.6.3. Barras de Refuerzo.-

Inicialmente, en referencia al tema analizado en este trabajo, podemos mencionar que se requiere por lo menos una cantidad mínima de refuerzo en el alma en todas las trabes presforzadas.

Se pueden exceptuar los miembros tales como trabes doble T de claros cortos a medianos, que han probado tener un comportamiento satisfactorio prescindiendo de tal acero, o losas en las que el esfuerzo cortante es característicamente bajo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 223)

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, es decir, la resistencia a la fluencia, aproximadamente es 15 veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión.

El tipo más común de acero de refuerzo viene en forma de barras circulares llamadas por lo general “ varillas “, disponibles en un rango de 3/8 a 1 3/8 pulgada, y en dos tamaños de barras pesadas de aproximadamente 1 3/4 y 2 1/4 de pulgada. Estas barras se suministra con deformaciones en la superficie para aumentar la resistencia al deslizamiento (adherencia) entre el acero y el concreto, denominándose “ barras corrugadas “.

Los tamaños de las barras se denominan mediante números. Los más utilizados son los Nos. 3 a 11. Los números se han determinado de manera que la unidad de la denominación corresponde muy cercanamente al número de octavos de pulgada del

tamaño del diámetro. Por ejemplo, una barra No. 5 le corresponde un diámetro nominal de 5/8 de pulgada.

El Código A.C.I. permite aceros de refuerzo con (f_y), resistencia mínima a la fluencia, hasta de 80 Klb/pulg² (5 624,56 Kg/cm²).

La tabla subsiguiente, denota algunas de las propiedades más importantes, tanto de aceros de refuerzo (aceros duces o estructurales) como de presfuerzo. A manera de tener una mejor perspectiva, se tiene:

Tabla 3.8. Propiedades de Aceros de Refuerzo y Presforzado

Producto	Especif. ASTM	Grado o Tipo	Resistencia Mínima a la Fluencia (fy)				Resistencia Mínima a la Tensión (fpu)		
		[Ksi]	[Klb/pulg²]	[Kg/cm²]	[Mpa]	[Klb/pulg²]	[Kg/cm²]	[Mpa]	
Barra de refuerzo	A615	40	40	2 812,28	276	70	4 921,49	483	
		60	60	4 218,42	414	90	6 327,63	620	
	A616	50	50	3 515,35	345	80	5 624,56	552	
		60	60	4 218,42	414	90	6 327,63	620	
	A617	40	40	2 812,28	276	70	4 921,49	483	
		60	60	4 218,42	414	90	6 327,63	620	
	A706	60	60	4 218,42	414	80	5 624,56	552	
Mallas de barras	A184								
Alambrón liso	A82		70	4 921,49	483	80	5 624,56	552	
Alambrón corrugado	A496		75	5 273,02	517	85	5 976,09	586	
Malla electrosoldada de alambrón, liso	A185		65	4 569,96	448	75	5 273,02	517	
M. electrosoldada alambrón, corrugado	A497		70	4 921,49	483	80	5 624,56	552	
Barra de preesfuerzo*	A722	Tipo I	127,5	8 964,14	880	150	10 546,1	1 034	
		Tipo II	120	8 436,84	827	150	10 546,1	1 034	
Alambrón de preesfuerzo*	A421		188 - 200	14 061,4	1 330	250	17 576,75	1 725	
Torones de preesfuerzo*	A416	250	212,5	14 940,24	1 465	250	17 576,75	1 725	
		270	229,5	16 135,46	1 580	270	18 982,89	1 860	

En las subsiguientes curvas “ Esfuerzo - Deformación unitaria “ ilustran una de las dos características numéricas principales que determinan los rasgos de una barra de refuerzo son su “ punto de fluencia o cedencia “ o “ esfuerzo de fluencia o cedencia “ (generalmente iguales en tensión y compresión), donde el material cede o fluye. Y su módulo de elasticidad (E_s), este último es casi el mismo para todos los aceros de refuerzo, siendo de $29\,000\,000\text{ lb/pulg}^2$ ($2\,038\,903\text{ Kg/cm}^2$).

Según el recuadro, al lado izquierdo se grafican las curvas completas; en el derecho, los tramos iniciales.

Los aceros con bajo contenido de carbón, comunes para la curva de grado 40, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante.

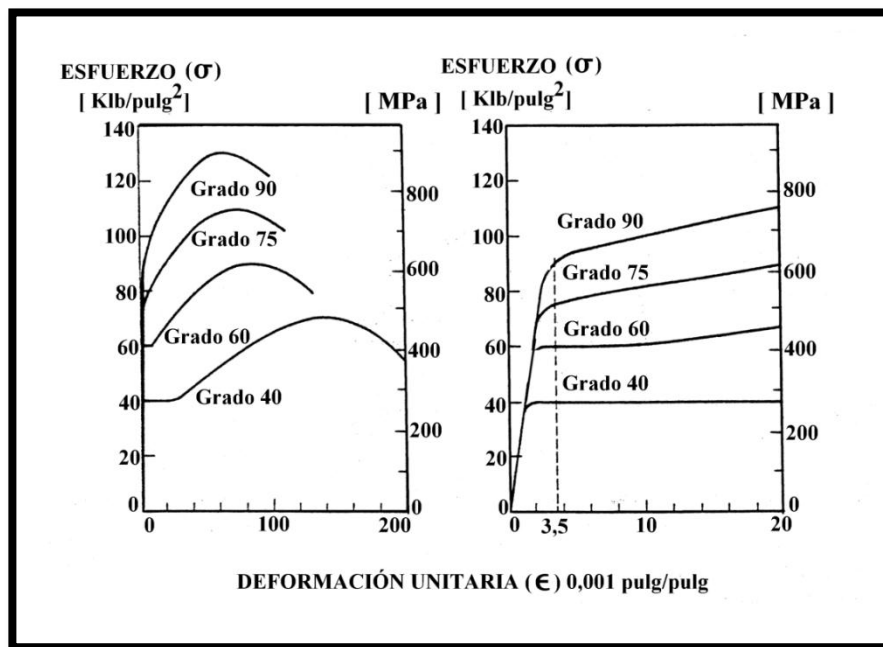
Para deformaciones unitarias mayores, los esfuerzos comienzan a aumentar de nuevo pero a una tasa menor, un proceso que se conoce como “ endurecimiento por deformación “. La curva, después de un tramo horizontal alcanza la “ resistencia a la tensión “ o “ esfuerzo último “, donde la carga alcanza su máximo valor y el esfuerzo correspondiente. Luego comienza a descender hasta que se llega a la rotura o fractura del material.

Los aceros de baja aleación y alta resistencia rara vez presentan una plataforma de fluencia, y por lo general, entran en un proceso de endurecimiento por deformación inmediatamente después de iniciada la fluencia.

En los diagramas subsiguientes se grafican las curvas Esfuerzo – Deformación unitaria a tensión, nos proporcionan la mayoría de las propiedades mecánicas de los aceros, tales como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia última, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación se hacen evidentes.

La gráfica derecha representa los tramos iniciales de las curvas, y la gráfica izquierda ilustra las curvas completas.

Figura 3.21.

Curvas Esfuerzo – Deformación Unitaria a Tensión en Barras de Refuerzo

Curvas representativas “ Esfuerzo – Deformación unitaria “ a tensión, para barras de refuerzo.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag 47)

El acero de refuerzo tiene varias aplicaciones en el concreto presforzado. A pesar de que el refuerzo del alma para tomar la tensión diagonal puede ser presforzado, normalmente se toma mediante varillas de acero convencional.

El refuerzo convencional es utilizado comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas.

Tanto para los miembros pretensados (pretesados) como para los postensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura.

Los patines que sobresalen de las secciones doble T, T e I, se refuerzan normalmente tanto transversal como longitudinalmente con varillas.

Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales.

Estas varillas de refuerzo cumplen con las especificaciones A.S.T.M.: A615, A616, A617.

Cuando se usan varillas de refuerzo, es importante que exista adherencia entre el acero y el concreto, o sea, se deformen a la vez, de tal forma que ocurra un movimiento relativo muy pequeño o nulo.

Las varillas se presentan en diferentes resistencias; los grados 40, 50 y 60 tienen resistencias mínimas especificadas para la fluencia (esfuerzo o punto de fluencia o cedencia) de 40 000, 50 000 y 60 000 lb/pulg² (2 812,28, 3 515,35 y 4 218,42 Kg/cm²)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 56)

A continuación se expone una tabla con aceros de refuerzo, con sus respectiva nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares:

Tabla 3.9.
Propiedades de las Barras de Acero de Refuerzo

Barras de refuerzo	Diámetro nominal				Área nominal			Peso nominal	
[N°]	[pulg]		[mm]	[cm]	[pulg²]	[mm²]	[cm²]	[lb/pie]	[Kg/m]
3	3/8	0,375	9,52	0,952	0,11	71	0,71	0,376	0,56
4	1/2	0,5	12,7	1,27	0,2	129	1,29	0,668	0,994
5	5/8	0,625	15,88	1,588	0,31	200	2	1,043	1,552
6	3/4	0,75	19,05	1,905	0,44	284	2,84	1,502	2,235
7	7/8	0,875	22,22	2,222	0,6	387	3,87	2,044	3,042
8	1	1	25,4	2,54	0,79	510	5,1	2,67	3,973
9	1 1/8	1,128	28,65	2,865	1	645	6,45	3,4	5,06
10	1 1/4	1,27	32,26	3,226	1,27	819	8,19	4,303	6,404
11	1 3/8	1,41	35,81	3,581	1,56	1 006	10,06	5,313	7,907
14	1 3/4	1,693	43	4,3	2,25	1 452	14,52	7,65	11,38
18	2 1/4	2,257	57,33	5,733	4	2 581	25,81	13,6	20,24

3.6.4. Materiales Auxiliares.-

3.6.4.1. Conductos (Vainas).-

Para el presforzado pretensado no son necesarios los conductos para tendones.

Para el postensado hay dos tipos de conductos, uno para el presfuerzo con adherencia y otro para aquel sin adherencia.

Entonces, cuando los tendones van a tener adherencia, generalmente por lechadeo, los conductos se pueden hacer de aluminio, acero, estaño u otro tipo de láminas metálicas.

Para cables pequeños, frecuentemente se emplean tubos de metal en láminas corrugadas. Por ejemplo, el sistema Freyssinet emplea una manguera metálica con diámetros exteriores que varían de 28,58 a 41,28 mm para 8 a 18 alambres, con un espesor de manguera de cerca de 1,6 mm.

Cuando los tendones no van a ser adheridos, se utiliza frecuentemente una cubierta de plástico o papel grueso, y se engrasan adecuadamente los tendones para facilitar el tensado y prevenir la corrosión.

Usualmente se añade a la grasa inhibidores de herrumbre junto con los compuestos adicionales para asegurar su consistencia uniforme en los extremos de temperatura.

La envoltura de plástico o papel debería atarse con alambres o cintas a intervalos frecuentes.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag 71)

Estos ductos para cables serán rígidos o semirígidos de metal ferroso galvanizado o polietileno o será formado en el concreto con la parte central removible.

Los radios de curvatura de los ductos de tendones no será menor que 6 000 mm, excepto en las áreas de anclaje donde 3 600 mm puede ser permitido.

Ductos de polietileno no serán usados cuando el radio de curvatura o el tendón es menor que 9 000 mm.

Donde los ductos de polietileno son usados y los cables están unidos , las características de unión de los ductos de polietileno al concreto, así como la lechada, serán analizados, lo mismo que el efecto de la presión de inyección.

El diámetro interior de los ductos será al menos 6 mm más grande que el diámetro nominal de una barra o tendones de strand. Para múltiples barras o tendones de strand, el área de la sección transversal del ducto será al menos dos veces el área neta del acero de pretensado.

El tamaño de los ductos no excederán 0,4 veces el espesor de la zona de ubicación.

(Ref. Manual de Diseño de Puentes “; Normas A.A.S.H.T.O.; pag. 134)

3.6.4.2. Mortero (Lechada de Cemento).-

En el sistema de hormigón postensado con tendones adheridos el ducto o vaina, luego del proceso de tesado, es llenado con mortero semilíquido de cemento (lechada de cemento), el mismo que al endurecerse alrededor de los tendones mejora la resistencia del elemento a la compresión, y reduce el riesgo de fisuración y corrosión en el acero.

(Ref . Texto del Ing. E. Alvarez; pag. 5)

En el caso del postensado, para adherir los tendones al concreto después del tensado, se inyecta lechada de cemento, la cual también sirve para proteger al acero contra la corrosión.

La entrada para la lechada dentro del conducto del cable se proporciona por medio de perforaciones en las cabezas de los anclajes y en los conos, o por tubos ahogados en los miembros de concreto.

Se puede aplicar la inyección en un extremo del miembro hasta que sale por el otro.

Para los miembros más largos, se puede aplicar en ambos extremos hasta que salga por una ventila central.

Puede usarse cemento Portland ordinario o bien cemento de alta resistencia a corta edad para la lechada. Se prefiere la arena tosca para adherencia y resistencia, pero es

necesaria suficiente finura, considerando el espacio limitado a través del cual tiene que pasar la lechada.

Para asegurar una buena adherencia para conductos pequeños, es deseable el lechadeo a presión; sin embargo, debe tenerse cuidado de que pueda resistirse el efecto de explosión de la presión en las paredes del cable.

Existen comercialmente, disponibles, máquinas para mezclar e inyectar la lechada.

Donde el espacio es limitado, como en el cable Freyssinet, debería emplearse cemento sólo en la pasta con la misma relación agua cemento.

Cuando se desea ahorrar cemento en un trabajo grande, se puede añadir arena de granos de 0,396 mm. La proporción agua:cemento:arena debería ser cerca de 1,0:1,3:0,7 en volumen. La presión de la lechada fluctúa entre 5,6 y 7 Kg/ cm².

Después que se ha descargado la lechada desde el extremo lejano, ese extremo se obtura y se aplica nuevamente la presión en el extremo de inyectado para compactar la lechada. También es buena práctica lavar los cables con agua antes de comenzar el lechadeo, removiendo el exceso de agua con aire comprimido.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y Lin; pag. 72)

Al empezar la operación de inyección, todas las aberturas y los tubos de ventilación deberán estar abiertos. Se permitirá que el mortero fluya desde la primera abertura en el tubo de entrada hasta que el agua residual o el aire atrapado haya sido removido, luego de lo cual la abertura será tapada.

Las aberturas restantes serán cerradas en forma secuencial.

La presión de bombeo al inicio del tendón deberá ser de 17,6 Kg/cm²; la abertura de salida será sellada y la presión de bombeo deberá alcanzar un mínimo de 5,3 Kg/cm² antes que el orificio de salida sea sellado.

Para temperaturas menores a 0°C, los ductos deberán estar libres de agua, para evitar efectos de congelamiento. Durante el mezclado y el bombeo, el concreto deberá tener

una temperatura no mayor de 32°C; en caso que se considere necesario, el agua para la mezcla será refrigerada.

(Ref. “ Manual de Diseño de Puentes “; I.C.G.; pag. 184)

3.7. Sistema de Pretensado “ Freyssinet “ .-

En varios países se han desarrollado una gran cantidad de sistemas, de elementos de acero, gatos y acoples de anclaje, los cuales difieren entre sí sólo por detalles menores.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag 641)

Existe una gran variedad de sistemas, pero se hará referencia al citado, por ser éste conocido en el medio. Es un sistema de presforzado lineal, utilizado en Francia en primera instancia, y posteriormente en E.E.U.U. (Código A.C.I.). Este sistema se adecúa para el postensado. El método de anclaje es para cables presforzados por mordazas de fricción.

En el sistema de postensado “ Freyssinet “, la mayoría de los cables de tendones “ Freyssinet “ están compuestos de 12 torones, aunque también se emplean de 6, 8 o 9 torones.

Los diámetros de torón disponibles se encuentran limitados a ($\frac{1}{2}$ ”) y (0,6”).

Todos los tendones con torones “ Freyssinet ” cumplen con la norma ASTM A – 416.

La mayor capacidad última disponible corrientemente en los tendones es de 495,6 Klb (2224 800,2 Kg) y 703,2 Klb (318 965,89 Kg).

Se dispone de una variedad de técnicas para cumplir con todos los posibles requerimientos del lugar. El sistema “ Freyssinet “ se adapta casi a cualquier técnica de construcción proporcionando procedimientos de recuperación seguros y efectivos para las condiciones inesperadas del trabajo de campo.

Además, debido a su tamaño y maniobrabilidad, los gatos del sistema “ Freyssinet “ requieren de menos acondicionamientos en la obra.

La carga en el tendón se puede controlar fácilmente en cualquier nivel que se requiera, relajando, tensando parcialmente, retensando o destensando. Los tendones " Freyssinet " se pueden tensar al 80 % de la resistencia garantizada del acero, para vencer a la fricción.

Con respecto a la recuperación del deslizamiento del anclaje, si el deslizamiento afecta a la fuerza pretensora requerida final, el deslizamiento se puede ajustar mediante una silleta de tensado y cuñas. Para realizar esto, se emplean anclajes exteriores con placas de apoyo.

En el destensado, los tendones con torones " Freyssinet " se pueden destensar en cualquier estado, bien sea para remover totalmente la fuerza pretensora o para reducir la fuerza de pretensado hasta alcanzar algún requerimiento especial del proyecto.

(Ref. " Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado "; A. Nilson; pag. 583)

Al respecto del presforzado mecánico por medio de gatos " Freyssinet ", para el postensado, podemos indicar que tanto para el pretensado como para el postensado, el método más común para esforzar los tendones es el empleo de gatos.

En el postensado, los gatos se usan para jalar el acero contra el concreto endurecido.

La capacidad de los gatos varía desde 3 toneladas hasta 100 toneladas y más.

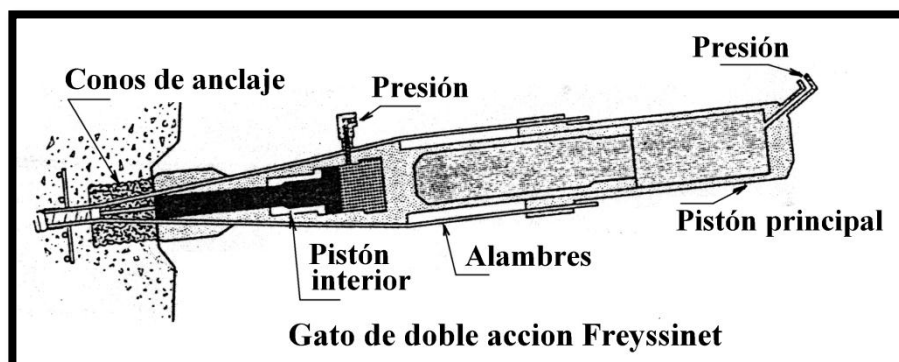
Un cable con un diámetro nominal de 3,81 cm (1.5") puede requerir una tensión inicial de 90 toneladas; sería entonces deseable tener dos gatos con una capacidad de 60 toneladas para el tensado, para así tener un amplio margen de seguridad.

Los sistemas de los gatos varían desde jalar uno o dos alambres hasta varios cientos de ellos a la vez.

El gato de doble acción de " Freyssinet " jala hasta 18 alambres o 12 cables a un mismo tiempo.

El siguiente esquema representa un gato de doble acción, cuyas longitud total es de aproximadamente 1 metro y un peso de 188 Kg.

Figura 3.22.
Representación Gráfica de un Gato Hidráulico (Freyssinet)



Se sugieren algunos procedimientos relativos al empleo de los gatos en la práctica.

Por ejemplo, con el objeto de minimizar el escurrimiento plástico (flujo plástico) en el acero, y también reducir la pérdida por fricción del presfuerzo. A veces los tendones son estirados a un pequeño porcentaje arriba de su presfuerzo inicial especificado.

Este exceso en el estirado de los tendones, es también necesario por el deslizamiento y compensación en el anclaje al eliminar la presión del gato.

Cuando los tendones son largos o apreciablemente curvos, deberían ponerse los gatos en los dos extremos.

Durante el proceso de colocación de los gatos, deberían correr completamente las cuñas y tuercas de anclaje y asentarse ajustadas moderadamente contra las placas de los extremos.

Esto puede ayudar a evitar daños serios en el caso de que se rompiera un alambre o de una falla súbita de los gatos.

Los manómetros de los gatos están calibrados, ya sea para leer la presión en el pistón o para leer directamente la cantidad de tensión aplicada al tendón.

Cuando se van a tesar en sucesión varios tendones en un miembro, debería tenerse cuidado de jalarlos en el orden apropiado para que no resulte, durante el proceso, alguna carga excéntrica de cuidado.

Es práctica común medir el alargamiento del acero para revisarlo con las indicaciones del manómetro.

La cantidad de pérdida por fricción puede estimarse por la discrepancia entre los alargamientos medidos y los esperados.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag.85)

A continuación, se ilustran algunos de los elementos característicos del sistema de pretensado Freyssinet como los dispositivos de anclaje (el cono macho y el cono hembra), además de la gráfica de un gato hidráulico tipo S-6

Figura 3.23.

Esquema de los Dispositivos de Anclaje (Cono Macho y Cono Hembra)

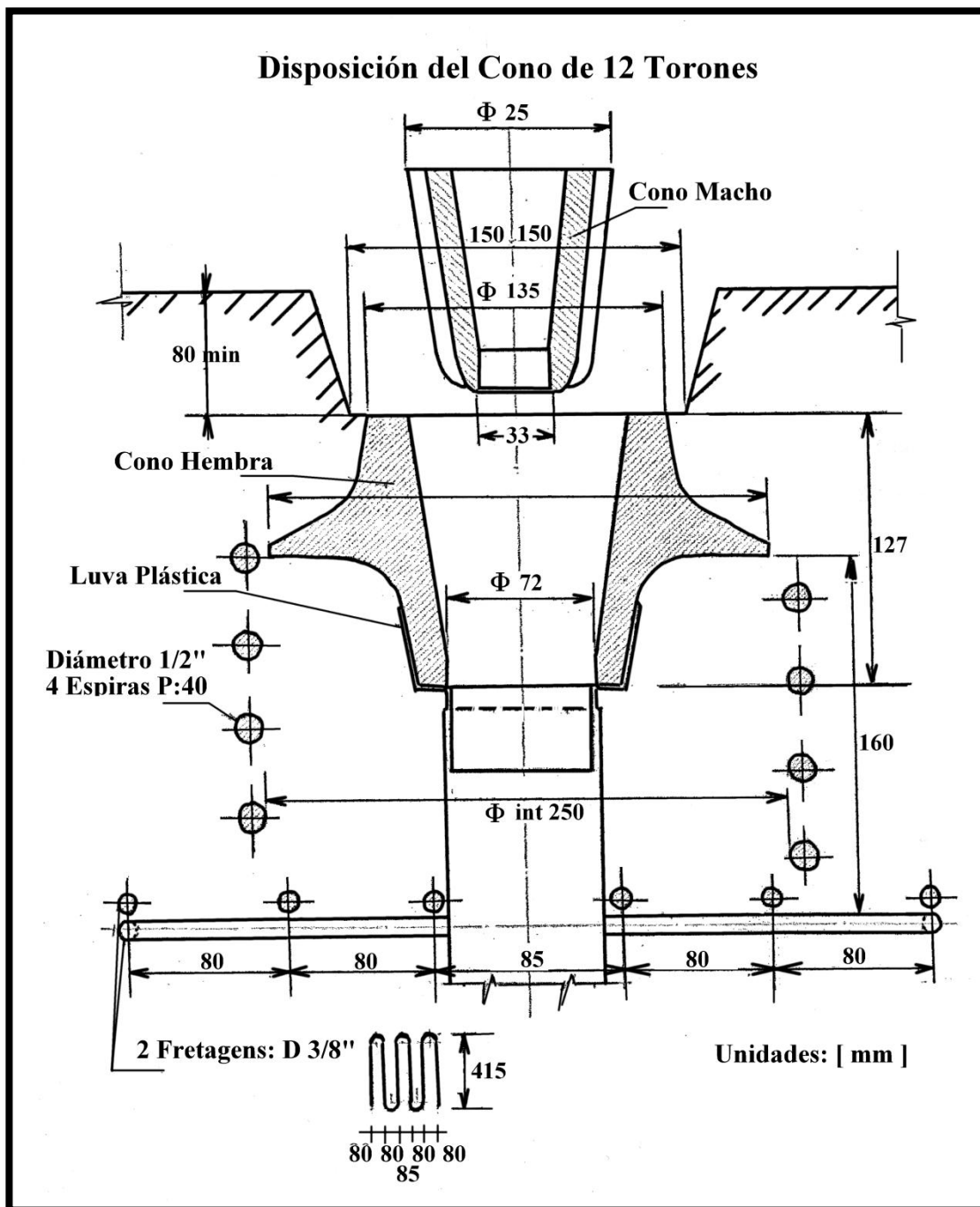


Figura 3.24.

Distancia Mínima entre Conos de 12 Torones

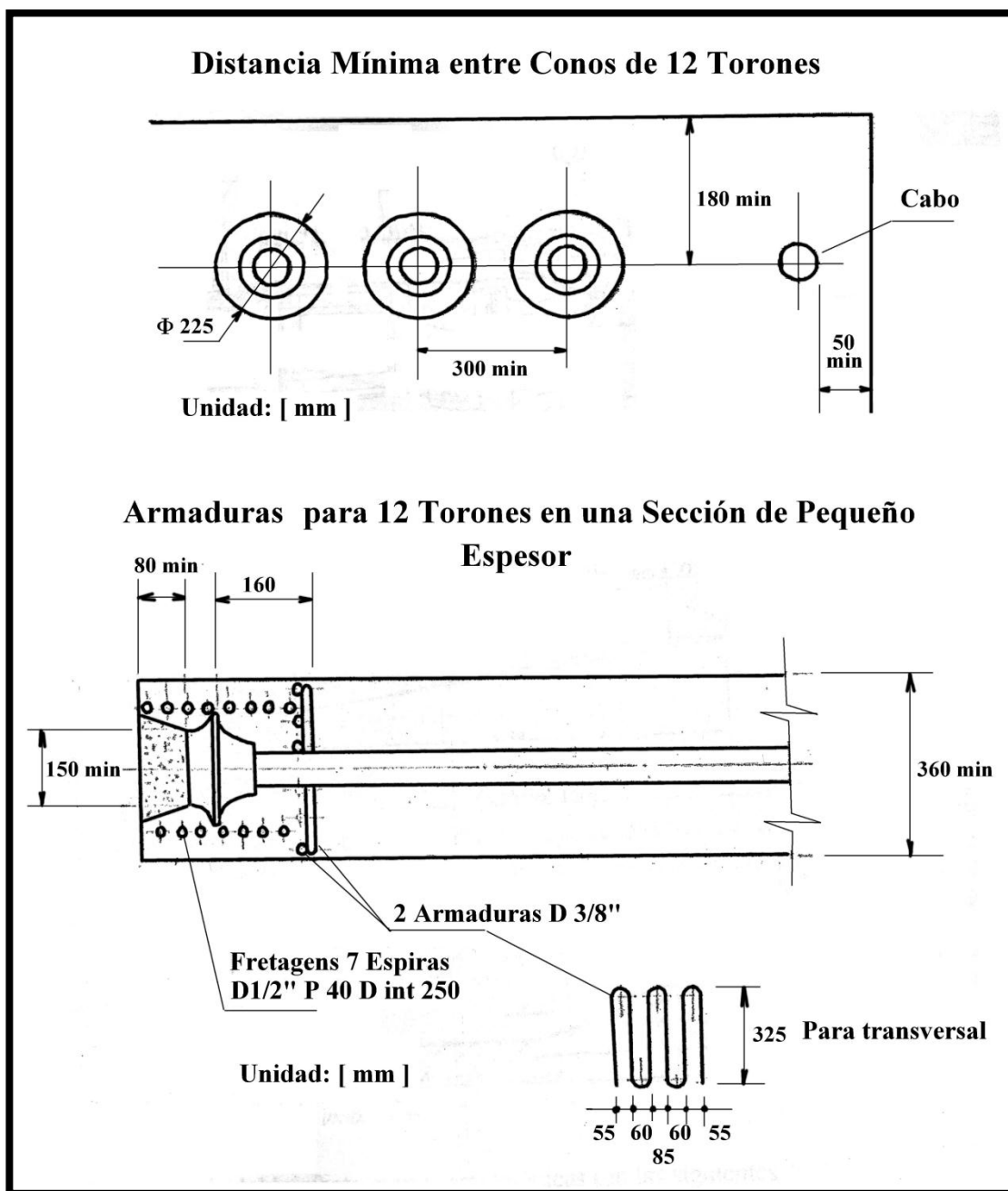


Figura 3.25.

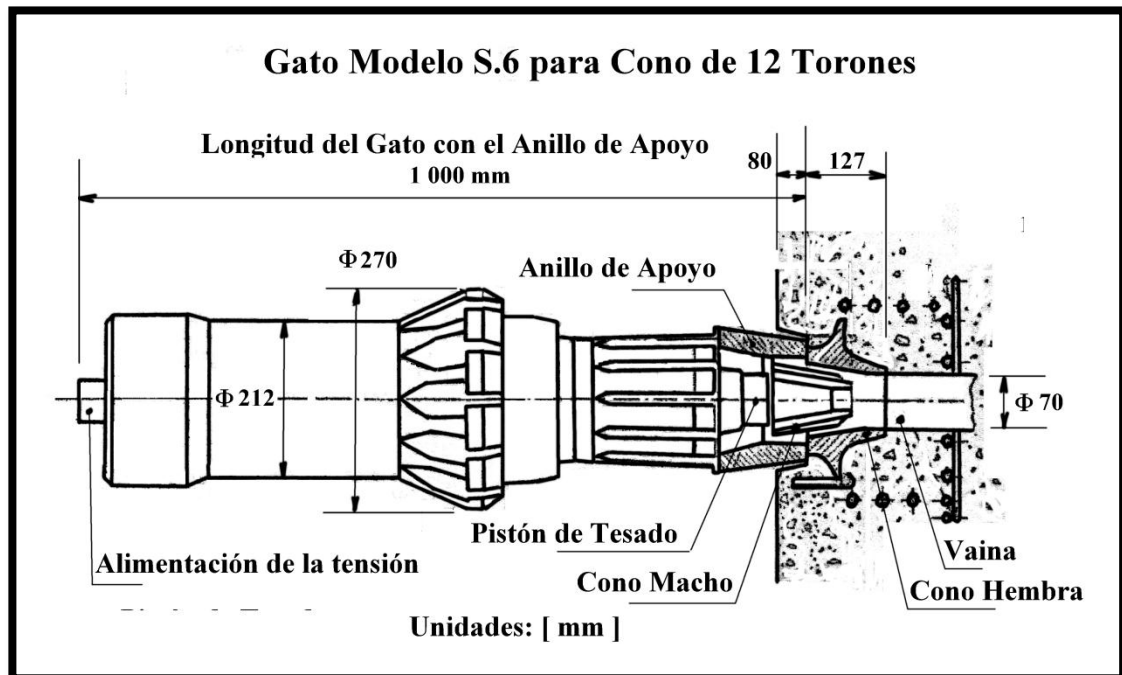
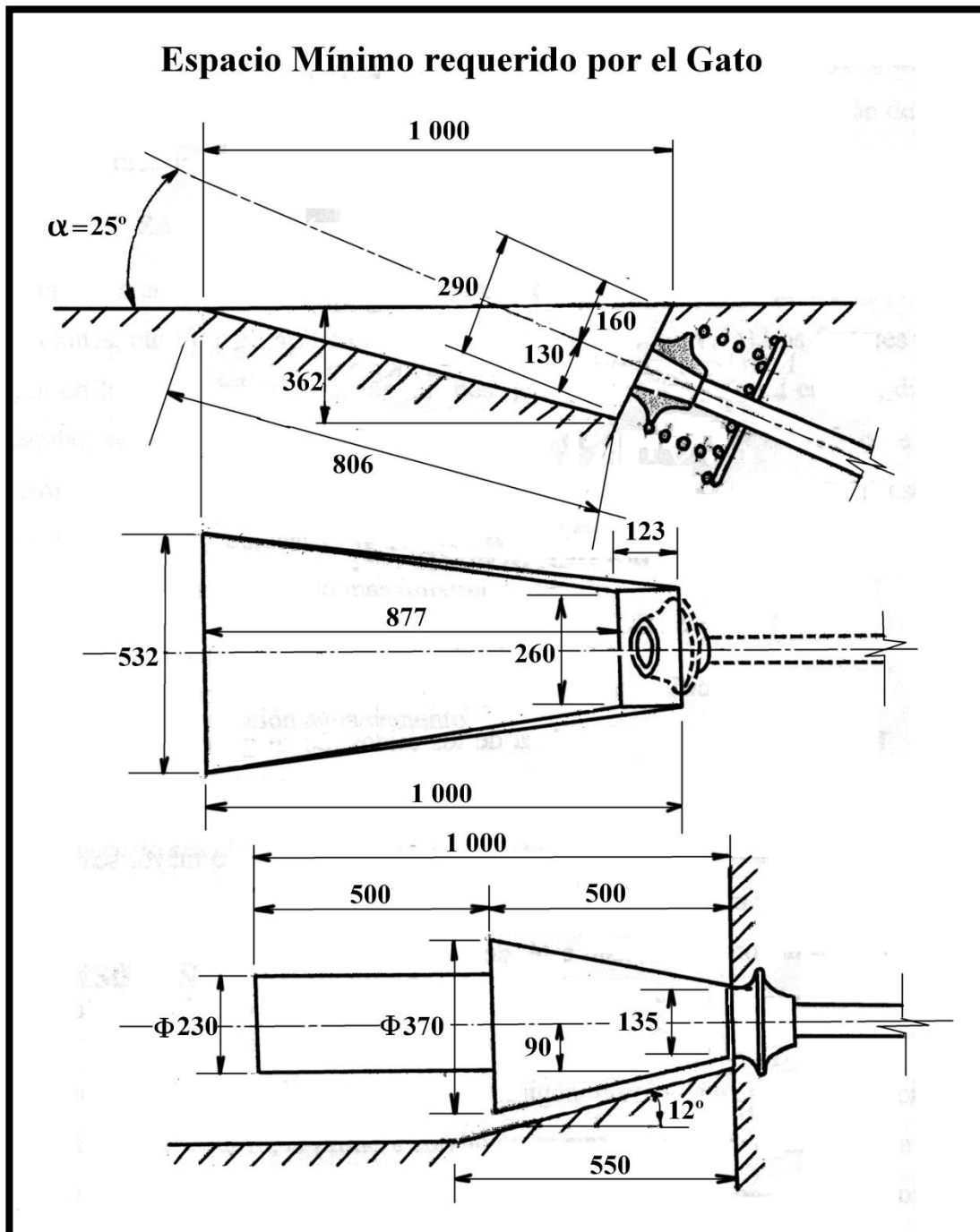
Gato Modelo S.6 para Cono de 12 Torones

Figura 3.26.
Espacio Mínimo Requerido por el Gato



Tendones extendidos hacia arriba; los tendones se pueden anclar en la superficie superior del miembro. El mínimo ángulo de elevación es de 25° , y el hueco

dimensionado tal como se muestra en la ilustración, son característicos en los anclajes interiores de cables de media pulgada. Sin embargo, todos los anclajes Freyssinet pueden usarse de manera similar.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 584)

3.8. Cargas de Diseño.-

Para propósitos de diseño, las cargas, o acciones o también denominadas solicitaciones, se definen como los elementos del entorno que causan esfuerzo y deformaciones en una estructura.

Dado el carácter aleatorio de las cargas y de sus diversas combinaciones, para el diseño se utilizan valores y criterios que se establecen en los códigos, normas o especificaciones correspondientes. Actualmente, nuestro país no cuenta normas propias para diversas estructuras.

Es importante captar que la definición de la carga de diseño incluye simultáneamente los conceptos de seguridad y economía de la obra.

Las cargas de diseño usualmente no son los valores máximos absolutos que pueden actuar durante la vida útil de la estructura.

En sentido general, se hace referencia al Código (A.C.I.) que contempla las normas del “ American National Standards Institute “ (A.N.S.I.), la “American Society of Civil Engineers “ (A.S.C.E.) con las recomendaciones del Task Committee on Wind Forces, además de las normas A.A.S.H.T.O., y el “ Prestressed Concrete Institute “ (P.C.I.)

Debido al lugar del emplazamiento, la estructura a la que hacemos referencia, no se afecta directamente por la totalidad de las cargas especificadas por las normas (A.A.S.H.T.O.)

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en dos categorías importantes:

- Cargas muertas.
- Cargas vivas.

Además, se puede considerar una tercera subclasificación, denominadas “ cargas ambientales “.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag 9)

3.8.1. Cargas Muertas o Acciones Permanentes.-

Denominadas también “ acciones permanentes “. Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura.

Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Este valor puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Los siguientes pesos unitarios serán utilizados en el cómputo de la carga muerta:

Tabla 3.10.

Pesos Unitarios de algunos Materiales de Construcción

Pesos Unitarios de algunos Materiales	
Materiales	[Kg/m ³]
Acero a acero colado	7 850
Hierro fundido (Hierro forjado)	7 230
Acero	7 200
Aluminio (Aleaciones de aluminio)	2 800
Mampostería de piedra	2 700
Concreto Armado (esp. japonesa)	2 500
Concreto reforzado u H°A° (Concreto simple o normal)	2 400
Pavimento (excepto adoquines de madera)	2 400
Concreto simple o ciclópeo	2 300
Albañilería de piedra	2 500
Balasto	2 250
Macadam	2 240
Asfalto	2 000

Arena	2 000
Arena, tierra y grava o balasto (apisonados)	1 900
Rellenos rocosos	1 800
Concreto ligero	1 740
Arena, tierra y grava (sueltos)	1 600
Relleno de tierra arenosa o gredosa, incluyendo cascajo	1 600
Agua salada	1 020
Agua dulce	1 000
Relleno de escorias	960
Madera (con o sin tratamiento)	800
Asfalto (1” de espesor)	45 Kg/m ²
Madera húmeda	2 Kg/pie ²
Madera seca	1,8 Kg/pie ²

Para puentes, las cargas muertas pueden incluir superficies de desgaste, aceras y barandas, y se deja un margen para ductos, aparatos, accesorios de iluminación y otras cargas suspendidas.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag 9)

Son cargas permanentes aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o varían en un sólo sentido hasta alcanzar un valor límite. También se consideran cargas permanentes el empuje de la tierra, los efectos debidos a la contracción (retracción) de fraguado del concreto y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos del asentamiento de los apoyos.

(Ref. “ Manual de Diseño de Puentes “; I.C.G.; pag. 35)

Según las normativas de la (A.A.S.H.T.O.) se consideran cargas permanentes el peso propio, la carga muerta y el empuje de tierras. Y como cargas o acciones permanentes variables, se estiman el efecto de presforzado, la contracción (retracción) de fraguado del concreto, la fluencia (flujo) plástico del concreto, los asentamientos de los apoyos, la presión hidráulica y la subpresión.

(Ref. “ Puentes “: J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 38)

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal con más concreto satisfacen generalmente estos requisitos.

La altura de las barandas para puentes peatonales no será menor que 1,1 m.

(Ref. Manual de Diseño de Puentes “; I.C.G.; pag. 26)

Se considerará para el diseño un tubo de acero galvanizado. Tendrá una altura mínima de 0,7 metros y una altura máxima de 1,05 metros por encima de la calzada.

El barandado para calzada preferiblemente será diseñado de manera que presente superficies lisas de modo que no presenten aristas, tratando de evitar la presencia de postes.

(Ref. Normas A.A.S.H.T.O.)

Algunos de estos aspectos son analizados con mayor detalle en el desarrollo del presente trabajo, considerando el tipo de estructura, las características del lugar de emplazamiento y los métodos de diseño empleados.

3.8.2. Cargas Vivas o Acciones no Permanentes.-

Para el diseño de la pasarela peatonal se considerarán las cargas vivas que resultan de la sobrecarga de uso, el viento y granizo por ser las acciones predominantes en la estructura y de acuerdo a las características del medio ambiente existente.

No obstante, basándose en la bibliografía consultada, se enunciarán algunas consideraciones pertinentes para el análisis y diseño de la estructura.

Constan principalmente de cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Estas pueden estar aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación.

Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento y, además, sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión.

Las mínimas cargas vivas para las cuales deben diseñarse algunas de las estructuras más usuales, se especifican en el Código A.C.I. y sus anexos (A.N.S.I.) “ American National Standards Institute “:

Tabla 3.11.
Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas. Normas (A.N.S.I.)

Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas (A.N.S.I.)		
Ocupación o Utilización	Carga Viva	
	[lb/pie ²]	[Kg/m ²]
Fábricas de armamentos y salas de ejercicios militares	150	733,9035
Salas de funciones y lugares de reunión:		
Asientos fijos	60	293,5614
Asientos móviles	100	489,269
Balcones (exteriores)	100	489,269
Salones de boliche, áreas de natación y áreas recreativas similares	75	366,95175
Corredores:		
Primer piso	100	489,269
Otros pisos		
Salones de baile	100	489,269
Salones comedor y restaurantes	100	489,269
Cocheras (autos de pasajeros) (Los pisos deben diseñarse para soportar 150% de la carga máxima de las ruedas en cualquier parte del piso)	100	489,269
Gimnasios, pisos principales y balcones	100	489,269
Hospitales:		
Salas de operación	60	293,5614
Privados	40	195,7076
Salas generales	40	195,7076
Bibliotecas:		

Salas de lectura	60	293,5614
Áreas de libreros	150	733,9035
Manufactura	125	611,58625
Marquesinas	75	366,95175
Edificios para oficinas:		
Oficinas	80	391,4152
Vestíbulos	100	489,269
Instituciones penales:		
Bloques de celdas	40	195,7076
Corredores	100	489,269
Residencial:		
Casas multifamiliares:		
Apartamentos privados	40	195,7076
Salones públicos	100	489,269
Corredores	60	293,5614
Casas habitación:		
Primer piso	40	195,7076
Segundo piso y buhardillas habitables	30	146,7807
Buhardillas inhabitables	20	97,8538
Hoteles:		
Cuartos para huéspedes	40	195,7076
Salones públicos	100	489,269
Corredores de servicio para salones públicos	100	489,269
Corredores públicos	60	293,5614
Corredores privados	40	195,7076
Estrados y graderías	100	489,269
Escuelas:		
Salones de clase	40	195,7076
Corredores	100	489,269
Andadores, caminos para vehículos y patios sujetos a tránsito de camiones	250	1223,1725
Escaleras, escapes contra incendio y pasajes de salida	100	489,269
Almacenes:		
De artículos ligeros	125	611,58625
De artículos pesados	250	1223,1725
Tiendas:		
Al menudeo:		

Primer piso, salones	100	489,269
Pisos superiores al mayoreo	75	366,95175
Teatros:		
Pasillos, corredores y vestíbulos	100	489,269
Pisos para orquesta	60	293,5614
Balcones y plateas	60	293,5614
Pisos de escenario	150	733,9035
Patios y terrazas, peatones	100	489,269

Estos datos también forman parte del “ Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures “. Donde se incluyen valores representativos de las mínimas cargas vivas que deben utilizarse en una amplia variedad de edificios.

La tabla presenta valores de cargas vivas uniformemente distribuidas para varios tipos de ocupación; se incluyen aspectos acerca del impacto cuando es necesario.

Estas cargas son los máximos esperados y exceden considerablemente los valores promedio.

Además de estas cargas uniformemente distribuidas, se recomienda como alternativa, en algunos casos, diseñar para sostener en forma segura, algunas cargas concentradas cuando estas producen esfuerzos mayores.

Usualmente se permiten algunas reducciones en las cargas vivas para elementos con grandes áreas aferentes, bajo la premisa de que es poco probable que toda el área vaya a estar cargada completamente al mismo tiempo.

En algunos casos no es conveniente utilizar las cargas estipuladas, debiéndose tener en cuenta específicamente el tipo de ocupación calculando con la mayor precisión posible las cargas más probables, situación que se presenta en edificaciones industriales.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 9)

La sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, vehículos, etc.

(Ref. “ Hormigón Armado “; J. Montoya; pag. 684)

Postes y pasamanos peatonales; estos se dispondrán en pasarelas o puentes de ciudad donde las aceras y calzada coinciden con la sección de las calles.

En los pasamanos peatonales se aplican simultáneamente cargas distribuidas de 0,75 KN/m (75 Kg/m) en el sentido vertical, y $\pm 0,75$ KN/m en el sentido horizontal.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 70)

3.8.2.1. Sobrecarga de Uso (q_{sc}).-

Carga viva en veredas, barandas y pasarelas; en el diseño de la vereda de los puentes se considera una carga viva local de 400 Kg/m².

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 41)

Al no indicarse en forma precisa, un predeterminado valor para esta carga, se describirán valores referenciales obtenidos de bibliografías, y en concordancia con el Código A.C.I.

Cargas en las aceras; los pisos de las aceras, largueros y sus soportes intermedios, serán diseñados para una carga viva de 4,15 KN/m (423 Kg/m²).

Vigas maestras, reticulares, arcos y otros miembros serán diseñados para la siguiente carga viva aplicada en la superficie de la acera.

Luces menores a 7,6 m 4,15 KN/m² (423 Kg/m²)

Luces entre 7,6 m a 30 m 2,9 KN/m² (290 Kg/m²)

Para luces mayores a 30,01 m la carga viva aplicada sobre la acera se calcula según:

$$p = \left(146,3 + \frac{4461}{L} \right) * \left(\frac{16,8 - w}{1520} \right)$$

Donde:

p = Carga viva en $[\text{KN/m}^2]$. Como máximo un valor de $2,9 \text{ KN/m}^2$ (290 Kg/m^2)

L = Longitud cargada del miembro a verificar en metros

w = Ancho de la acera, en metros.

Realizando los respectivos cálculos, para el tema en estudio, se obtiene un valor de $247,32 \text{ Kg/m}^2$, para una longitud de 40 m y un ancho de acera de 2,5 metros.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 68)

Cargas sobre los andenes o los pisos de los andenes, los largueros y sus apoyos intermedios se diseñan en general para una carga viva al menos de 85 lb/pie^2 (416 Kg/m^2) de área de andén.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; H. Nilson – G. Winter; pag. 703)

Dato obtenido de la tabla “ Sobrecargas de Uso “; inciso D) “ Oficinas y comercios “. Donde se estima un valor para galerías comerciales, escaleras y accesos se determina como sobrecarga de uso un valor de 400 Kg/m^2 .

(Ref. “ Hormigón Armado “; J. Montoya; pag. 684)

En referencia a la tabla, “ Mínimas Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas “, se establece que Vías peatonales y plataformas elevadas presentan una mínima carga viva uniformemente distribuida de 50 lb/pie^2 (245 Kg/m^2)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; H. Nilson – G. Winter; pag. 9)

3.8.2.2. Acción del Viento (q_v).-

La mayor parte de los códigos de construcción especifican presiones de viento de diseño por unidad de superficie de pared vertical.

De acuerdo con la localización, estas fuerzas estáticas equivalentes varían aproximadamente desde 10 hasta 50 lb/pie^2 ($48,93 \text{ Kg/m}^2$ a $244,64 \text{ Kg/m}^2$).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; H. Nilson – G. Winter; pag. 9).

Las cargas por metro cuadrado, debido al viento, se aplicarán a las superficies expuestas al viento, en todas las estructuras.

La superficie expuesta a ser considerada será la suma de las áreas de todos los miembros incluyendo el sistema del piso y barandado, a 90° respecto al eje longitudinal de la estructura.

Las fuerzas y cargas dadas son para vientos con una velocidad de 160 Km/hr.

Para el diseño de la superestructura, una carga móvil uniformemente distribuida debido al viento y de la siguiente intensidad, se aplicará horizontalmente y en ángulo recto, al eje longitudinal de la estructura (superestructura)

Para reticulares y arcos 375 Kg/m²

Para vigas 225 Kg/m²

(Ref. “ Especificaciones para Puentes Carreteros “; Normas “ A.A.S.H.T.O. “; pag. 18)

La presión debido al viento incide tanto en la superestructura como en la infraestructura. Su dirección es variable pero para el diseño se trabaja sólo con las componentes en la dirección perpendicular al tráfico, sobre la elevación de la estructura.

Las solicitaciones por el viento, en la superestructura, vienen expresadas por unidad de superficie expuestas en elevación.

En el diseño de la superestructura se toman en cuenta sólo las fuerzas transversales o perpendiculares al tráfico.

- Vigas de alma llena 2,25 KN/m² (230 Kg/m²)

- Para reticulares 3,75 KN/m² (382,35 Kg/m²)

En puentes corrientes con luces hasta de 50 metros, se emplearán las siguientes cargas:

- Viento longitudinal en la superestructura, de 0,6 KN/m² (62,196 Kg/m²)

- Viento transversal en la superestructura, de $2,45 \text{ KN/m}^2$ ($249,8 \text{ Kg/m}^2$).

Considerando el viento en la infraestructura, además de las reacciones por viento transmitidas por la superestructura, se tomará una presión de 2 KN/m^2 ($203,92 \text{ Kg/m}^2$) aplicada en la dirección más desfavorable, para luego de su aplicación descomponerla en las dos direcciones.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 71)

Con respecto a las cargas de viento, las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado.

Para puentes con una altura de 10 m o menos, medida desde el nivel del agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. En el caso que se expone en el presente trabajo y según la norma (A.A.S.H.T.O.), la altura de galibo mínima será de 4,3 metros

(Ref. “ Manual de Diseño de Puentes “; I.C.G. ; pag. 44)

En referencia a la dirección del viento, se admite que el viento en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales, por ejemplo, estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas; se estudiará, además, su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables. En los casos especiales que se señalan y en otros que lo requieran, se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de $\pm 10^\circ$ con la horizontal.

En el análisis de la presión dinámica del viento; la velocidad (v), en unidades (m/s), produce una presión dinámica (w) en (Kg/m^2) en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de una estructura, está en función de la altura de su coronamiento y de su situación topográfica, según la siguiente tabla:

Tabla 3.12.

Presión Dinámica del Viento

Presión Dinámica del Viento				
Altura de coronación de la estructura sobre el terreno en [m], cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento (v)		Presión dinámica del viento (w)
Normal	Expuesta	[m/s]	[Km/h]	[Kg/m ²]
0 a 10		28	102	50
11 a 30		34	125	75
31 a 100	0 a 30	40	144	100
> 100	31 a 100	45	161	125
	> 100	49	176	150

Se considera situación topográfica expuesta a la de las costas, las crestas topográficas, los valles estrechos, etc. Desfiladeros, acantilados y otras zonas se estudiarán con mayor análisis.

Al respecto de la sobrecarga del viento sobre un elemento superficial, el viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria (p) en (Kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$p = c * w$$

Siendo (w) la presión dinámica del viento y (c), el coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo (α) de incidencia del viento en la superficie.

La estructura en estudio se considerará como una construcción cerrada, ya que no corre viento a través de ella. Y para obtener el valor de (c), el coeficiente eólico, se hace uso de la siguiente tabla “ Coeficiente Eólico de Sobrecarga Local en una Construcción cerrada “:

Figura 3.27.

Coeficiente Eólico de Sobrecarga Local en una Construcción Cerrada

Situación Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento	A sotavento	A barlovento	A sotavento	A barlovento	A sotavento
	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6
En remanso 90 — 0°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente 90°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
80°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
70°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
60°	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Cabe considerar que no se toman en cuenta los dos coeficientes de barlovento y sotavento, debido a que estos llegarían a contrarrestarse por tener magnitudes iguales.

Por lo tanto, se obtiene un valor de sobrecarga del viento que incide en la estructura,

(p).

(Ref. “ Hormigón Armado “; J. Montoya; pag. 688)

En base a los valores determinados por el “ Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología “ (SENAMHI), se presentan vientos normales que no superan los 18,8 Km/hr de dirección Sur-Este, llegándose a originar vientos denominados de origen local producidos por tormentas o temporales en primavera y verano que alcanzan los 70 Km/hr.

Por lo expuesto, se puede comprender que el efecto de esta carga se podría prescindir, ya que la acción del viento, según la normativa “ A.A.S.H.T.O. “, no se considera, a velocidades menores a 160 Km/h

3.8.3. Cargas Ambientales.-

En el proceso de cálculo, estas cargas se incluyen y se adoptan por sus características, como cargas vivas.

Constan principalmente de cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas, presiones de suelos en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de aguas de lluvia sobre superficies planas y fuerzas causadas por diferencias de temperatura.

Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Estas cargas se modifican según la región donde se apliquen.

Ha habido un desarrollo importante en los métodos racionales para predecir las fuerzas horizontales, debido al viento y al sismo sobre las estructuras. La mayor parte de los códigos de construcción especifican presiones de viento de diseño por pie cuadrado de superficie de pared vertical. De acuerdo con la localización, estas fuerzas estáticas equivalentes varían aproximadamente desde 10 hasta 50 lb/pie², aunque algunas normas más recientes incluyen factores como las velocidades de viento probables, exposición de la estructura, altura de la estructura, etc.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 9)

La carga de la nieve se considerará aún en localidades donde no nieva. En tal caso, se debe adoptar una sobrecarga no menor a 40 Kg/m².

(Ref. “ Hormigón Armado “; J.Montoya; pag. 686)

Existen otras cargas vivas que no serán analizadas en el presente diseño por ser sus efectos intrascendentes en el desempeño de la estructura a diseñar según el medio en el cual se emplazará la estructura.

3.8.4. Acciones según las Normativas (A.A.S.H.T.O.).-

Según las normas americanas, los puentes carreteros deben cumplir con los requerimientos de cargas, diseño y construcción contenidos en las especificaciones (A.A.S.H.T.O.). Los requerimientos de diseño para puentes peatonales y puentes que sirvan para otros propósitos pueden ser establecidos por otros códigos y normativas.

(Ref. “ Diseño de Estructura de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 526)

A continuación se hará una descripción generalizada de distintos tipos de cargas vivas y/o fuerzas de las especificaciones (A.A.S.H.T.O.) que suelen presentarse en este tipo de estructuras, pero que no se tomarán en cuenta dentro del diseño de la pasarela peatonal debido a su exiguo o nulo efecto sobre la estructura estudiada.

Estas son el peso propio, el peso muerto, la sobrecarga, el impacto, el frenado, la fuerza centrífuga, la contracción de fragua, la variación térmica, el viento, el sismo, el empuje de tierras, la subpresión, la presión de la corriente, la nieve, el hielo y otros.

Las cargas vivas de servicio para puentes vehiculares, las especifica la (A.A.S.H.T.O.), cuyos datos serán prescindibles en el presente trabajo, al tratarse de un puente peatonal.

Impacto.-

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de veredas y puentes peatonales.

(Ref. “ Manual de Diseño de Puentes “; I.C.G.; pag. 40)

El impacto es una carga que representa el efecto dinámico de la carga vehicular, dado que esta no es una carga estática, sino una carga en movimiento. Está expresada por una carga estática, la que es un porcentaje del valor o el efecto de la sobrecarga, mediante fórmulas empíricas.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 17 – 41)

Se considera como esfuerzos de carga viva producidos por las cargas de “ camiones tipo “ que serán aumentados para determinadas estructuras, por la tolerancia indicada para efectos dinámicos, de vibración e impacto.

Ya que la normativa A.A.S.H.T.O. considera a los “ camiones tipo “ como referencia para el cálculo del impacto en estructuras de dimensiones de mayor amplitud que las de una pasarela peatonal, la rigidez y flexibilidad de la misma se obtendrán por las condiciones de diseño del hormigón pretensado aplicadas a una pasarela, prescindiendo del efecto del impacto en la estructura estudiada.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson; pag. 704)

Fuerzas Longitudinales.-

Según las normativas vigentes en el medio, este efecto resulta de considerar un 5% de la carga viva; “ camiones tipo “, “ cargas equivalentes “ en todas las fajas de tráfico, desarrollado en la misma dirección.

Estas fuerzas longitudinales son provocadas por el frenado brusco de vehículos. Por lo que se exceptuará en el análisis estructural de la pasarela peatonal.

Fuerzas de Temperatura.-

Se tomarán en cuenta en el análisis estructural de una pasarela de H°P°, cuando se analicen las pérdidas de la fuerza de pretensado, en particular.

Se analizarán los esfuerzos o movimientos resultantes de las variaciones de la temperatura.

Fuerzas de Levantamiento.-

Se descalifican en el diseño de una pasarela peatonal. Ya que la norma A.A.S.H.T.O. se refiere a una unión adecuada de la superestructura con la infraestructura cuando una carga o combinación de cargas incrementadas al 100% de la carga viva más impacto produzcan fuerzas de levantamiento en cualquier apoyo.

Fuerza de la Corriente de Agua, Hielo y Escombros Flotantes.-

Afecta a las pilas y a otras partes de la infraestructura sometidas a la fuerza de la corriente de agua, hielo y/o escombros flotantes. Y dichas partes deberán ser diseñadas para resistir los esfuerzos inducidos por estas fuerzas.

Las pilas deben ofrecer la menor resistencia posible, dando formas hidrodinámicas en dirección de la corriente.

Por lo general y con más propiedad en el presente caso, debido a la ubicación en un sitio elevado donde se planea emplazar la pasarela, los estribos de la pasarela se encontrarían desahfectados de la influencia de la corriente de agua. Así mismo en el diseño de la pasarela peatonal propuesta no intervienen pilas ya que la longitud de la viga a pretensar no lo requiere.

Fuerzas Sísmicas.-

En regiones donde se esperan movimientos sísmicos, se tomará la providencia para ajustar las fuerzas laterales a dichos movimientos.

En Tarija no se considerarán estas fuerzas, ya que se encuentra sobre un basamento de rocas del periodo ordovícico, donde no se presentan grados de sismicidad de consideración.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bossio – J. Lopez; pag. 38)

3.9. Bases de Diseño.-

Se consideran dos métodos de diseño importantes. El primero que se desarrollo fue el dominado “ diseño para cargas de servicio “ y se basa en la teoría elástica. El segundo, más contemporáneo, se conoce como el “ método de diseño a la

resistencia “ y se fundamenta en el comportamiento inelástico del acero y del concreto.

A causa de las diferencias tanto en realismo como en confiabilidad, el método de diseño a la resistencia ha desplazado rápidamente, en los últimos 25 años, al método más antiguo de diseño para cargas de servicio. Sin embargo el método más antiguo aún se usa ocasionalmente.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 14)

Un elemento calculado con base en una resistencia adecuada para un estado hipotético de sobrecarga también debe comportarse en forma satisfactoria bajo condiciones normales de cargas de servicio. En términos específicos, la deflexión debe limitarse a un valor aceptable y las grietas de tensión en el concreto, que ocurren inevitablemente, deben ser de poco espesor y bien distribuidas a lo largo de la zona de tensión.

Antes, la práctica consistía en limitar el ancho de las grietas y las deflexiones en forma directa, aplicando los esfuerzos en el concreto y en el acero para estados de carga de servicio. El método conocido como “ diseño elástico “ o “ diseño para cargas de servicio “ mediante el cual las dimensiones de los elementos se determinan según los límites en los esfuerzos, que controlan indirectamente el agrietamiento y las deflexiones, puede utilizarse aún como alternativa de diseño, según el Código (A.C.I.) de 1 989.

Sin embargo, debido a las limitaciones e inconsistencias asociadas con el método de diseño para cargas de servicio, se prefiere el “ método de la resistencia “.

Después de calcular las dimensiones para obtener una resistencia adecuada, las deflexiones se calculan y se comparan con valores límites (o se controlan de otra manera) y el ancho de las grietas se limita mediante métodos específicos. Este enfoque de diseño, llamado en Europa y con alguna frecuencia en los Estados Unidos, “ diseño para estados límites “, es la base principal del Código (A.C.I.) de 1 989.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 69)

El diseño estructural de un puente debe ser visto como un proceso iterativo, en el que se aplica la tecnología, la ciencia y el arte.

A diferencia de lo que ocurre en el diseño de las edificaciones, en el caso de los puentes es el diseñador el que fundamentalmente decide el diseño. Debiendo cumplirse requisitos, tales como la factibilidad, la seguridad, la funcionalidad, la economía y la estética.

Para el diseño estructural, generalmente se observan la seguridad, la utilización y la economía. Existiendo varios métodos para tal efecto:

- Diseño para esfuerzos permisibles (estado de servicio).
- Diseño para resistencia última (estado de rotura).
- Diseño para estados límites.

La tradición en puentes ha sido diseñar en servicio, o sea, por el método de esfuerzos permisibles.

Indudablemente, el diseño para esfuerzos permisibles es relativamente incompleto e insuficiente, como también el diseñar solamente para obtener una resistencia especificada.

Es común considerar las alternativas de diseño en servicio y rotura, como competitivas y mutuamente excluyentes, pero esto no es necesariamente correcto; lo adecuado es diseñar la estructura para un buen comportamiento tanto en condiciones de servicio como en condiciones últimas de máxima carga, es decir, se deben integrar los métodos en un sólo procedimiento general de diseño, es la tendencia actual.

Los diseños actualmente concebidos, los diseños para resistencia última o para estados límites, dan lugar a soluciones más seguras y más económicas.

En Bolivia no existen parámetros definidos acordes a nuestro medio.

El diseño para estados límites, preconcebidos en el (C.E.B.) “ Comité Europeo del Concreto “, se viene utilizando desde hace varios años en Europa y en algunos países

sudamericanos como Brasil y Bolivia. El concepto de estado límite proporciona una definición más precisa de las condiciones de falla y duración de una obra.

Los estados límites no solamente se refieren al estado de falla o colapso, también se refieren a los estados de utilización de la estructura.

Los estados límites pueden clasificarse en dos categorías:

- Estados límites últimos, que corresponden a la capacidad máxima de carga.
- Estados límites de utilización, que definen las condiciones que debe satisfacer la obra bajo cargas normales de servicio para asegurar un adecuado comportamiento y durabilidad.

Los conceptos anteriores, de amplia utilización en las normas europeas, aún no se han introducido totalmente en las normas americanas del Código (A.C.I.) o la (A.A.S.H.T.O.). Pero progresivamente se van conjuncionando, presentándose acentuadas analogías entre los sistemas de diseño actuales.

(Ref. “ Puentes “; J. L. Bosio – J. Lopez; pag. 32)

3.9.1. Diseño Elástico o Diseño para Cargas de Servicio.-

Anteriormente, la práctica consistía en limitar el ancho de las grietas y las deflexiones en forma directa, aplicando los esfuerzos en el concreto y en el acero para los estados de carga de servicio.

El método conocido como “ diseño elástico “ o “ diseño para cargas de servicio “ mediante el cual las dimensiones de los elementos se determinan según los límites en los esfuerzos, que controlan indirectamente el agrietamiento y las deflexiones, puede utilizarse aún como alternativa de diseño, según el Código (A.C.I.) de 1 989.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 69)

Se calculan las dimensiones de los elementos algunas veces, de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto, causados por cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites, caracterizados por los los esfuerzos que se presentan en la estructura son conocidos como “ esfuerzos

admisibles “ son apenas una fracción de los esfuerzos de falla de los materiales. El concreto responde en forma razonablemente en forma elástica a esfuerzos de compresión que no excedan aproximadamente la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico casi hasta su esfuerzo de fluencia.

De esta manera, los elementos se pueden diseñar con base en la teoría elástica, siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites.

Si los elementos se calculan con base en las cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles con tales cargas que sean fracciones convenientemente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero.

Este fundamento de diseño se conoce como “ diseño para cargas de servicio “. En la práctica se establece como esfuerzo admisible para el concreto aproximadamente la mitad de su resistencia a la compresión, y para el acero a la mitad de su esfuerzo de fluencia.

El método para las cargas de servicio, más antiguo que el de diseño a la resistencia, todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Igualmente, los esfuerzos se calculan en base a la teoría elástica, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación unitaria que es inelástico en cercanías de la falla. Por esta razón el método de diseño de las cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad. En contraste, en el método de diseño a la resistencia, más reciente que el anterior, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diferentes tipos de carga.

También pueden ajustarse los coeficientes de reducción de resistencia según la precisión con la cual se pueden calcular los diferentes tipos de resistencia (flexión,

cortante, torsión, etc.), y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica.

Mediante el diseño para cargas de servicio, el funcionamiento con respecto a las deflexiones y al agrietamiento se considera comúnmente en forma implícita por medio de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por dichas cargas.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 14)

3.9.2. Diseño a la Resistencia o Diseño para los Estados Límites Últimos.-

Actualmente se prefiere el “ método de la resistencia “, que se fundamenta en el criterio que, después de calcular las dimensiones para obtener una resistencia adecuada, las deflexiones se calculan y se comparan con valores límites (o se controlan de otra manera) y el ancho de las grietas se limita mediante métodos específicos. Este enfoque de diseño, llamado en Europa y con alguna frecuencia en los Estados Unidos, “ diseño para estados límites “, es la base principal del Código (A.C.I.) de 1 989.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 69)

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, que debe ser suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre éste durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

Es lógico, por consiguiente, calcular los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para sostener las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, considerablemente mayores que las cargas que se espera actúen realmente durante el servicio normal. Este concepto de diseño se conoce como “ diseño a la resistencia “.

Haciendo una superflua comparación entre el hormigón armado y el hormigón pretensado se comprenderá mejor la relación existente de este método.

Para estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas o en las de falla, uno o los dos materiales, el concreto y el acero, estarán actuando inevitablemente en su intervalo inelástico no lineal.

Es decir, el concreto en un elemento estructural alcanza su máxima resistencia y fractura subsecuentemente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del intervalo elástico inicial en los cuales los esfuerzos y deformaciones son casi proporcionales. De manera similar, el acero en un elemento próximo a la falla o en ella, estará esforzado a menudo más allá del dominio elástico y aún por encima de la zona de fluencia.

En consecuencia, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base en el comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman.

Un elemento diseñado por el método de la resistencia también debe demostrar un comportamiento satisfactorio bajo cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones de las vigas deben estar limitadas a valores aceptables, y la cantidad y el espesor de las grietas de flexión con cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de funcionamiento son parte importante del diseño total aunque la atención se enfoque inicialmente hacia la resistencia.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 14)

3.9.2.1. Cargas.-

En este apartado se consideran las cargas relacionadas con método de diseño de la resistencia

Las cargas que actúan generalmente sobre una estructura se clasifican como “ cargas muertas “ y “ cargas vivas “.

Las **cargas muertas** son fijas en cuanto a posición y poseen una magnitud constante por toda la vida de la estructura.

Generalmente el “ peso propio “ de una estructura se considera fracción más importante de la carga muerta. El peso propio puede calcularse con mucha

aproximación, basándose en las dimensiones de la estructura y el peso unitario del material. Para el hormigón pretensado se estima una densidad de $2\,400\text{ Kg/m}^3$.

Las **cargas vivas** son las que corresponden a la de los ocupantes, la nieve, el viento, las cargas de tráfico y otras que se mencionarán posteriormente, con mayor detalle. Estas pueden estar total o parcialmente presentes, o no estar presentes en absoluto. También pueden cambiar de posición.

Las cargas vivas se especifican en códigos y normativas vigentes. Algunas referencias utilizadas son la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.), la American National Standards Institute (A.N.S.I.), para las cargas de viento se siguen las recomendaciones del (A.S.C.E.).

Las cargas vivas especificadas, en códigos y normativas, incluyen generalmente cierta tolerancia por sobrecarga, y pueden incluir efectos dinámicos.

Las cargas vivas pueden ser controladas hasta cierto grado, en la práctica, mediante el uso de avisos de cargas máximas.

Es importante establecer una distinción entre la carga especificada y lo que se conoce como “ **carga característica** “, es decir, la carga que realmente está en efecto bajo condiciones normales de servicio, la cual será significativamente menor.

La “ **carga de servicio** “ resulta de la suma de la carga muerta calculada y la carga viva especificada. Siendo esta, la carga máxima que puede esperarse razonablemente que actúe durante la vida de servicio de la estructura.

Al responder una viga presforzada, de forma elástica y lineal, requiere que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el acero como el concreto se esfuercen solamente dentro de sus intervalos elásticos, este puede ser el caso hasta aproximadamente el nivel de la carga de servicio, es decir, el peso propio real del miembro más las cargas superpuestas de las que pueda esperarse razonablemente que puedan actuar durante la vida del miembro.

La “ **carga factorizada** “ o carga de falla o carga última, es un múltiplo de la carga de servicio. Al aumentarse aún más las cargas, ya sea el acero o el concreto, o ambos, llegan a esforzarse dentro de su intervalo no lineal, suscitándose la condición de falla incipiente por flexión, la viga se comporta prácticamente como de concreto armado.

3.9.2.2. Resistencias y Seguridad Estructural.-

La seguridad requiere que la resistencia de una estructura sea adecuada para todas las cargas que puedan actuar sobre ésta, lo que consistiría en proporcionar resistencia en exceso a la que fuera ser utilizada, según las cargas establecidas.

Existen muchas fuentes de incertidumbre, tanto en la estimación de las cargas como en el análisis, el diseño y en la construcción de un elemento

En la actualidad se considera que la seguridad estructural es de naturaleza probabilística, lo que se refleja en varias de las especificaciones de diseño.

El Código A.C.I. considera por separado a las cargas y a la resistencia.

Se aplican “ factores de carga “, mayores que la unidad, a las cargas muertas calculadas y a las cargas de servicio estimadas o especificadas, para obtener las “ cargas factorizadas “ que el miembro debe ser capaz de soportar en el momento de la falla incipiente. Los factores de carga relativos a los diferentes tipos de carga varían, dependiendo del grado de incertidumbre de las mismas, y de la probabilidad de ocurrencia simultánea de las diferentes cargas.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los factores de carga del Código A.C.I.:

Tabla 3.13.
Factores de Carga del Código (A.C.I.)

Factores de Carga del Código A.C.I.	
1. La resistencia requerida (U) para resistir la carga muerta (D) y la carga viva (L), será por lo menos igual a:	
$U = 1,4 \cdot D + 1,7 \cdot L$	[1]
2. Si la resistencia a los efectos estructurales de una carga de viento	

especificada (W) está incluida en el diseño, se investigarán las siguientes combinaciones de (D), (L) y (W) para determinar la resistencia máxima que se requiere:

$$U = 0,75*(1,4*D+1,7*L+1,7*W) \quad [2]$$

en la cual, las combinaciones de las cargas incluirán tanto el valor completo como el valor cero de (L) para determinar la condición más severa, y:

$$U = 0,9*D+1,3*W \quad [3]$$

pero para cualquier combinación de (D), (L) y (W), la resistencia requerida (U) no será menor que la dada por la ecuación (1)

3. Si la resistencia a ciertas cargas de sismo especificadas o de fuerza (E) están incluidas en el diseño, se aplicarán las combinaciones de carga del punto 2, excepto que deberá sustituirse (1,1*E) por (W)

4. Si está incluida en el diseño la resistencia a la presión lateral del terreno (H), la resistencia requerida (U) debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1,4*D+1,7*L+1,7*H \quad [4]$$

y en donde (D) ó (L) reduce el efecto de (H), deberán investigarse las siguientes combinaciones de (D), (L) y (H) para determinar la resistencia máxima (U) que se requiere:

$$(D) \text{ en oposición a } (H): \quad U = 0,9*D+1,7*L+1,7*H \quad [5]$$

$$(L) \text{ en posición a } (H): \quad U = 1,4*D+1,7*H \quad [6]$$

$$(D) \text{ y } (L) \text{ en oposición a } (H): \quad U = 0,9*D+1,7*H \quad [7]$$

5. Si está incluida en el diseño la resistencia a la presión lateral de un líquido (F), se aplicará la combinación de carga del punto 4, excepto que deberá sustituirse (1,4*F) por (1,7*H). La presión vertical del líquido se considerará como una carga muerta (D), con debida consideración a la variación en la profundidad del líquido.

6. Si está incluida en el diseño la resistencia a los efectos de impacto, tales efectos deberán incluirse con la carga viva (L).

7. Cando los efectos estructurales (T) de asentamiento diferencial, escurrimiento plástico, contracción o cambios de temperatura puedan ser significativos en el diseño, la resistencia requerida (U) deberá ser por lo menos igual a:

$$U = 0,75*(1,4*D+1,4*T+1,7*L) \quad [8]$$

pero la resistencia requerida (U) no deberá ser menor que:

$$U = 1,4*(D+T) \quad [9]$$

Las estimaciones del asentamiento diferencial, el escurrimiento plástico, la contracción o el cambio de temperatura deberán basarse en una evaluación realista de tales efectos como ocurren en el servicio

Las siglas (D), (L) y (W) , que serian los factores que inciden en el presente diseño debido a su preponderancia, significan respectivamente; muerta (death), viva (life) y viento (wind).

Además, en el presente trabajo se denotó con (Mu) en equivalencia con (U), la resistencia requerida por la estructura.

En lo que respecta a la resistencia, se indica que la “ resistencia requerida “, en el caso de que se sobrecargara la estructura no debe exceder de un valor estimado conservador de la “ resistencia real “ de la estructura.

Para obtener ese valor estimado, se calcula la “ resistencia nominal “ de la estructura de acuerdo con el mejor conocimiento corriente del comportamiento estructural y de la resistencia de los materiales.

Esa resistencia nominal se reduce aplicando un “ factor de reducción de resistencia “ para obtener lo que se llama la “ resistencia de diseño “; en consecuencia:

$$M_u \leq \phi * M_n \quad ; \quad P_u \leq \phi * P_n \quad ; \quad V_u \leq \phi * V_n$$

Donde los subíndices (n) están asociados con las resistencias nominales a la flexión, al empuje axial y al esfuerzo cortante, y los subíndices (u) están asociados con las resistencias requeridas, determinadas bajo cargas factorizadas.

El valor de (ϕ) que debe aplicarse varía, dependiendo de diversos factores, inclusive de la variación probable de las resistencias de los materiales, la forma particular de falla, la precisión con la que puede predecirse, etc.

En la tabla siguiente se resumen los valores de los factores de reducción de resistencia (ϕ) especificados en el Código A.C.I., para las diversas circunstancias:

Tabla 3.14.
Factores de Reducción de Resistencia (ϕ). Código (A.C.I.)

Factores de Reducción de Resistencia (ϕ). Código ACI	
Clase de Esfuerzo	(ϕ)
De deflexión, con o sin tensión axial	0,9
De tensión axial	0,9
De compresión axial, con o sin flexión: Miembros con refuerzo en espiral. Otros miembros reforzados excepto que, para valores bajos de la carga axial, (ϕ) puede ser incrementado de acuerdo con lo siguiente: Para miembros en los que (f_y) no excede de 60 Klb/pulg ² , con refuerzo simétrico, y con ($h-d'-d_s$)/H no menor que 0,7, y (ϕ) puede incrementarse linealmente a 0,9 al disminuir (P_n) de ($0,1*f_c*Ag$) a cero. Para otros miembros reforzados, (ϕ) puede incrementarse hasta 0,9 al disminuir ($\phi*P_n$) de ($0,1*f_c'*A_R$) ó ($\phi*P_{nb}$), la que sea más pequeña, a cero.	0,75 0,7
Cortante y torsión	0,85
De apoyo sobre el concreto (aplastamiento)	0,7
De flexión en el concreto simple	0,65

Estas previsiones y las tomadas para los factores de carga se basan, en cierto grado, en información estadística, pero en mucho mayor grado en la experiencia.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 44)

3.9.2.3. Comportamiento bajo Sobrecarga y Resistencia a la Flexión.-

En referencia a lo expuesto sobre los efectos del preesfuerzo, en párrafos anteriores, era implícito que:

- La fuerza de preesfuerzo permanecía constante a medida que se aplicaba la carga vertical.
- El concreto respondía elásticamente lineal.

- Y que no se presentaba agrietamiento del concreto.

Esto requiere que tanto el concreto como el acero se esfuercen solamente dentro de sus intervalos elásticos. Este puede ser el caso hasta aproximadamente hasta el nivel de la “ carga de servicio “, es decir, el peso propio real del miembro más las cargas superpuestas de las que pueda esperarse razonablemente que puedan actuar durante la vida del miembro.

Pero si las cargas sufrieran un incremento ulterior, los esfuerzos de tensión resultantes de la flexión rebasarían linealmente la resistencia a la tensión del concreto, o sea su módulo de rotura, y se formarían grietas.

Estas no ocasionan la falla gracias a la presencia del acero de preesfuerzo, y las cargas generalmente pueden aumentarse bastante más allá de la carga de agrietamiento, sin ocasionar inconvenientes al concreto presforzado.

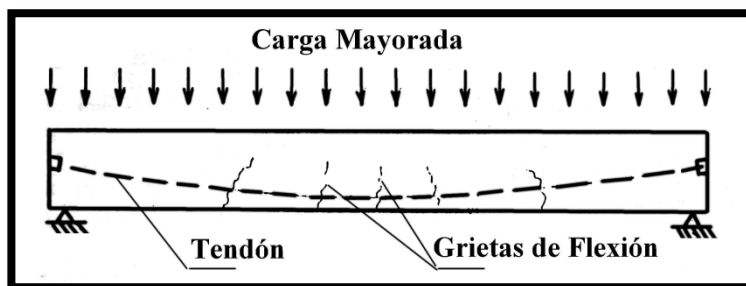
Finalmente al aumentar aún más las cargas, ya sea el acero o el concreto, o ambos llegan a esforzarse dentro de su intervalo no lineal (intervalos inelásticos), en la sección fisurada.

En el esquema, se presenta la condición de “ falla incipiente “; en esta figura aparece una viga que soporta una “ carga factorizada “ (carga mayorada), igual a un múltiplo de la carga de servicio esperada.

Figura 3.28.

Viga de Concreto Presforzado a la Carga Máxima de Flexión.

Viga con Carga Factorizada



La viga preesforzada estará sin duda en un estado de agrietamiento parcial; en la gráfica aparece un posible patrón de agrietamiento por flexión.

Al diseñar un miembro presforzado, puede seleccionarse la magnitud del factor de carga para darle el grado deseado de seguridad.

En la condición de sobrecarga, la viga estaría indudablemente en un estado de agrietamiento parcial, esquematizado en la última gráfica.

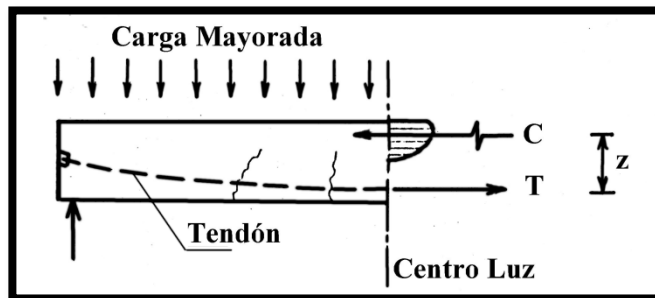
En la sección de momento máximo, en la condición de sobrecarga, sólo el concreto solicitado a compresión se considera eficaz, al igual que el concreto armado ordinario. El acero (tendón) sujeto a tensión trabaja con el concreto sometido a compresión para formar un par de fuerzas internas, el cual resiste el momento que origina la carga aplicada.

El momento externo generado por las cargas aplicadas lo resiste el par que forman las fuerzas internas ($C * z = T * z$). El comportamiento en este estado es casi similar al de una viga de concreto reforzado corriente sometida a una sobrecarga.

Figura 3.29.

Viga de Concreto Presforzado a la Carga Máxima de Flexión.

Equilibrio de Fuerzas en Media Viga



Donde (C) es la resultante compresiva de la distribución de esfuerzos esquematizada, (T) es la fuerza de tensión que obra en el acero, y la distancia entre las dos es (z), el brazo de palanca. De donde resulta el “ momento resiste último o de falla “.

$$M = T * z = C * z$$

Se reconocerá que, en la etapa de carga última, cuando la viga está en el punto de falla incipiente por flexión, se comporta prácticamente como una viga ordinaria de concreto armado.

La diferencia principal consiste en que el acero de resistencia muy alta utilizado, debe predeformarse antes de aplicar las cargas a las vigas; si se usase sin ser presforzado (y predeformado) a la tensión, se tendría una deformación inaceptable grande en la viga y se agrietaría el concreto.

Como conclusión de los tres puntos analizados, se define que:

- No se puede llegar a conclusiones relativas a la resistencia de las vigas presforzadas mediante el estudio de los esfuerzos elásticos.
- La predicción de la resistencia requiere del desarrollo de ecuaciones que contemplen tanto el agrietamiento como las características no lineales de los materiales (intervalo inelástico).
- El análisis de esfuerzos es necesario para estimar la magnitud del agrietamiento. Y mediante un análisis de la carga equivalente es una manera adecuada para estudiar las deflexiones.
- El análisis de la resistencia es esencial para evaluar la seguridad contra el colapso, pero no refiere nada sobre el agrietamiento o las deflexiones de la viga en condiciones de servicio.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 22)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 635)

3.10. Predimensionamiento de la Viga.-

El dimensionamiento de una viga simple de concreto presforzado está controlado por dos secciones críticas: el momento máximo y las secciones extremas.

Después de diseñar estas secciones se pueden determinar las intermedias por inspección, pero deberán investigarse separadamente cuando sea necesario.

La sección del momento máximo está controlada por dos etapas de carga; la “ etapa inicial en la transferencia “ con un momento mínimo que actúa en la viga y la “ etapa de carga de trabajo “ con un momento máximo de diseño.

Las secciones de los extremos están controladas por el área requerida para la resistencia al esfuerzo cortante, las placas de apoyo, espaciamientos de los anclajes, y espacio para los gatos.

Todas las secciones intermedias se diseñan por uno o más de los requisitos anteriores, dependiendo de sus distancias respectivas de las secciones de control anteriores.

Una disposición común para los miembros postensados es el emplear alguna forma tal como la I o la T para la sección del momento máximo y redondearla hasta una forma rectangular simple cerca de los extremos.

Para los miembros pretensados, producidos en un proceso en línea, se emplea una I uniforme, T, doble T o con núcleo, para facilitar la producción.

El dimensionamiento de una viga se puede ajustar variando tanto el concreto como el acero. La sección del concreto se puede variar en su altura, ancho y forma.

El acero se puede variar ocasionalmente en su área, pero la mayoría de las veces en su posición relativa con el eje centroidal del concreto.

Ajustando estas variables son posibles varias combinaciones para satisfacer diferentes condiciones de carga. Esto es muy diferente del diseño de las vigas de concreto reforzado donde se proyecta usualmente una sección rectangular o una sección uniforme en T y la posición del acero siempre estará tan cerca de las fibras inferiores como sea posible.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin; pag. 297)

En la práctica, la profundidad de la viga se puede seleccionar primero, basándose en la deseada relación de claro a peralte (L/h), o en los requerimientos de alturas de entrepisos y galibos.

La relación de claro a peralte total para vigas de un solo claro típicas, varían desde 16 a 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño.

Para tableros ligeramente cargados en doble T, como es el caso analizado en este trabajo, o para tableros de cubierta, (L/h) puede ser tan alto como 30 hasta 40.

Para tableros de corazón hueco la relación (L/h) puede incluso sobrepasar el valor de 40 y aún tenerse un buen desempeño.

En todos los casos, la continuidad hará posibles más grandes relaciones de claro a peralte.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 163)

Según el texto de referencia, se propone como datos para el predimensionamiento en vigas pretensadas por adherencia luces de 8 a 25 metros. Y para luces entre 20 metros y 45 metros, se recomiendan vigas postesadas.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 124)

Según recomendaciones bibliográfica del Ing. Subieta O., para vigas de sección doble T; son alturas económicas (L/h) de ($L / 18$) a ($L / 22$), inicialmente propicias para el diseño.

El espesor del ala de $1/6$ a $1/8$ aproximadamente, de la altura de la viga.

El espesor del alma será de mayor o igual a 12,5 cm.

Recubrimiento mínimo de 6 cm

Eficiencia de la sección mayor o igual a 0,4, menores a este valor significan secciones muy pesadas.

(Ref. “ Hormigón Prestensado “; A. Subieta Otálora; pag. 64)

Se recomienda para el diseño de pasarelas peatonales de sección doble T, y en general, adoptar un ancho de almas de 0,15 m como ancho mínimo recomendable.

(Ref. Ing. G. Gandarillas).

Según lo referido, y considerando el rango de valores límite sugeridos por la bibliografía consultada, es posible obtener un valor aproximado del peralte total de la sección (h), requerido para tener una aproximación , y así, contar con un punto de referencia para iniciar el diseño:

$$\Rightarrow h = \frac{L}{18} = \frac{40\text{ m}}{18} = 2,2\text{ m}$$

$$\Rightarrow h = \frac{L}{40} = \frac{40\text{ m}}{40} = 1\text{ m}$$

A partir de este rango, y otros datos, en lo que respecta al predimensionamiento de la sección, se realizarán los tanteos respectivos para optimizar la sección.

3.10.1. Determinación de la Longitud de los Patines (Alas) de la Sección.-

En algunos casos es deseable un patín ancho para proporcionar la superficie útil, tal es el caso de los tableros de los puentes o los pisos de los edificios.

Considerando la resistencia última a la flexión de un miembro, a menudo es deseable proporcionar un patín superior espacioso en forma tal que, en caso de que la viga se sobrecargue, los esfuerzos en el concreto permanezcan bajos, y quede asegurada una falla dúctil a través de la fluencia del acero en tensión. En tales casos, el esfuerzo de compresión en la cara superior de la viga bajo la totalidad de la carga de servicio estará muy por debajo del valor permitido.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 164)

3.10.1.1. Ancho y Espesor Efectivo del Patín.-

Si el patín (ala) en compresión de una viga de concreto presforzado es sólo un poco más ancho que el espesor del alma, se puede considerar efectivo todo el patín para resistir la fuerza de compresión. Sin embargo, para patines muy anchos el esfuerzo de compresión en el patín no es uniforme, sino que disminuye con la distancia lateral desde el alma. Esto se debe a que la deformación por cortante del patín, libera de algún esfuerzo de compresión a los elementos más alejados.

Mientras que la compresión longitudinal real varía por este efecto, resulta conveniente en el diseño usar un ancho efectivo del patín que puede ser menor que el ancho real del patín, pero que se considera uniformemente esforzado.

Se ha encontrado que este ancho efectivo depende primeramente del claro de la viga y del espesor relativo de la losa.

Las recomendaciones para el ancho efectivo del patín, que aparece en el Código (A.C.I.), son:

1. Para vigas T simétricas, el ancho efectivo (b) no debe ser mayor que un cuarto de la longitud del claro de la viga. Entonces ($b \leq L/4$)

El ancho sobresaliente ($(b-b_w)/2$) de cada lado del alma de la viga no deberá ser mayor que 8 veces el espesor de la losa, o sea, ($(b-b_w)/2 \leq 8 \cdot h_f$).

Ni que la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

2. Para vigas aisladas en las cuales la forma T se usa solamente con el fin de proporcionar área adicional a la compresión, el espesor del patín no deberá ser menor que la mitad del espesor del alma, entonces ($h_f \geq (b_w/2)$).

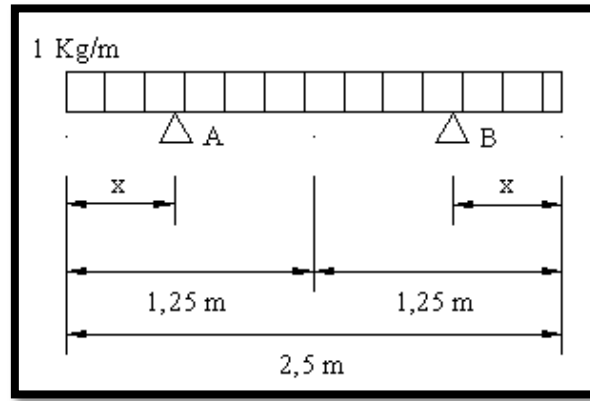
Y el ancho total del patín no debe ser mayor que 4 veces el espesor del alma.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 104)

Se adopto un ancho de plataforma para la pasarela de 2,5 m, y se requiere igualar momentos negativos y positivos en el tablero para obtener un equilibrio estructural en la misma. Cabe considerar que se trata una sección doble T, para esquematizar la estructura:

Figura 3.30.

Esquema para la Determinación de la Longitud de los Patines



Realizando el análisis respectivo, en un proceso iterativo:

$$\Rightarrow \Sigma M_A = 0 ; \text{ } \curvearrowright +$$

$$R_B (1,4) + (1 * 0,55) * (0,55/2) - (1 * 1,95) * (1,95/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 1,25 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \Sigma M_B = 0 ; \text{ } \curvearrowright +$$

$$- R_B (1,4) + (1 * 0,55) * (0,55/2) - (1 * 1,95) * (1,95/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 1,25 \text{ Kg}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 0,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Sigma M_o = 0 ; \text{ } \curvearrowright +$$

$$\Rightarrow M_o + (1 * x) * (x/2) = 0$$

$$\Rightarrow \text{Si } x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_o = 0$$

$$\Rightarrow \text{Si } x = 0,55 \text{ m} \Rightarrow M_o = -0,151 \text{ Kg.m} \approx M_{\text{máx negativo}}$$

$$0,55 \text{ m} \leq x \leq 1,95 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Sigma M_o = 0 ; \text{ } \curvearrowright +$$

$$\Rightarrow M_o + (1 * x) * (x/2) - 1,25 * (x - 0,55) = 0$$

$$\Rightarrow \text{Si } x = 0,55 \text{ m} \Rightarrow M_o = -0,151 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow \text{Si } x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow M_o = 0,094 \text{ Kg.m} \approx M_{\text{máx positivo}}$$

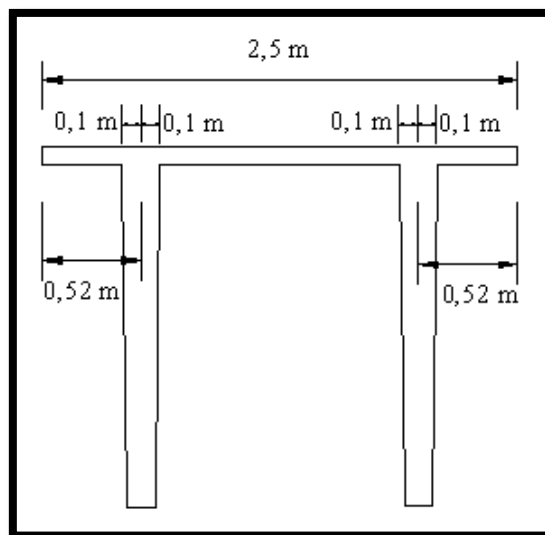
Proporcionando valores de (x), en unidades de longitud, se procede a un proceso iterativo para igualar los momentos positivos a los negativos y así obtener un equilibrio estructural en el patín superior.

(x) Longitud de patines [m]	M máx negativo [Kg.m]	M máx positivo [Kg.m]
0,55	- 0,1512	0,0938
0,5	- 0,125	0,1562
0,51	- 0,13	0,1438
0,52	- 0,1352	0,1312
0,5177	- 0,134	0,1341

Por lo tanto se tendrá una longitud aproximada de patines (alas) de 0,52 m. Como se esquematiza en la subsiguiente grafica.

Figura 3.31.

Esquema de la Sección Transversal de la Viga Doble T. (Patines)



Con el valor estimado del peralte total de la sección y con la determinación de los valores de las longitudes de los patines, y demás consideraciones anteriormente mencionadas, para el predimensionamiento de la sección, se procede a obtener una primera opción tentativa de la sección transversal. Cuyas dimensiones varíaran conforme se desarrollen los procesos analíticos de diseño.

3.10.2. Propiedades geométricas de la sección transversal de la viga.-

Al calcular las propiedades de las secciones (A_c), (I_c), etc., resulta relevante considerar que, en la construcción postensada, los tendones por lo general se inyectan con lechada en los conductos, después del tensionamiento. Antes de la inyección de la lechada, los esfuerzos deben calcularse con base en la “ sección neta “ de concreto, es decir, el área bruta menos el área ocupada por el acero. O sea, descontando los huecos.

Después de la inyección con lechada, debe utilizarse la “ sección transformada “, teniendo en cuenta los huecos rellenos con concreto y reemplazando el acero con un área equivalente de concreto.

Sin embargo, es satisfactorio, a menos que los huecos sean demasiado grandes, calcular las propiedades de la sección con base en la “ sección bruta “ de concreto.

En forma similar, aunque en vigas pretensadas deben utilizarse las propiedades de la sección transformada, se obtiene poca diferencia si los cálculos se basan en las propiedades de la sección bruta de concreto.

El Código A.C.I. 18.2.6 enfatiza “ si el efecto del área del ducto abierto se considera insignificante en el diseño, las propiedades de la sección pueden basarse en el área total (bruta). En elementos pretensados y postesados, después de la inyección de la lechada, las propiedades de la sección pueden basarse en las secciones brutas, las netas o las efectivas utilizando las áreas transformadas de los tendones adheridos y del refuerzo no presforzado “.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 648)

Al tratarse, el presforzado del concreto, como una técnica en la cual la sección trabaja como material homogéneo, las propiedades geométricas deberán ser evaluadas sin despreciar ninguna parte de la sección.

Para la fase de tesado, como sucede en el postesado, se debe verificar la sección descontando los huecos de las vainas, pero como luego se rellena con lechada de cemento para el resto de los cálculos se verifica con la sección llena. Inclusive, se puede verificar homogeneizando la sección con el acero que llena las vainas.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 126)

En el cálculo de las propiedades geométricas de la sección, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- En elementos pretesados, se emplea el área neta.
- En elementos postensados, se pueden emplear el área neta ó el área transformada.

(Ref. Texto del Ing. E. Alvarez; pag 16)

Como se describió, en la construcción postensada. Antes de que se aplique el mortero en los tendones, los esfuerzos en el concreto deben calcularse usando la sección neta, deduciendo los agujeros. Después de la inyección de mortero, deberá emplearse la sección transformada (A_t). Pueden considerarse los agujeros llenos de concreto y reemplazarse al acero con su área transformada (A_t) equivalente de concreto igual a:

$$A_t = (n - 1) * A_{ps}$$

Donde:

n = Relación modular.

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

E_s = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

A_{ps} = Área del área de presfuerzo

En muchos casos prácticos, la deducción de los agujeros es pequeña y podrá usarse la sección total de concreto (sección bruta) en los cálculos. Este casi siempre será el caso cuando se usen tendones envueltos sin ductos para eliminar la adherencia.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzados “; A. Nilson; pag. 86)

Sea (A_c') el área neta de concreto, es decir, el área bruta (A_g) menos el área ocupada por el acero (A_s). Y para obtener una definición, (P) es una carga axial, entonces:

$$P = f_c * A_c' + f_s * A_s = f_c * A_c' + (n * f_c) * A_s$$

$$P = f_c * (A_c' + n * A_c')$$

Donde (f_c) se define como el esfuerzo de concreto y (f_s), el del acero. Por lo tanto, el termino ($A_c' + n * A_c'$) se interpreta como el área de una sección transversal ficticia de concreto llamada “ área transformada “, que si se somete al esfuerzo particular del concreto (f_c) permite obtener la misma carga axial (P) que para el caso de la sección real compuesta de acero y concreto.

Entonces, el área transformada de concreto será:

$$A_t = A_c + n * A_s$$

Esta área transformada de concreto consiste en el área real de concreto más (n) veces el área de acero. El termino ($n * A_s$) representa el área adicional de concreto ficticio.

Alternativamente, se podría pensar que el área de acero ha sido reemplazada por concreto, en cuyo caso se requiere adicionar sólo ($(n-1) * A_s$) al área bruta de concreto (A_g), con el fin de transformar en forma completa la misma área. De esta manera, como alternativa:

$$A_t = A_g + (n - 1) * A_s$$

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 21)

3.10.3. Núcleo Central de la Sección Transversal.-

Resulta útil establecer la ubicación del “ núcleo de la sección “, es decir, los puntos límites superior e inferior del núcleo de una sección transversal. Estos se definen como los puntos límites de la zona dentro de lo cual puede aplicarse la fuerza de presfuerzo, sin producir tensión en ninguna parte de la sección transversal.

Su localización se obtiene planteando la expresión para el esfuerzo en la fibra de tensión, causado por una fuerza de presfuerzo excéntrica que actúa sola e igualando a cero esta expresión para encontrar la excentricidad requerida.

Para localizar la distancia del punto límite superior (k_i) desde el eje neutro, supóngase que la resultante de la fuerza de presfuerzo (P), que equivaldría a (P_i), actúa en ese punto. Entonces , el esfuerzo en la fibra inferior es:

$$\sigma_i = -\frac{P_i}{Ac} - \frac{P_i * e * y_i}{Ac * r^2} = -\frac{P}{Ac} - \frac{P * e * y_i}{Ac * r^2}$$

Igualando a cero:

$$-\frac{P}{Ac} - \frac{P * e * y_i}{Ac * r^2} = 0 \quad \Rightarrow \quad 1 + \frac{e * y_i}{r^2} = 0$$

Se obtiene la excentricidad correspondiente:

$$e = k_s = -\frac{r^2}{y_i}$$

El signo menos indica que la dimensión límite se mide hacia arriba del centroide del concreto. Así mismo, la distancia (k_i) hasta el punto límite inferior es:

$$k_i = \frac{r^2}{y_s}$$

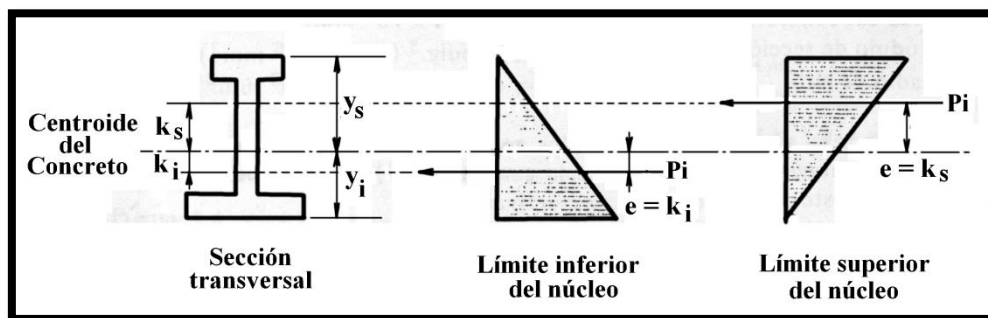
En casos prácticos, a menudo no es necesario elaborar el diagrama de la zona centroidal. Al colocar el centroide del acero de presfuerzo en su ubicación conocida, en el centro de la luz y en o cerca del centroide del concreto en los apoyos y con una forma aproximadamente parabólica entre estos puntos de control, se asegura el cumplimiento de los requisitos de esfuerzos límites.

Siendo de gran ayuda en vigas prismáticas, con vigas en las cuales se emplea un eje centroidal curvo del concreto, ó con vigas continuas.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 648)

Figura 3.32.

Distribución de Esfuerzos para Fuerzas Pretensoras aplicadas en los Límites del Núcleo de la Sección



Si el elemento se sujeta solamente a la fuerza pretensora inicial (P_i), se demostró que la resultante de compresión actúa en el centroide del acero. Entonces, no produce tensiones en la sección transversal, y está actuando dentro del núcleo de la sección transversal. En los casos límites se obtendrá una distribución triangular de esfuerzos, de la aplicación de la fuerza pretensora, con un esfuerzo cero en el concreto, ya sea en la parte inferior o superior del miembro.

Las dimensiones límite del núcleo central de la sección se pueden hallar a partir de las ecuaciones en un estado inicial de presfuerzo, donde se superponen los efectos axial y de flexión con respecto a los esfuerzos en la superficie superior del miembro de concreto (σ_s), y de la superficie inferior (σ_i) del mismo:

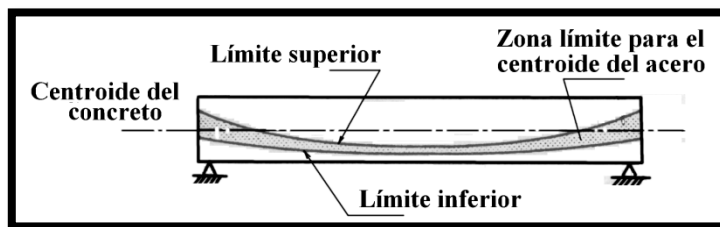
$$\sigma_s = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e * y_s}{I_c} \quad ; \quad \sigma_i = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e * y_i}{I_c}$$

Para hallar la dimensión (k_i), inferior del núcleo central, el esfuerzo en el concreto en la superficie superior deberá hacerse cero. Desarrollándose el proceso expuesto anteriormente, obteniéndose los valores de (k_s) y (k_i).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 87)

Figura 3.33.

Zona Límite Típica para el Centroide del Acero de Presfuerzo



El diagrama de la zona centroidal del acero de presfuerzo, se esquematiza en el diagrama anterior.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 668)

3.10.4. Eficiencia a la Flexión.-

Una vez que el peralte de una viga ha sido escogido, es deseable tener una medida de la relativa eficiencia a la flexión (ρ) de las secciones transversales comparadas. En términos generales, la relación del módulo de sección al área de concreto, (S/A_c), servirá como tal medida.

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, se podría desear maximizar simultáneamente las relaciones (S_s/A_c) y (S_i/A_c). Como ($S_s = I_T/y_s$) y ($S_i = I_T/y_i$) estas relaciones pueden escribirse como sigue:

$$\frac{S_s}{A_c} = \frac{I_c}{A_c * y_s} = \frac{r^2}{y_s}$$

$$\frac{S_i}{A_c} = \frac{I_c}{A_c * y_i} = \frac{r^2}{y_i}$$

Así, para valores dados de (y_s) y (y_i), la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro ($r = \sqrt{I_c/A_c}$), esto es, aquella sección en la cual el área de concreto (A_c) se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior del miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones, se reconocerán como las dimensiones superior e inferior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias representadas por las ecuaciones anteriores de una manera adimensional, en función de las distancias (y_s) y (y_i) a las caras superior e inferior del miembro. Con:

$$k_s = \frac{r^2}{y_i}$$

$$k_i = \frac{r^2}{y_s}$$

Estas relaciones son:

$$\frac{k_s}{y_s} = \frac{r^2}{y_s * y_i}$$

$$\frac{k_i}{y_i} = \frac{r^2}{y_s * y_i}$$

En consecuencia la expresión simple será:

$$\rho = \frac{r^2}{y_s * y_i} = \frac{(I_c / A c)}{y_s * y_i}$$

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte dado.

El factor de eficiencia (ρ) puede también expresarse en términos geométricos. Tomando nota que ($h = y_s + y_i$), se obtiene:

$$\rho = \left(\frac{r^2}{y_s * y_i} \right) * \left(\frac{y_s + y_i}{h} \right)$$

$$\rho = \left(\frac{k_s + k_i}{h} \right)$$

Lo cual indica que el factor (ρ) no es otra cosa que la relación de la profundidad del núcleo al peralte total de la sección.

Lógicamente aquellas secciones con forma de I y T con almas y patines relativamente delgados presentarán factores (ρ) más altos que el de las secciones con partes más

gruesas. Sin embargo, consideraciones prácticas determinan un límite superior al grado de esbeltez que puede obtenerse.

El conjunto de dimensiones de una viga deben de escogerse considerando la posibilidad del pandeo lateral del miembro cargado, si es que éste no se encuentra sujeto contra el movimiento lateral por las construcciones vecinas. Este caso se presenta particularmente durante el manejo de miembros precolados.

Los patines delgados en compresión siempre presentan el peligro del pandeo lateral local cuando son cargados.

Los patines delgados son vulnerables a romperse durante las operaciones de erección de los elementos precolados.

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los tendones del presfuerzo, el refuerzo auxiliar y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior. Aunque espesores de alma de 0,127 m. (5 pulg) o menos pueden ser satisfactorios para soportar esfuerzos de corte con cantidades razonables de refuerzo en el alma, almas tan delgadas a menudo son difíciles de cola sin riesgo de producir vacíos o aire entrampado.

Normalmente un ancho del alma 0,152 m. (6 pulg) debe ser considerado como el mínimo práctico.

En general, las vigas I bien diseñadas tienen un factor de eficiencia a la flexión (ρ) cercano a 0,5. Los factores (ρ) menores a más o menos 0,45 indican una sección muy pesada en tanto que los valores mayores a 0,55 indican secciones excesivamente esbeltas siendo cuestionable su ejecución en la práctica.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag 163)

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE LA PASARELA PEATONAL

MÉTODO DE LAS CARGAS DE TRABAJO O

DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

4.1. Análisis Elástico a Flexión.-

4.1.1. Estados de Carga.-

Tanto el análisis como el diseño del concreto presforzado pueden necesitar la consideración de varios estados de carga, tales como:

- 1°. Presfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo (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.

En el nivel de cargas de servicio o por debajo de él, tanto los esfuerzos en el concreto como los actuantes en el acero están por lo general dentro del rango elástico. Sin embargo, si el miembro llega a sobrecargarse, es posible que uno o los dos materiales puedan ser esforzados dentro del rango inelástico, en cuyo caso, las predicciones de la resistencia última deberán basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo-deformación unitaria. En este caso, se diseña en base a la resistencia.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 79)

Las estructuras de H^oP^o pasan por dos etapas de carga principales.

La primera, ($T = 0$) tiempo cero, es la etapa inicial o de transmisión del pretensado, y sólo actúan el pretensado inicial (P_i), el peso propio y otras cargas permanentes. Esta proporciona las máximas compresiones en la zona traccionada precomprimida.

La segunda etapa ($T = \infty$) es la etapa final o de servicio y es cuando, además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de

pretensado se ha reducido por las denominadas “ pérdidas diferidas “, la contracción o retracción del concreto por fraguado, la relajación o fluencia del concreto, la relajación del acero y el acortamiento elástico del concreto.

(Ref. “ Hormigón Pretensado “, A. Subieta; pag. 18)

El diseño de estructuras de concreto puede basarse bien sea en suministrar rigidez suficiente, que se utilizaría sólo si las cargas esperadas aumentarán con un coeficiente de sobrecarga (Diseño a la Resistencia o Diseño para los Estados Límites Últimos). O manteniendo los esfuerzos del material dentro de esfuerzos límites admisibles cuando actúan las cargas reales de servicio (Diseño Elástico o Diseño para Cargas de Servicio).

En el concreto reforzado, por lo general, se utiliza el diseño a la resistencia ó diseño para los estados límites últimos. Los elementos se dimensionan con base en los requisitos de resistencia y luego se verifican para un comportamiento satisfactorio ante las cargas de servicio, principalmente con respecto a las deflexiones y al agrietamiento. Entonces, el diseño se modifica si es necesario.

Para el concreto presforzado, según el diseño elástico o diseño para cargas de servicio, consiste en dimensionar los elementos de manera que los esfuerzos en el concreto y en el acero con las cargas reales de servicio estén dentro de los límites permitidos.

La lógica se correlaciona con un objetivo importante del presfuerzo, el de mejorar el comportamiento de la estructura con las cargas de servicio. Más aún, los requisitos para cargas de servicio controlan a menudo la cantidad de fuerza de presfuerzo que se utiliza.

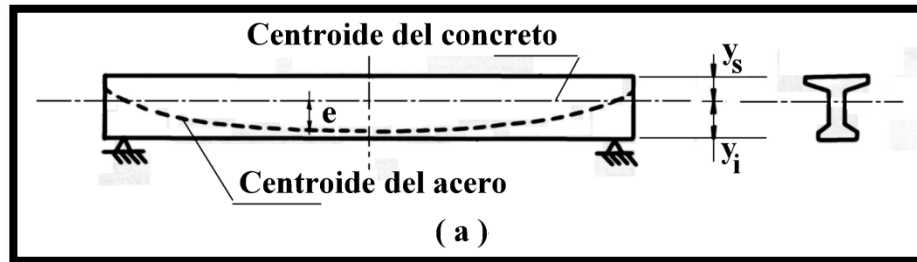
El diseño basado en las cargas de servicio puede llevarse a cabo, por lo general, suponiendo un comportamiento elástico, tanto del concreto como del acero, puesto que los esfuerzos son relativamente bajos en los dos materiales.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 644)

Figura 4.1.

Fuerzas que Actúan en una Viga Presforzada.

Perfil de la Viga y su Sección Transversal



La figura (a), ilustra una viga presforzada no agrietada, de una sola luz, simplemente apoyada y con tendones curvos, común de muchos elementos postensados.

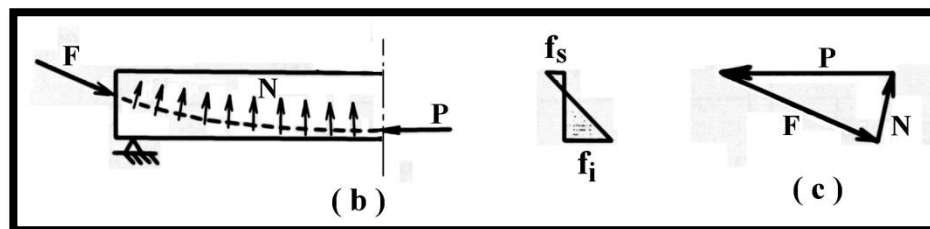
El acero se representa por su eje centroidal, bien sea que esté constituido por un sólo tendón o por varios.

La figura (b) muestra las fuerzas resultantes que actúan en el concreto después del tensado del acero.

Figura 4.2.

Fuerzas que Actúan en una Viga Presforzada.

Fuerzas que Actúan en el Concreto



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_s) en la superficie superior a (f_i) 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 dependen de la configuración particular que se use para el tendón.

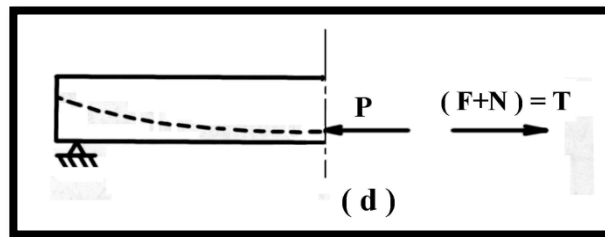
Las tres fuerzas (F), (N) y (P) forman un sistema autoequilibrado, tal como se ilustra en el polígono cerrado de fuerzas de la gráfica (c). Nótese que cuando únicamente actúan las fuerzas del presfuerzo en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas en la viga son cero.

La figura (d) muestra una forma alternativa de representar a las fuerzas de la figura (b).

Figura 4.3.

Fuerzas que Actúan en una Viga Presforzada.

Fuerzas de Anclaje y Curvatura reemplazadas por la Resultante



Entonces resulta que las fuerzas (F) y (N) se reemplazan por su suma vectorial (T). La compresión resultante (P) actúa como antes.

Resultando que (P) y (T) son fuerzas iguales y opuestas que actúan en el mismo punto de la sección transversal.

Por lo tanto, 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.

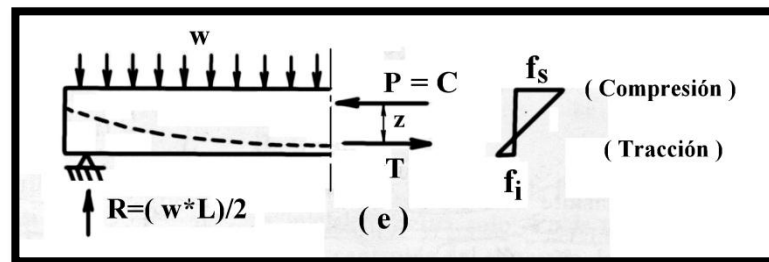
La dirección de la resultante de compresión es siempre tangente a la configuración del tendón en cualquier sección.

En la figura (e), se permite que actúe una fuerza uniformemente distribuida de intensidad (w), existiendo una fuerza de reacción asociada ($R = w \cdot l / 2$) en cada apoyo.

Figura 4.4.

Fuerzas que Actúan en una Viga Presforzada.

Viga con Cargas Transversales



A medida que la fuerza (w) es aplicada gradualmente, la magnitud de la fuerza pretensora permanece esencialmente constante, y (T) la fuerza de tracción del tendón mantiene tanto su magnitud como su posición.

Sin embargo, a medida que se superponen los esfuerzos de flexión debido a las cargas aplicadas (w), a los esfuerzos axiales y de flexión debido al presfuerzo (F), la compresión resultante ($P = C$) se mueve hacia arriba.

Entonces, se genera un par interno resistente, con fuerzas iguales (P) y (T) y un brazo (z). Este par equilibra exactamente al momento exterior.

Una importante diferencia, se aprecia de lo expuesto, en el concreto reforzado, es que el brazo del par interno permanece básicamente constante a medida que la carga se incrementa, y el incremento en el momento viene acompañado por un incremento casi proporcional de las fuerzas internas.

Para las vigas presforzadas las fuerzas permanecen esencialmente constantes a medida que se incrementa la carga, y el incremento en el momento viene acompañado por un incremento del brazo del par interno.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 81)

4.2. Esfuerzos Elásticos (Comportamiento en el Rango Elástico).-

Siempre que la viga permanezca 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, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

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

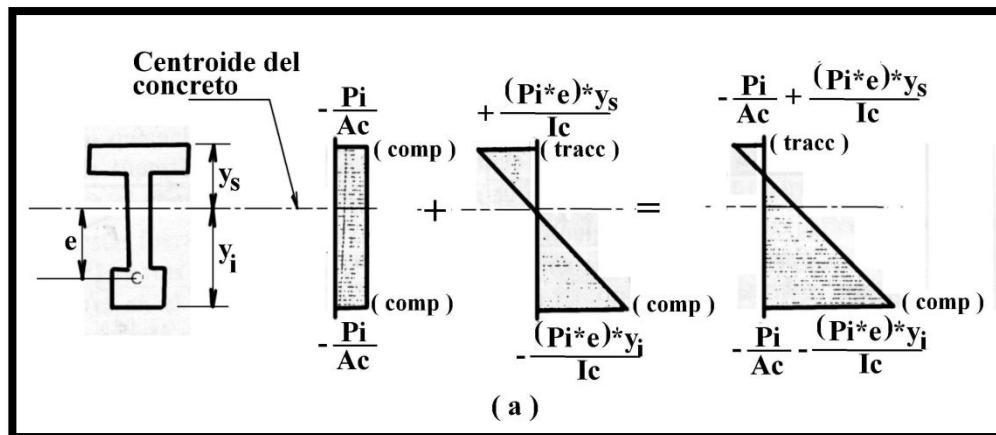
Si el miembro se sujeta únicamente a la fuerza pretensora inicial (P_i), la resultante de compresión actúa en el centroide del acero.

Los esfuerzos en el concreto, en la superficie superior (f_s) y en la cara inferior (f_i), pueden hallarse mediante la superposición de los efectos axial y de flexión, se da en la figura (a):

Figura 4.5.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efecto del Presfuerzo Inicial (P_i)



Donde:

e = Excentricidad del tendón.

A_c = Área de la sección transversal del concreto.

I_c = Momento de inercia de la sección transversal del concreto.

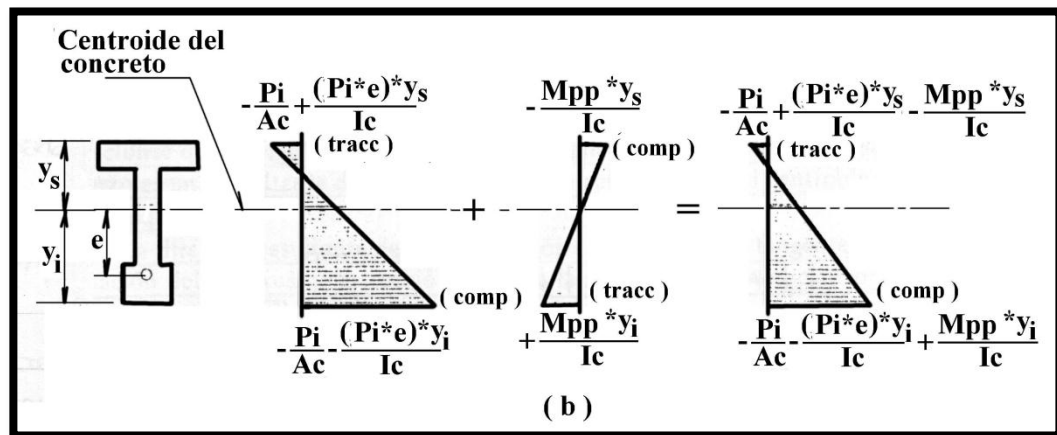
Casi nunca el presfuerzo inicial (P_i) actúa sólo. En la mayoría de los casos prácticos, con el tendón debajo del centroide del concreto, la viga se deflexionará hacia arriba debido al momento de flexión causado por el presfuerzo (P_i). Entonces éste efecto se soportará por las cimbras, en el caso estudiado, o por las camas de colado sobre todo en los extremos.

Y entonces la carga muerta de la viga misma, causará momentos (M_{pp}) 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, serán como se observan en la grafica (b):

Figura 4.6.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efecto del Presfuerzo Inicial más el Peso Propio de la Viga



Donde (M_{pp}) es el momento flector debido al peso propio del miembro, también entendido como momento mínimo ($M_{mín}$), para efectos de cálculo.

La distribución del esfuerzo para este estado de carga se denota en la anterior gráfica.

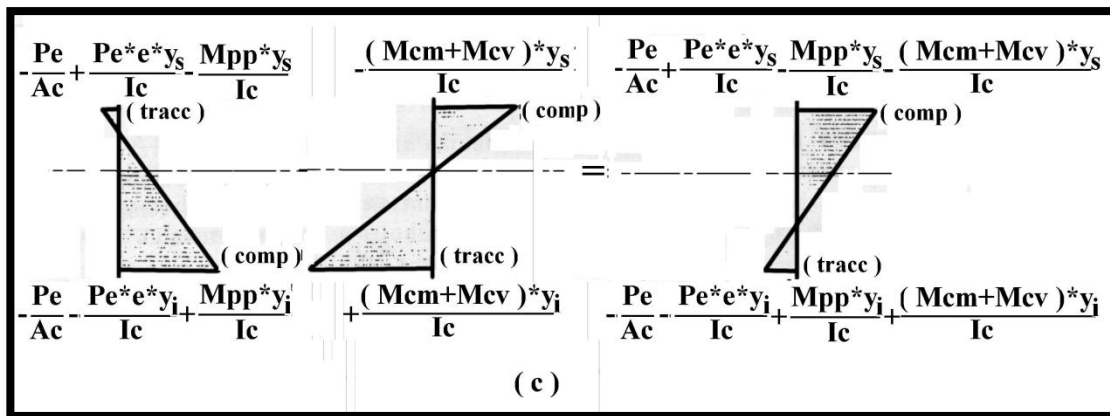
Las cargas vivas aplicadas son generalmente superpuestas, lo suficientemente después como para que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas del presfuerzo.

En consecuencia, el siguiente estado de carga es el de la totalidad de las cargas de servicio, cuando actúa la fuerza pretensora efectiva (P_e), con los momentos debidos al peso propio (M_{pp}), a la carga muerta superpuesta (M_{cm}) y a la carga viva (M_{cv}). Los esfuerzos resultantes son como los que se muestran en el esquema:

Figura 4.7.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efectos del Presfuerzo Final (P_e) más la Carga de Servicio Total



Resultando un momento total (M_t) o momento máximo ($M_{máx}$), de la suma de (M_{pp}), (M_{cm}) y (M_{cv}).

En la figura anterior se muestran los esfuerzos debido a las cargas de servicio.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 84)

4.3. Diseño por Flexión basado en los Esfuerzos Permisibles.-

Generalmente en la práctica, las dimensiones del concreto y la fuerza pretensora para las vigas se escogen en forma tal de no exceder los límites de esfuerzos especificados a medida en que la viga pasa del estado descargado al estado de servicio. Tanto el concreto como el acero se pueden considerar elásticos en este rango.

Después que se han seleccionado tentativamente las dimensiones del miembro, sobre estas bases, si fuera necesario, se deberán revisar las deflexiones bajo los estados de carga de interés y la resistencia última del miembro.

Esta proposición es razonable, considerando que uno de los objetivos más importantes del presfuerzo es mejorar el comportamiento bajo cargas de servicio.

Más aún, es el criterio del comportamiento bajo cargas de servicio, el que determina la magnitud de la fuerza pretensora a usarse, aunque los requisitos de resistencia pueden determinar el área total de acero a tensión.

Se puede seguir un proceso sistemático basado en la aproximación de los esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzo límite, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

La notación que se establece en lo que atañe a los esfuerzos en el concreto:

$\sigma_{adm\ ci}$ = Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.

$\sigma_{adm\ ti}$ = Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia.

$\sigma_{adm\ cf}$ = Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$\sigma_{adm\ tf}$ = Esfuerzo de tensión permisible bajo cargas de servicio, después de todas las pérdidas.

Los valores de estos esfuerzos límites se establecen normalmente mediante especificaciones. En este caso se hace referencia al Código (A.C.I.)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag138

Al igual que para los aceros de presfuerzo, los esfuerzos admisibles en el concreto, según el Código A.C.I., dependen del estado de carga.

Así se tiene la siguiente tabla de “ Esfuerzos Permisibles en el Concreto de Miembros Presforzados sujetos a Flexión “.

Estos esfuerzos permisibles o admisibles se aplican en el método de diseño de esfuerzos de trabajo, o también denominado Diseño Elástico o Diseño para Cargas de Servicio

Tabla 4.1. Esfuerzos Admisibles en el Concreto en Elementos Presforzados sometidos a Flexión

Esfuerzos Admisibles en el Concreto en elementos Presforzados sometidos a Flexión			
	[lb/pulg ²]	[Kg/cm ²]	[Mpa]
1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo, antes de las pérdidas de presfuerzo dependientes del tiempo, no deben exceder lo siguiente:			
(a): Esfuerzo en la fibra extrema a compresión	$0,6*f_{ci}'$	$0,6*f_{ci}'$	$0,6*f_{ci}'$
(b): Esfuerzo en la fibra extrema a tensión, excepto por lo permitido en (c)	$3*\sqrt{(f_{ci}')}$	$0,795*\sqrt{(f_{ci}')}$	$0,25*\sqrt{(f_{ci}')}$
(c): Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en los extremos de elementos simplemente apoyados	$6*\sqrt{(f_{ci}')}$	$1.6*\sqrt{(f_{ci}')}$	$0,5*\sqrt{(f_{ci}')}$
Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan estos valores, debe proporcionarse refuerzo auxiliar adherido (reforzado o presforzado) en la zona de tensión, para resistir la fuerza total de tensión en el concreto calculada con el supuesto de una seccion no fisurada.			
2. Los esfuerzos en el concreto para las cargas de servicio, después de tener en cuenta todas las pérdidas de presfuerzo, no deben exceder lo siguiente:			
(a): Esfuerzo en la fibra extrema a compresión	$0,45*f_c'$	$0,45*f_c'$	$0,45*f_c'$
(b): Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona a tensión precomprimida.	$6*\sqrt{(f_c')}$	$1,591*\sqrt{(f_c')}$	$0,5*\sqrt{(f_c')}$
(c): Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida del elemento, excepto para los sistemas de losa armada en dos direcciones, en los cuales el análisis basado en las secciones fisuradas transformadas y en las relaciones bilineales momento-deflexion demuestran que las deflexiones instantáneas y a largo plazo cumplen con las restricciones establecidas en otras secciones del Código A.C.I.	$12*\sqrt{(f_c')}$	$3,18*\sqrt{(f_c')}$	$\sqrt{(f_c')}$
3. Los esfuerzos admisibles en el concreto determinados anteriormente pueden excederse si se demuestra mediante ensayo o análisis que el comportamiento no se afecta.			

Los esfuerzos permisibles de la parte (1.), se aplican inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto, después de que se hayan sucedido las pérdidas instantáneas, debido a la fricción, el deslizamiento en los anclajes y el acortamiento elástico del concreto; pero antes de que se hayan tomado en cuenta las pérdidas dependientes del tiempo debido a la contracción (retracción) del concreto por fraguado, al escurrimiento (flujo) plástico del concreto y al relajamiento del acero.

Los límites de los esfuerzos de tensión de $(0,795*\sqrt{f_{ci}'})$ y $(1,6*\sqrt{f_{ci}'})$, se refieren al esfuerzo de tensión que ocurre en zonas que no sean la de tensión precomprimida

(según el Código A.C.I., es aquella porción del miembro en la cual ocurre tensión por flexión bajo las cargas muertas y vivas). Si el esfuerzo de tensión de trabajo sobrepasa el valor límite aplicable, la fuerza total en la zona de tensión deberá calcularse y deberá proporcionarse refuerzo auxiliar para resistir esta fuerza.

Los límites de los esfuerzos debidos a la carga de servicio de la parte (2.) se aplican después de que han ocurrido todas las pérdidas y cuando actúa la totalidad de las cargas de servicio.

El uso de este esfuerzo de tensión permisible límite, para el concreto de $(1,591*\sqrt{f_c'})$, en lugar de un valor menor o cero, requiere que exista suficiente cantidad de refuerzo en la zona de tensión precomprimida para controlar el agrietamiento, también requiere que el recubrimiento de concreto para el refuerzo sea suficiente para evitar la corrosión. El refuerzo puede consistir de tendones presforzados o sin presforzar, o de varillas de refuerzo, convenientemente distribuidos en la zona de tensión.

Se permite el uso de un límite para el esfuerzo de tensión de $(12*\sqrt{f_c'})$, para mejorar las características de deflexión bajo cargas de servicio, particularmente cuando una parte importante de las cargas vivas es de naturaleza momentánea.

La cláusula de escape, de la parte (3.), permite límites más altos para el esfuerzo a usarse cuando las pruebas o el análisis indiquen un desempeño satisfactorio.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 93)

Por lo tanto, se obtienen las siguientes relaciones.

En el estado inicial ($T = 0$), los esfuerzos admisibles en unidades [Kg/cm²], son:

$$\sigma_{adm\ ci} = -0,6 * f_{ci}'$$

$$\sigma_{adm\ ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'}$$

En el estado final o de servicio ($T = \infty$), los esfuerzos en unidades [Kg/cm²], son:

$$\sigma_{adm\ cf} = -0,45 * f_c'$$

$$\sigma_{adm\ tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'}$$

Donde:

$f_c' = 350$ Kg/cm² (Resistencia característica del hormigón a los 28 días, con respecto a la compresión).

f_{ci}' = Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial. O también denominado esfuerzo inicial en el concreto en el momento de transferir la fuerza de pretensado.

Lográndose una resistencia del 70 % aproximadamente de (f_c') al final de la primera semana después de la colocación.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 31)

Para cemento Portland de alta resistencia a la edad de 7 días alcanza una resistencia a la compresión del 75 % al 80 % de la resistencia total. 75 % sería un valor conservador, por lo que el séptimo día después del vaciado de la viga se le transferiría la fuerza de pretensado.

Tabla 4.2.

Resistencia a la Compresión del Concreto en el Tiempo

Resistencia a la Compresión del Concreto en el Tiempo					
Edad del Hormigón [días]	3	7	28	90	360
Cemento Portland de Alta Resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

(Ref. “ Hormigón Armado “; J. Montoya; pag. 128)

Se citan ambas referencias por la analogía existente, considerando que este trabajo se basa en el código A.C.I. y que la obra de Jiménez Montoya toma como referencia normas europeas.

Según el Código A.C.I., en concordancia con las normas americanas, se resuelve:

$$f_{ci}' = 0,7 * f_c'$$

Se hace a continuación una breve referencia al respecto del concepto de “ Carga Sostenida “, según la bibliografía consultada.

$$\sigma_{cf} = -0,6 * f_c' = -0,6 * (350 \text{ Kg/cm}^2) = -210 \text{ Kg/cm}^2$$

Las máximas intensidades de las cargas vivas a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión.

El concreto se comporta prácticamente elástico hasta el 50 % o 60 % de (f_c').

Por razones de seguridad y mantenimiento, los esfuerzos en el concreto para estructuras en condiciones normales se mantienen en el intervalo mencionado.

Esto permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio.

Debido al flujo plástico del concreto, se determina:

- La carga que se aplica de forma lenta, o.
- La carga sostenida que se mantiene durante un período prolongado.

Durante algún lapso de tiempo, produce una deformación mayor que si la carga se aplicase de forma rápida.

El parámetro de mayor importancia en la estructura es la “ resistencia última “, es decir, la carga máxima que la estructura puede soportar.

El elemento se comporta en forma diferente cuando está sometido a cargas rápidas en comparación con cargas lentas o cargas sostenidas, y muestra una resistencia menor frente a las segundas que ante las primeras.

Para construcciones corrientes muchas cargas, como las de la misma estructura y equipos instalados con carácter permanente, son o bien cargas aplicadas lentamente o cargas sostenidas.

La resistencia última del concreto equivale aproximadamente a 85 % de (f_c'), para cargas lentas o sostenidas.

Un elemento sometido a una sobrecarga sostenida que causa esfuerzos de compresión de por ejemplo 0,85 de (f_c'), puede fallar después de cierto tiempo aunque la carga no se haya aumentado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter)

Por lo expuesto, el esfuerzo admisible para carga sostenida en el estado ($T = 0$) prevee una mayor resistencia de hasta $210 \text{ Kg/cm}^2 \geq 157,5 \text{ Kg/cm}^2$.

4.3.1. Inecuaciones de Condición.-

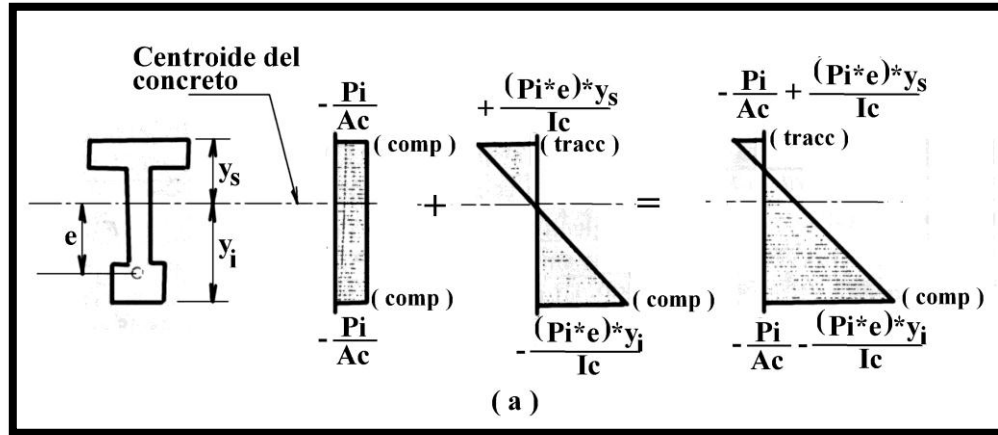
Los esfuerzos en el concreto, a medida que el miembro pasa del estado descargado al estado de la totalidad de las cargas de servicio, permanecerán dentro de los límites permisibles.

Los esquemas del inciso (a), aún no son tomados en cuenta para la conformación de las inecuaciones, pero son el inicio lógico para el desarrollo de las inecuaciones.

Figura 4.8.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efecto del Presfuerzo Inicial (P_i)

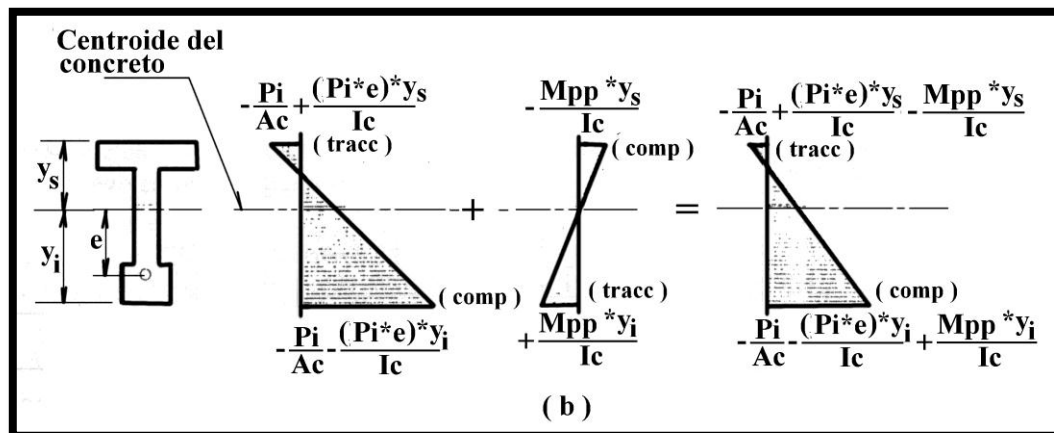


A partir de los esquemas del inciso (b), se consideran los estados de carga en un tiempo inicial ($T = 0$). Y corresponderían los esfuerzos, en las fibras superior e inferior (esquema extremo derecho del recuadro), a los utilizados en las dos inequaciones. Tomar en cuenta que el módulo de sección es ($S = I_c/y$)

Figura 4.9.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efecto del Presfuerzo Inicial más el Peso Propio de la Viga

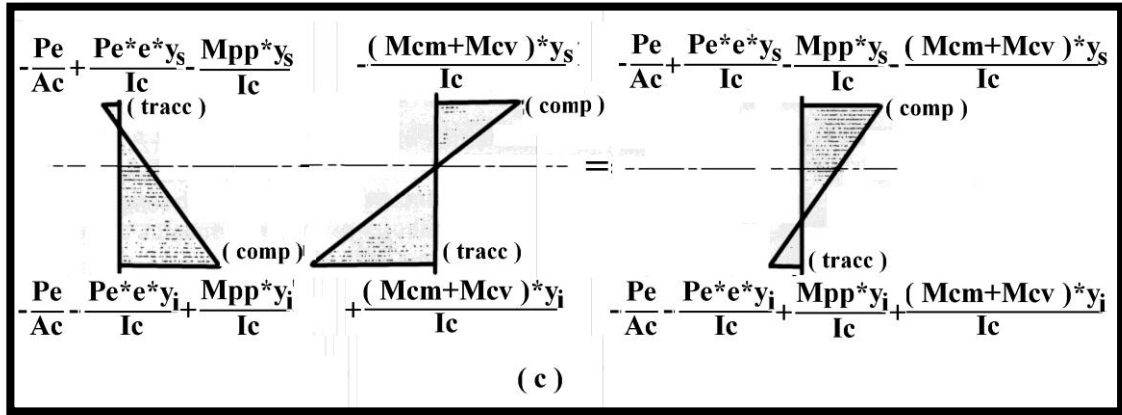


En el recuadro (c), realizando las transformaciones correspondientes las expresiones del extremo derecho del recuadro son semejantes a los miembros izquierdos de las inecuaciones en la etapa de servicio ($T = \infty$). Los esfuerzos de las cargas de servicio.

Figura 4.10.

Esfuerzos Elásticos en una Viga Presforzada sin Agrietar.

Efectos del Presfuerzo Final (P_e) más la Carga de Servicio Total



De esta forma se obtienen las siguientes inecuaciones, de forma que los esfuerzos de trabajo reales no rebasen a los esfuerzos admisibles.

($T = 0$):

$$\sigma_{fibra\ sup} = -\left(\frac{Pi}{Ac}\right) - \left(\frac{M_{PP}}{Ss}\right) + \left(\frac{Pi * e}{Ss}\right) \leq \sigma_{adm\ ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'}$$

$$\sigma_{fibra\ inf} = -\left(\frac{Pi}{Ac}\right) + \left(\frac{M_{PP}}{Si}\right) - \left(\frac{Pi * e}{Si}\right) \geq \sigma_{adm\ ci} = -0,6 * f_{ci}'$$

($T = \infty$):

$$\sigma_{fibra\ sup} \geq \sigma_{adm\ cf} = -0,45 * f_c'$$

$$\sigma_{fibra\ sup} = -\left(\frac{\eta * Pi}{Ac}\right) - \left(\frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Ss}\right) + \left(\frac{\eta * Pi * e}{Ss}\right) \geq \sigma_{adm\ cf}$$

$$\sigma_{fibra\ inf} \leq \sigma_{adm\ tf} = 1,59 * \sqrt{f_c'}$$

$$\sigma_{fibra\ inf} = -\left(\frac{\eta * Pi}{Ac}\right) + \left(\frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Si}\right) - \left(\frac{\eta * Pi * e}{Si}\right) \leq \sigma_{adm\ tf}$$

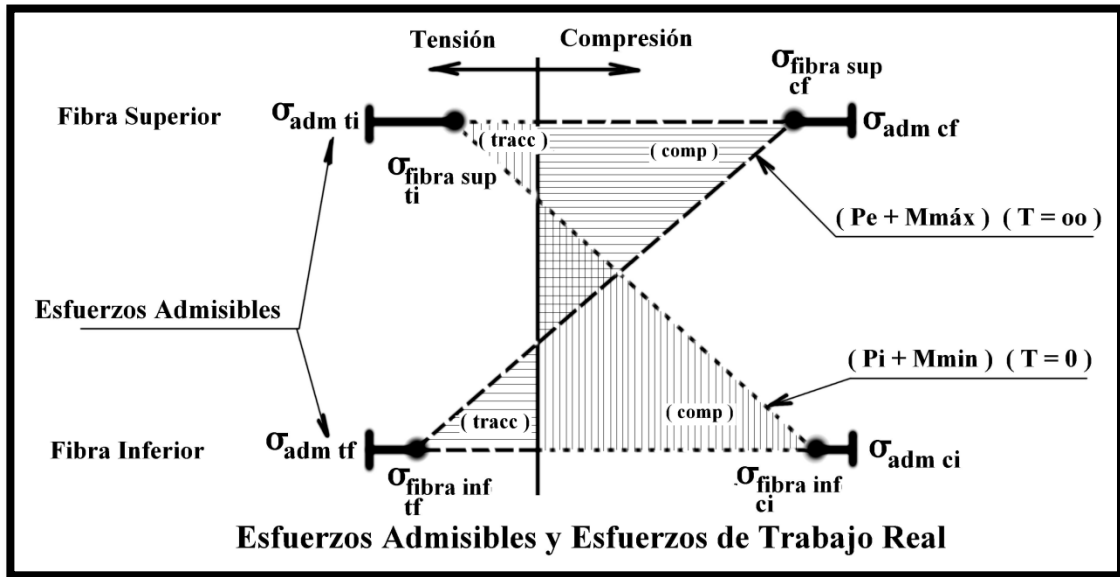
A partir de estas inecuaciones sobrevienen todas las demás relaciones requeridas para el diseño según el método de los esfuerzos límites.

Estas inecuaciones se verificarían después de calculadas las pérdidas.

El siguiente recuadro esquematiza las inecuaciones anteriormente obtenidas.

Figura 4.11.

Relación esquematizada de los Esfuerzos de Trabajo y los Esfuerzos Admisibles Límites



4.3.2. Determinación de la Fuerza de Pretensado Inicial.-

Utilizando las cuatro inecuaciones de condición, anteriormente determinadas, y mediante el uso convencional de la máxima excentricidad práctica ($e_{máx}$) de los tendones, se realiza el cálculo de la fuerza de pretensado inicial (P_i) y la excentricidad (e) de los tendones, se tiene:

($T = 0$):

$$e \leq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{1}{Pi} * [M_{mín} + (\sigma_{adm ti} * Ss)] \quad (I)$$

$$e \leq - \left(\frac{Si}{Ac} \right) + \frac{1}{Pi} * [M_{mín} - (\sigma_{adm ci} * Si)] \quad (II)$$

($T = \infty$):

$$e \geq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{1}{\eta * Pi} * [M_{m\acute{a}x} + (\sigma_{adm\ cf} * Ss)] \quad (III)$$

$$e \geq - \left(\frac{Si}{Ac} \right) + \frac{1}{\eta * Pi} * [M_{m\acute{a}x} - (\sigma_{adm\ tf} * Si)] \quad (IV)$$

Máxima excentricidad práctica ($e_{m\acute{a}x}$):

$$e_{m\acute{a}x} \leq y_i - r \quad (V)$$

Donde:

y_i = Distancia desde el centroide de la sección de concreto a la fibra o superficie inferior de la sección transversal.

r = Recubrimiento con concreto, en referencia al acero de presfuerzo.

Ergo, se calcula el valor de la fuerza de pretensado inicial (Pi), según las anteriores inecuaciones. Partiendo con el valor de la máxima excentricidad práctica ($e_{m\acute{a}x}$), se pueden obtener valores representativos de la fuerza de pretensado inicial (Pi):

Inecuación (I):

$$Pi \leq \frac{(Mm\acute{in} + \sigma_{adm\ ti} * Ss)}{e - (Ss/Ac)}$$

Inecuación (II):

$$Pi \leq \frac{(Mm\acute{in} - \sigma_{adm\ ci} * Si)}{e + (Si/Ac)}$$

Inecuación (III):

$$Pi \geq \frac{(Mm\acute{a}x + \sigma_{adm\ cf} * Ss)}{\eta * (e - Ss/Ac)}$$

Inecuación (IV):

$$Pi \geq \frac{(Mm\acute{a}x - \sigma_{adm\ tf} * Si)}{\eta * (e + Si/Ac)}$$

En base a las inecuaciones anteriores, mediante procedimientos algebraicos, resolviendo un sistema de ecuaciones o métodos gráficos (Diagrama de Magnel), se puede obtener el mínimo valor de la fuerza de pretensado que cumpla las condiciones establecidas por las inecuaciones. Se considerará, para efectos de cálculo, un momento mínimo ($M_{\min}$) igual al momento debido al peso propio de la pasarela (M_{PP}):

$$M_{\min} = M_{PP}$$

Y un momento máximo ($M_{\max}$) igual a la sumatoria de los momentos debidos al peso propio (M_{PP}), a la carga muerta (M_{CM}) y a la carga viva (M_{CV}), de la pasarela:

$$M_{\max} = M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}$$

4.3.3. Determinación del Número de Tendones.-

En el sistema de postensado “ Freyssinet “, la mayoría de los cables de tendones “ Freyssinet “ están compuestos de 12 torones, aunque también se emplean de 6, 8 ó 9 torones.

Los diámetros de torón disponibles se encuentran limitados a ($\frac{1}{2}$ ”) y (0,6”).

Todos los tendones con torones “ Freyssinet ” cumplen con la norma ASTM A – 416.

Se dispone de una variedad de técnicas para cumplir con todos los posibles requerimientos del lugar. El sistema “ Freyssinet “ se adapta casi a cualquier técnica de construcción proporcionando procedimientos de recuperación seguros y efectivos para las condiciones inesperadas del trabajo de campo.

Los sistemas de los gatos varían desde jalar uno o dos alambres hasta varios cientos de ellos a la vez.

El gato de doble acción de “ Freyssinet “ jala hasta 18 alambres o 12 cables a un mismo tiempo.

En razón de lo expuesto, es conveniente adoptar un número par de tendones a ser tensionados, por las características del sistema Freyssinet para postensado.

Así, se asume utilizar cables de 7 alambres de:

- Diámetro nominal de 0,6" (1,524 cm).
- Área nominal de 0,217 pulg² (1,387 cm²).
- Con una resistencia mínima de ruptura a la tensión (fpu) de Grado 270 (18 982,86 Kg/cm²).

Los esfuerzos permisibles de flexión para el acero de presfuerzo se encuentran en la mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto presforzado, e imponen limitaciones a los esfuerzos en el acero, y en el concreto, para cada estado en particular, tales como aquellas que se imponen:

- Durante el tensado del acero.
- Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto.
- Cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones en el esfuerzo tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho de las grietas y la deflexión.

En la práctica actual, las especificaciones que limitan los esfuerzos proporcionan el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de concreto presforzado.

Por supuesto, el diseño resultante debe comprobarse por resistencia asegurando un adecuado factor de seguridad contra la falla.

En la tabla se dan los esfuerzos permisibles de tensión para el acero de presfuerzo en función de la resistencia última del acero (fpu) y la resistencia especificada de fluencia (fpy):

Tabla 4.3.

Esfuerzos Permisibles en el Acero de Presfuerzo

Esfuerzo permisibles en el acero de presfuerzo	
El esfuerzo de tensión en los tendones de presfuerzo no debe exceder los siguientes valores	
1. Debido a la fuerza de tensión del gato, el que sea menor, pero no mayor que el máximo valor recomendado por el fabricante de los tendones de presfuerzo o de los anclajes.	($0,8 \cdot f_{pu}$) ó ($0,94 \cdot f_{py}$)
2. Tendones pretensados, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	($0,7 \cdot f_{pu}$)
3. Tendones postensados, inmediatamente después del anclaje del tendón	($0,7 \cdot f_{pu}$)

Puede verse que el esfuerzo permitido por el Código A.C.I. depende del estado de carga.

Cuando recién se aplica la fuerza del gato, se permite el menor de los valores expuestos en el punto (1.) de la tabla. La justificación para estos elevados valores del esfuerzo límite es que durante el tensado, los esfuerzos en el acero pueden conocerse de manera muy precisa, ya que la presión en el gato y la deformación del acero son medibles.

Después de que hayan ocurrido las pérdidas por acortamiento elástico y por deslizamiento de anclajes, se aplica el valor ($0,7 \cdot f_{pu}$), pero antes de la ocurrencia de las pérdidas dependientes del tiempo (diferidas) debido a la contracción (retracción) por fraguado del concreto y al escurrimiento (flujo) plástico del concreto y al relajamiento del acero.

No se dará ninguna limitación para los esfuerzos en el acero después de ocurridas todas las pérdidas, debido a que tales esfuerzos siempre serán menores que los esfuerzos en el acero en las condiciones iniciales, cuando debe obtenerse un factor de seguridad adecuado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 92)

El esfuerzo de tensión permitido por el Código A.C.I. en alambres, torones o barras de presfuerzo es dependiente del estado de aplicación de las cargas.

Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite un esfuerzo de $(0,8 \cdot f_{pu})$ ó $(0,94 \cdot f_{py})$, el que sea menor, y donde (f_{pu}) es la resistencia última del acero (resistencia mínima a la tensión) y (f_{py}) es la resistencia de fluencia.

Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al concreto, el esfuerzo permitido es $(0,74 \cdot f_{pu})$ o $(0,82 \cdot f_{py})$, el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $(0,7 \cdot f_{pu})$).

La justificación para permitir un esfuerzo admisible mayor durante la operación de tensionamiento es que el esfuerzo en el acero se conoce con bastante precisión en este estado.

La presión hidráulica en los gatos y la deformación total en el acero son cantidades que se miden fácilmente. Además, si un tendón deficiente se rompe en forma accidental, puede reemplazarse sin problemas; de hecho, la operación de tensionamiento es un ensayo del comportamiento del material.

Los valores inferiores de esfuerzos admisibles, como lo es $(0,7)$, son aplicables después de que ocurren, el acortamiento elástico del concreto, las pérdidas por fricción y los deslizamientos de los anclajes, estado en el que pueden aplicarse las cargas de servicio; pérdidas instantáneas de la fuerza de presforzado.

El esfuerzo en el acero se reduce un poco más durante la vida del elemento por la retracción (contracción) por fraguado del concreto, el flujo (escurrimiento) plástico en el concreto y por la relajación en el acero; pérdidas diferidas de la fuerza de pretensado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 643)

4.3.4. Zona Límite y Trayectoria de los Cables.-

El objetivo principal consiste en determinar el límite de la excentricidad para una

fuerza conocida a lo largo de la viga de manera que los esfuerzos admisibles no sean superados.

El núcleo central de una sección transversal se define como el área o la zona dentro de la sección transversal, interiormente de la cual, ninguna fuerza axial de compresión podrá producir tensión en la sección.

(Ref. Texto del Ing. E. Alvarez; pag 30)

Lo mencionado fue explicado en el apartado 3.10.3. “ Núcleo Central de la Sección Transversal “.

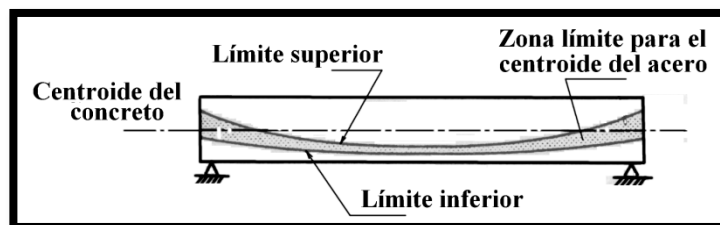
Para miembros con tendones de excentricidad variable se establecen los requerimientos de la fuerza pretensora y de la excentricidad del tendón en la sección de máximo momento del miembro. En otros puntos del claro, donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de no sobrepasar los esfuerzos límite admisibles en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado.

Contrariamente, existe una excentricidad mínima o un límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites admisibles en el concreto no se sobrepasen cuando la viga se encuentra en el estado totalmente cargado.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 153)

Figura 4.12.

Zona Límite típica para el Centroide del Acero



El diagrama de la zona centroidal del acero de presfuerzo, se esquematiza en el diagrama anterior.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag. 668)

A menudo es conveniente graficar la envolvente de los perfiles de los tendones, como un caso típico donde, tanto la carga muerta como la viva son uniformemente distribuidas.

Cualquier centroide del tendón que caiga completamente dentro de la zona limitada, será satisfactorio para el diseño, desde el punto de vista de los límites de esfuerzo admisibles en el concreto.

Debe recalcar que solamente es el centroide del tendón, el que debe caer dentro de la zona sombreada, en la figura anterior. Los cables individuales están a menudo fuera de esta zona.

El perfil del tendón, que a menudo se usa en la práctica, es una curva parabólica. Y el ducto que contiene al acero de presfuerzo se cuelga según la forma deseada.

En los casos prácticos, frecuentemente no es necesario hacer un diagrama para la zona del centroide, colocando el centroide del acero en su posición conocida; en el centro del claro, y cerca de cero en el centroide del concreto en los apoyos. Con una forma parabólica pasando por estos puntos de control, se tiene asegurada la satisfacción de los límites de esfuerzos.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 153)

En núcleo límite se conceptúa análogamente al núcleo central, anteriormente analizado. Además de recordar que todo momento flector aplicado a una sección en flexión, desplaza su eje neutro a una cierta distancia, con respecto a una fuerza de compresión que es aplicada simultáneamente con un momento flector.

Similar al núcleo central, el núcleo límite tiene dos límites; (K_s') y (K_i') .

Los esfuerzos en el centroide de la sección, bajo los efectos de la fuerza de pretensado inicial (P_i) y final o efectiva (P_e) , se definen a continuación.

Para un tiempo inicial $(T = 0)$, se tiene el siguiente esfuerzo en el centroide de la sección, en el estado inicial, es:

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac}$$

Para un tiempo que tiende al infinito ($T = \infty$), se tiene el siguiente esfuerzo en el centroide de la sección. En un estado de servicio:

$$\sigma_g = \frac{\eta * Pi}{Ac} = \frac{Pe}{Ac}$$

Los límites para la ubicación del centroide del acero de presfuerzo, en cualquier punto a lo largo del claro se pueden establecer usando las inecuaciones ya analizadas en el apartado 4.3.1. “ Inecuaciones de Condición “. Inecuaciones de condición inherentes al método de diseño de esfuerzos límites admisibles.

De acuerdo al análisis previo, la convención de signos considera el valor de (Ki), el límite inferior del núcleo de la sección, negativo hacia abajo del centroide del concreto y (Ks) en sentido y signo opuestos. Además, los esfuerzos admisibles límites, como se convino en el apartado 4.3. “ Diseño por Flexión basado en los Esfuerzos Permisibles “, serán negativos los de compresión y positivos los de tracción.

($T = 0$):

$$e \leq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{1}{Pi} * [M_{mín} + (\sigma_{adm\ ti} * Ss)] \quad (I)$$

$$\Rightarrow e \leq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{M_{mín}}{Pi} + \frac{\sigma_{adm\ ti} * Ss}{Pi}$$

$$\Rightarrow e \leq Ki + \frac{M_{mín}}{Pi} + \frac{\sigma_{adm\ ti} * (Ss/Ac)}{(Pi/Ac)}$$

$$\Rightarrow e \leq Ki + \frac{M_{mín}}{Pi} + \frac{\sigma_{adm\ ti} * Ki}{\sigma_{gi}}$$

$$\Rightarrow e - \frac{M_{mín}}{Pi} \leq Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ ti}}{\sigma_{gi}} \right)$$

Realizando el mismo proceso, para así obtener una relación similar de la inecuación

(II).

$$\begin{aligned}
e &\leq -\left(\frac{Si}{Ac}\right) + \frac{1}{Pi} * [M_{mín} - (\sigma_{adm\ ci} * Si)] & (II) \\
\Rightarrow e &\leq -\left(\frac{Si}{Ac}\right) + \frac{M_{mín}}{Pi} - \frac{\sigma_{adm\ ci} * Si}{Pi} \\
\Rightarrow e &\leq -Ks + \frac{M_{mín}}{Pi} - \frac{\sigma_{adm\ ci} * (Si/Ac)}{(Pi/Ac)} \\
\Rightarrow e &\leq -Ks + \frac{M_{mín}}{Pi} - \frac{\sigma_{adm\ ci} * Ks}{(Pi/Ac)} \\
\Rightarrow e &\leq -Ks + \frac{M_{mín}}{Pi} - \frac{\sigma_{adm\ ci} * Ks}{\sigma_{gi}} \\
\Rightarrow e - \frac{M_{mín}}{Pi} &\leq -Ks - \frac{\sigma_{adm\ ci} * Ks}{\sigma_{gi}} \\
\Rightarrow e - \frac{M_{mín}}{Pi} &\leq Ks \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ ci}}{\sigma_{gi}}\right)
\end{aligned}$$

Tomando en cuenta los miembros de la derecha, de las inecuaciones (I) y (II), se puede determinar el valor del límite inferior del núcleo límite (Ki').

El mismo procedimiento se sigue con las inecuaciones (III) Y (IV), cuyos miembros derechos permitirán determinar el valor de (Ks').

(T = ∞):

$$\begin{aligned}
e &\geq \left(\frac{Ss}{Ac}\right) + \frac{1}{\eta * Pi} * [M_{máx} + (\sigma_{cf} * Ss)] & (III) \\
\Rightarrow e - \frac{M_{máx}}{Pe} &\leq Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ cf}}{\sigma_g}\right)
\end{aligned}$$

$$e \geq -\left(\frac{Si}{Ac}\right) + \frac{1}{\eta * Pi} * [M_{máx} - (\sigma_{tf} * Si)] \quad (IV)$$

$$\Rightarrow e - \frac{M_{\max}}{Pe} \leq Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ tf}}{\sigma_g} \right)$$

Considerando primero el estado descargado, tanto de la ecuación (I) o (II), se obtiene el límite inferior para la zona límite para el centroide del acero, representado por (Ki').

El límite inferior de la excentricidad del tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro.

En el estado totalmente cargado, mediante el uso de alguna de las inecuaciones (III) o (IV), se puede hallar los valores límite superiores para la zona límite de la excentricidad, simbolizado con (Ks').

Así, el límite superior de la zona de los cables (Ks') será:

$$Ks' = \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ cf}}{\sigma_g} \right) \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ tf}}{\sigma_g} \right) \end{cases}$$

Adoptando el menor valor algebraico para (Ks').

Para el límite inferior (Ki') será:

$$Ki' = \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ ci}}{\sigma_{gi}} \right) \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm\ ti}}{\sigma_{gi}} \right) \end{cases}$$

De tal manera que se cumpla lo siguiente:

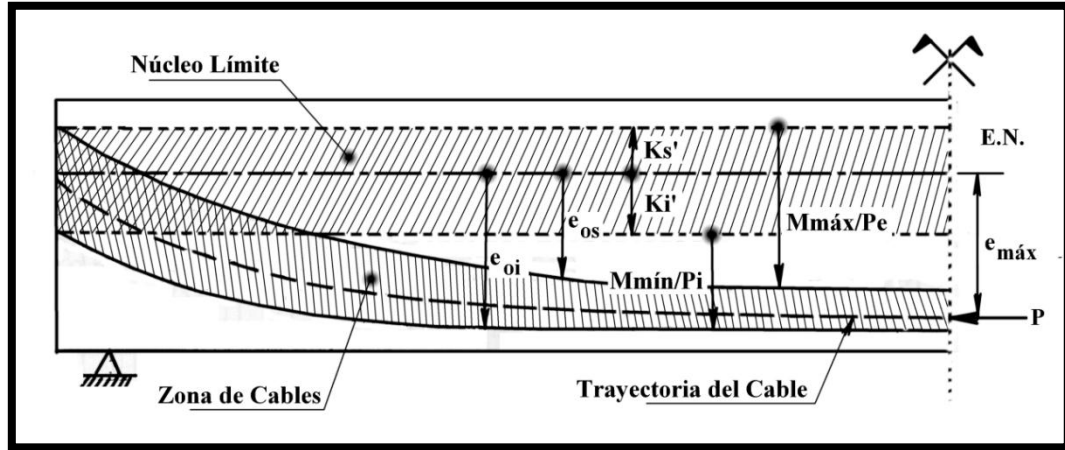
$$Ks' \leq e \leq Ki'$$

Donde (e) representa la excentricidad de los tendones.

Para definir la zona de los cables, a lo largo de la viga, es necesario contar con la fuerza de pretensado, el momento flector externo (el mismo que varía a lo largo de la viga) y la excentricidad de la fuerza.

Figura 4.13.

Ubicación de los distintos Parámetros de la Zona Límite para el Centroide del Acero



De acuerdo al convenio de signos aplicados a los esfuerzos admisibles, se consideran positivos aquellos valores que estén por encima del centroide del concreto, y negativos aquellos en sentido opuesto con respecto al mismo concepto de referencia.

De manera que los límites de esta excentricidad en cada sección aseguran que ninguno de los esfuerzos admisibles, serán superados, entonces:

$$Ks' - (Mmax/Pe) \leq e \leq Ki' - (Mmin/Pi)$$

Lo que implica que los límites superior e inferior de la excentricidad de los tendones será:

$$e_{os} = Ks' - \frac{Mmáx}{Pe} \quad ; \quad e_{oi} = Ki' - \frac{Mmín}{Pi}$$

En resumen, para cada sección a lo largo de la viga se calculan (Ks'), (Ki'), (eos) y (eoi).

De lo anterior, se deduce que la trayectoria del centroide de los cables debe adaptarse de manera tal que no salga de los límites de la zona de los cables.

Generalmente se utilizan ecuaciones parabólicas ($y=k*x^2$), o la ecuación general de la parábola ($y=A*x^2+B*x+C$), tal como se utilizó en el presente trabajo. Algunas veces puede usarse la ecuación de una recta ($y=a*x+b$), en combinación.

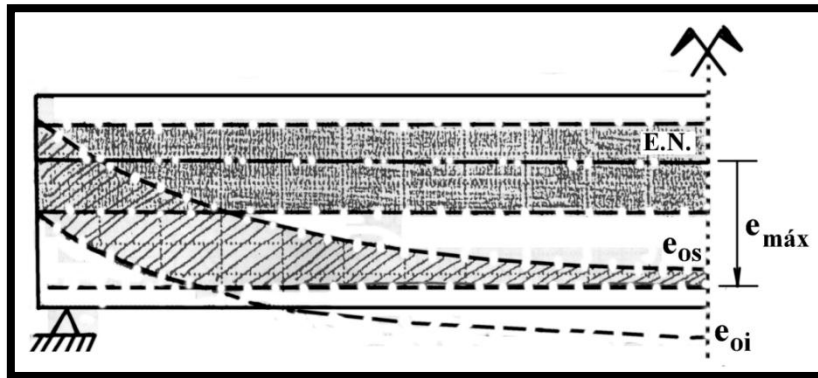
Sin embargo, antes de definir la función de la trayectoria del centroide de los cables, es necesario evaluar la zona de los cables, pudiéndose presentar las siguientes situaciones:

Figura 4.14.

Zona Límite del Centroide del Acero de Presfuerzo.

Límite Inferior controlado por la Máxima Excentricidad Permisible ($e_{\max}$).

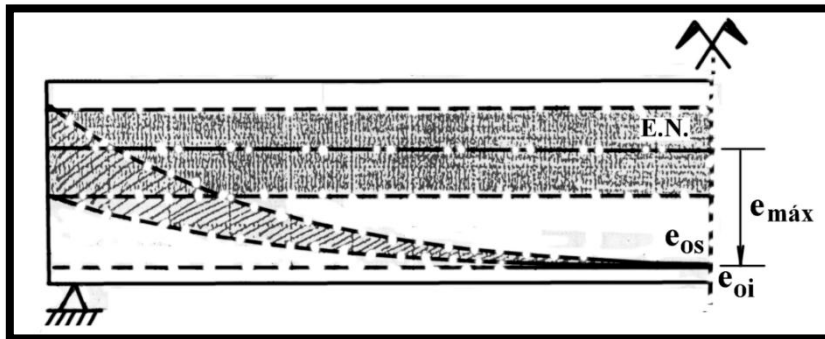
Diseño Común



La zona de los cables, en la anterior gráfica, tiene el límite inferior afuera de la sección, de lo que se infiere que el límite inferior está controlado por la máxima excentricidad permisible ($e_{\max}$). Esto se refiere a un diseño común.

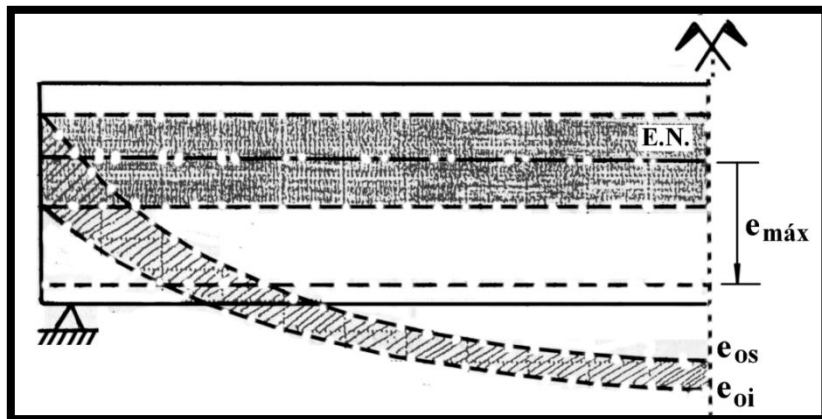
Esta es la situación que se presentó en el presente trabajo.

Figura 4.15.
Zona Límite de los Cables. Diseño Óptimo



La gráfica representa un diseño óptimo, donde sólo un par de fuerza de pretensado versus una excentricidad son factibles. Significaría una situación ideal.

Figura 4.16.
Zona Límite de los Cables. Inadecuada Sección Transversal de la Viga



El esquema representaría un diseño preliminar. Donde la sección de hormigón es inadecuada y se debe volver a predimensionar la sección.

CAPÍTULO V
PÉRDIDAS EN LA FUERZA DE
PRETENSADO

5.1. Clasificación de las Pérdidas de la Fuerza de Pretensado.-

Con excepción de las condiciones que prevalecen bajo sobrecarga severa, la mayor fuerza que actúa en los miembros ocurre durante la operación de los gatos. Las pérdidas en la fuerza pretensora se pueden agrupar en 2 categorías. Primero, aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro. Y, en segunda instancia, aquellas que suceden a través de un extenso periodo de tiempo.

La fuerza de presfuerzo del gato puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción entre el tendón y el ducto, el deslizamiento del anclaje, y el acortamiento elástico del concreto comprimido.

A la fuerza pretensora después de ocurridas estas pérdidas se denomina fuerza pretensora inicial (P_i).

Con el transcurso del tiempo, la fuerza pretensora se reduce aún más, al inicio rápidamente y luego de forma más lenta debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto, además por el relajamiento altamente esforzado.

Después de un periodo de meses y aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora casi constante, la que se representa como (P_e), fuerza pretensora efectiva o final.

La suma de todas las pérdidas, inmediatas y dependientes del tiempo, pueden ser del orden del 20 al 35 % de la fuerza original aplicada por el gato.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson)

5.1.1. Pérdida de la Fuerza Pretensora por Fricción (F_R).-

Como se indicó, se establece que es una pérdida del presfuerzo instantánea, y que debido a que se produce a lo largo del cable, esta es una función de la longitud “ x ”.

Se produce por la fricción entre el conducto (vaina) y el tendón que se tesa en su interior, según el procedimiento de postesado.

Los cables tienen generalmente una trayectoria curva y al contacto con los conductos se producen disminuciones en el esfuerzo de pretensado.

La pérdida por fricción está afectada por coeficientes:

K = Coeficiente por deformación no intencional del ducto.

μ = Coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto por curvatura.

$$FR = f_{pj} * (K * l + \mu * \alpha)$$

La siguiente tabla describe los coeficientes de fricción para tendones postesados:

Tabla 5.1.

Coeficientes de Fricción para Tendones Postesados

Tipo de Tendón	Coeficiente por deformación no intencional del ducto (K)		Coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto por curvatura (μ) [rad]
	[1/pie]	[1/cm]	
Tendones dentro de ductos metálicos flexibles			
→Tendones de alambre	0,001 - 0,0015	0,0000328 - 0,0000492	0,15 - 0,25
→Cable trenzado de 7 alambres	0,0005 - 0,002	0,0000164 - 0,0000656	0,15 - 0,25
→Varillas de alta resistencia	0,0001 - 0,0006	0,0000033 - 0,0000197	0,08 - 0,3
Tendones dentro de ductos metálicos rígidos			
→Cable trenzado de 7 alambres	0,0002	0,00000656	0,15 - 0,25
Tendones con lubricación previa			
→Tendones de alambre y cable trenzado de 7 alambres	0,0003 - 0,002	0,0000098 - 0,0000656	0,05 - 0,15
Tendones recubiertos con masilla			
→Tendones de alambre y cable trenzado de 7 alambres	0,001 - 0,002	0,0000028 - 0,0000656	0,05 - 0,15

Cálculo de la longitud desde un extremo a centro-luz de la viga (pasarela):

$$l = \frac{L}{2}$$

Donde:

l = Longitud desde un extremo al centro luz de la viga

$L = 40 \text{ m}$ (Longitud total de la viga (pasarela))

Como se ha predeterminado utilizar tendones dentro de ductos metálicos flexibles consistentes en cable trenzado de 7 alambres, permitirá determinar los valores de (K) y (μ).

El cálculo de (α), se consigue con la siguiente relacion:

$$\alpha = \frac{4 * e}{l} \leq 0,3$$

Donde:

α = Cambio del ángulo entre la fuerza en el anclaje y la fuerza en una determinada sección a una distancia “ x “.

e = Excentricidad máxima práctica

El cálculo del esfuerzo de pretensado inicial (f_{pj}), se obtendrá de:

$$f_{pj} = \frac{P_i}{A_{ps}}$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo de pretensado inicial

P_i = Fuerza de pretensado inicial; valor calculado

A_{ps} = Área de pretensado; valor calculado

$$A_{ps} = N^{\circ} \text{tendones} * A_s$$

Se calculará la pérdida del esfuerzo de pretensado inicial, en el centro-luz de la viga.

5.1.2. Pérdida de la Fuerza de Pretensado por Hundimiento del Anclaje (TH) .-

En la construcción postensada se obtienen grandes esfuerzos de contacto en los extremos de las vigas, donde la fuerza de presfuerzo se transfiere desde los tendones hasta los dispositivos de anclaje, que se apoyan directamente sobre el concreto. Este problema puede resolverse aumentando el tamaño de los dispositivos de anclaje o incrementando la capacidad portante del concreto mediante un aumento en la resistencia del concreto.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter; pag 643)

Considerada una pérdida del presfuerzo instantánea. Ocurre en el postesado y sucede cuando se transfiere la fuerza de pretensado del gato a la placa de apoyo del anclaje, produciéndose un hundimiento de las cuñas de anclaje.

El deslizamiento depende del tipo de cuña y del esfuerzo en los alambres, pero alcanza un valor promedio de 0,1” (0,254 cm).

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T. Y. Lin)

Los hundimientos en los anclajes son del orden de 6 a 8 mm

En los clásicos anclajes Freyssinet para cables 12/5 y 12/7 son 4 y 6 mm respectivamente, por efecto del hundimiento.

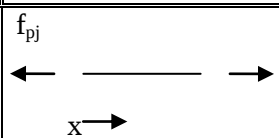
(Ref. “ Hormigón Pretensado “; A. Subieta O.)

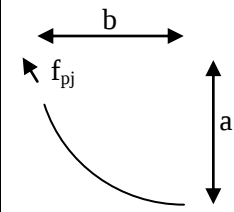
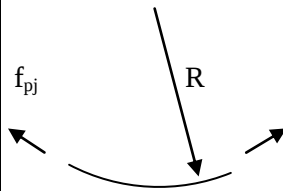
Se utilizarán los coeficientes (K) por deformación no intencional del ducto; y (μ) coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto por curvatura.

Además, se recomiendan valores de (λ) y (x) para perfiles típicos de tendones:

Tabla 5.2.

Coefficientes de (λ) y (x) para Perfiles típicos de Tendones

Perfil del tendón	Descripción	(λ)	(x)
Lineal		K	$\sqrt{\frac{Ea * \delta}{K * f_{pj}}}$

Parabólico		$\frac{2 * \mu * a}{b^2} + K$	$\sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}}$
Circular		$\frac{\mu}{R} + K$	$\sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}}$

El cable tendrá una trayectoria parabólica, como convencionalmente se presenta en una viga. Por lo tanto:

$$TH = \frac{2 * Ea * \delta}{x} \quad ; \quad x = \sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}} \quad ; \quad \lambda = \frac{2 * \mu * a}{b^2} + K$$

Definiéndose como:

TH = Denominación de la pérdida de esfuerzo en los tendones.

δ = Hundimiento en los anclajes. Se adopta 4 mm (0,4 cm).

x = Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento del anclaje.

Ea = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. Para cable trenzado equivale a 27 000 Klb/pulg² (1 898 289,0 Kg/cm²)

Además se calculó anteriormente:

f_{pj} = Esfuerzo de pretensado inicial .

K = Coeficiente por deformación no intencional del ducto.

μ = Coeficiente por curvatura de ducto y tendón.

$a \approx e_{\text{máx}} = \text{Excentricidad máxima práctica.}$

El cálculo de la longitud desde un extremo al centro-luz (b), se obtiene con la relación:

$$b = \frac{L}{2}$$

Donde:

b = Longitud desde un extremo de la viga (pasarela) al centro-luz de la misma.

L = Longitud total de la viga analizada.

El cálculo de (λ) lo provee la siguiente relación:

$$\lambda = \frac{2 * \mu * a}{b^2} + K$$

El cálculo de (x) se obtiene mediante:

$$x = \sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}}$$

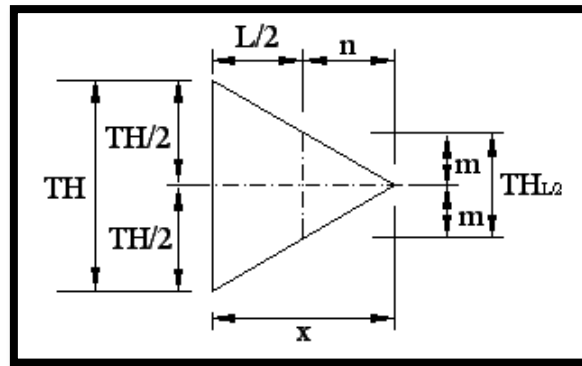
Para calcular de la pérdida del esfuerzo de pretensado por hundimiento de anclaje (TH), se obtiene con la relacion:

$$TH = \frac{2 * Ea * \delta}{x}$$

Calculando la pérdida de esfuerzo de pretensado inicial en el centro-luz de la viga:

Figura 5.1.

Esquema Analítico de la Pérdida por Hundimiento del Anclaje



Donde:

L = Longitud total de la viga (40 m)

Por relación de triángulos:

$$\frac{TH/2}{x} = \frac{m}{n}$$

El cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado en centro-luz de la viga, se da con la siguiente relacion:

$$TH_{L/2} = 2 * m$$

5.1.3. Pérdida de la Fuerza de Pretensado por Acortamiento Elástico del Hormigón (ES).-

Se considera una pérdida del presfuerzo instantánea.

Como el tesado de los tendones (cables) se realiza de manera simultánea, porque así lo permite el sistema de pretensado, se predetermina, según experiencias anteriores descritas en la bibliografía citada, que la pérdida del esfuerzo de pretensado debido al acortamiento elástico del hormigón será nula.

Este efecto se aplica para miembros postensados. Y resulta en una deformación del concreto producida por una fuerza de compresión.

Si se considera que se tesa como a un solo tendón , en un miembro postesado, el concreto se acorta mientras se aplica la fuerza del gato al tendón contra el mismo

concreto. Puesto que la fuerza en el cable se mide una vez que ha tenido lugar el acortamiento elástico del concreto, no es necesario tener en cuenta la pérdida del presfuerzo debida a ese acortamiento.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; T.Y. Lin)

$$\therefore ES = 0$$

5.1.4. Pérdida del Presfuerzo debido a la Contracción (Retraccion) del Hormigón (SH).-

Se establece como una pérdida diferida del esfuerzo de pretensado.

Es el fenómeno químico que se produce durante el fraguado del hormigón, desde el instante en que la pieza ha sido hormigonada. Consiste en una reducción del volumen del concreto debido a la pérdida del agua.

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * Ksh * Ea * \left(1 - 0,06 * \frac{V}{S} \right) * (100 - RH)$$

Donde:

SH = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido a la contracción del hormigón.

Ksh = Factor de corrección de la humedad relativa media del ambiente donde la estructura está siendo construida.

Valores de (Ksh) para elementos postesados:

Tabla 5.3.

Valores de (Ksh) para Elementos Postensados en la Pérdida de Presfuerzo por Retracción del Hormigón

Valores de (Ksh) para elementos postensados								
Tiempo [días]*	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

* Tiempo entre el final del curado húmedo y la aplicación del pretensado.

Ea = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. Para cable trenzado:

$$Ea = 27.000 \text{ Klb/pulg}^2 = 1\,898.289,0 \text{ Kg/cm}^2$$

(V/S) = Relación volumen-superficie. Generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal (Ac) del elemento de hormigón dividida por su perímetro (p). Se asume un valor de 1,5 según norma ASTM.

$$\frac{V}{S} = \frac{Ac}{p}$$

RH = Humedad relativa del ambiente, para la ciudad de Tarija se establece el 70 % aproximadamente.

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado debido a la contracción del hormigón, se obtiene mediante:

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * Ksh * Ea * \left(1 - 0,06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

5.1.5. Pérdida del Esfuerzo de Pretensado debido al flujo Plástico del Hormigón (f_{cs}).-

Se considera una pérdida diferida.

El flujo plástico es la propiedad de los materiales mediante la cual continúan deformándose a través de lapsos de tiempo considerables bajo un estado de esfuerzo constante.

La fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, si no que disminuye con el tiempo, debido al relajamiento del acero y la contracción del hormigón, así como también debido a los cambios en la longitud asociados con el flujo plástico del mismo.

Se analiza para la sección de máximo momento, y que corresponde al nivel del centroide del acero, cuando actúa la fuerza pretensora excéntrica más todas las cargas sostenidas.

Se toma un valor promedio de (C_u) igual a 2,35, que se define como el coeficiente último del flujo plástico.

Se adopta por recomendación y referencia bibliográfica un porcentaje mínimo como carga sostenida, de la carga viva, igual a 30 %.

$$\Delta f_{cr} = C_u * n * f_{cs}$$

Donde:

Δf_{cr} = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido al flujo plástico del concreto

C_u = Coeficiente último del flujo plástico. Valor predeterminado de 2,35

n = Relación modular

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

Donde:

E_a = Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo, para cable trenzado es de 27 000 Klb/pulg² (1 898 289 Kg/cm²)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto. Que se calculará con la siguiente ecuación:

$$E_c = w^{1,5} * 0,1368 * \sqrt{f_c'}$$

Donde:

w = Peso específico del hormigón para pretensado (2 400Kg/m³)

f_c' = Resistencia característica a la compresión del concreto para pretensado

(350 Kg/cm²)

Además, se tiene:

$$f_{cs} = \frac{-0,9 * P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{(M_{PP+CM+0,3CV}) * e}{I_c}$$

Donde:

P_i = Fuerza de pretensado inicial (436 919,74 Kg)

A_c = Área de la sección transversal de la viga (8 800 cm²)

e = Excentricidad máxima práctica ($e_{máx} = 114,06$ cm)

r = Radio de giro de la sección

$$r^2 = \frac{I_c}{A_c}$$

$M_{(PP+CM+0,3CV)}$ = Momento debido al peso propio, la carga muerta y la carga sostenida de la viga.

El cálculo de la pérdida de esfuerzo de pretensado proveniente del flujo plástico del concreto, se da mediante la relacion:

$$\Delta f_{cr} = C_u * n * f_{cs}$$

5.1.6. Pérdida del Esfuerzo de Pretensado por Relajamiento de los Cables (RE)

.-

Se considera como pérdida diferida.

Consiste en la reducción gradual del esfuerzo del acero, proveniente de los efectos combinados del flujo plástico, la contracción del hormigón y el mismo relajamiento del acero.

La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como del tiempo.

Para cable trenzado, sin revestimiento, de 7 alambres, relevado de esfuerzos para hormigón pretensado, de Grado 270, se tienen los siguientes valores para determinar la pérdida de esfuerzo.

La pérdida del esfuerzo de pretensado se calculará con la siguiente relación:

$$RE = [Kre - J * (SH + \Delta F_{CR} + ES)] * C$$

Donde:

RE = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido al relajamiento de los cables.

Valores de (Kre) y (J):

Tabla 5.4.

Coefficientes en la Pérdida de Presfuerzo del Acero por Relajamiento

Tipo de Cable	(Kre) [psi]	(Kre) [Kg/cm ²]	(J)
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20.000	1.406,14	0,15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.500	1.300,68	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17.600	1.237,4	0,13
Cordón de baja relajación Grado 270	5.000	351,54	0,04
Alambre de baja relajación Grado 250	4.630	325,52	0,037
Alambre de baja relajación Grado 240 o 235	4.400	309,35	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o 180	6.000	421,84	0,05

Por las características expuestas de los cables a utilizar, se tiene:

SH = Pérdida de esfuerzo debido a la contracción del hormigón; valor calculado

Δf_{cr} = Pérdida del esfuerzo de pretensado en el acero debido al flujo

plástico del concreto; valor calculado.

ES = Pérdida de esfuerzo en el acero debido al acortamiento elástico del

Hormigón; valor estimado.

C = Constante relacionada con la relajación del cable

Valores de (C) para la relajación del cable:

Tabla 5.5.

Valores y Coeficientes en la Pérdida de Presfuerzo por el Relajamiento de los Cables

(f_{pj} / f_{pu})	Cordón o alambre aliviado de tensiones	Barra aliviada de tensiones o cordón o cable de baja relajación
0,8		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,9
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,7	1	0,75

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo de pretensado inicial; valor calculado.

f_{pu} = Resistencia última del acero a la tensión. En el presente estudio se trabaja con cables relevados de esfuerzo de 7 alambres (ASTM A416) para pretensado de Grado 270 (270 Ksi = 270 Klb/pulg² = 18 982,86 Kg/cm²)

5.2. Sumatoria de las Pérdidas Instantáneas y de las Dependientes del Tiempo.-

Realizando la sumatoria de las pérdidas de los esfuerzos en porcentaje se obtiene:

$$\Sigma (\% \text{ Pérdidas}) = \%FR_{L/2} + \%TH_{L/2} + \%ES + \%SH + \% \Delta f_{cr} + \%RE =$$

Se estimó un 20% de pérdida de la fuerza de pretensado inicial, por lo que los valores obtenidos están dentro lo permisible.

La suma de todas las pérdidas, inmediatas y las dependientes del tiempo, pueden ser del orden del 20 al 35% de la fuerza original aplicada.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson)

La estimación de las pérdidas se puede efectuar en varios niveles diferentes.

Para la mayoría de los casos, en el diseño práctico, no se necesita un cálculo detallado de las pérdidas. Es posible adoptar cantidades globales razonablemente precisas para las pérdidas de presfuerzo.

Tales recomendaciones se encuentran incluidas en los Comentarios del Código A.C.I., en las Especificaciones Provisionales A.A.S.H.T.O. para puentes, y en otros documentos bibliográficos.

El Comité Conjunto del A.C.I.-A.S.C.E. posee expresiones aproximadas a usarse en la estimación de las pérdidas de presfuerzo en los casos rutinarios de diseño.

Los siguientes valores para la estimación de las pérdidas totales, excluyendo a las pérdidas debido a la fricción y al deslizamiento en el anclaje, serán:

Para pretensado: 35.000 lb/pulg² (2.460,74 Kg/cm²)

Para postensado: 25.000 lb/pulg² (1.757,68 Kg/cm²).

Las pérdidas reales, las cuales pueden ser mayores o menores que las estimadas, no tienen efecto en la resistencia última a la flexión de una viga presforzada.

Sin embargo, las pérdidas de la fuerza de pretensado afectan las características del comportamiento del miembro bajo cargas de servicio, tales como a la deflexión o el combeo, la carga de agrietamiento, los espesores de las grietas, etc.

La sobrestimación tanto como lo opuesto al considerar las pérdidas de presfuerzo puede resultar perjudicial al diseño.

La sobrestimación puede conducir a especificar mucho presfuerzo, lo que resulta en un excesivo combeo y en movimientos horizontales problemáticos en las estructuras.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson).

5.3. Verificación con respecto a los Esfuerzos Admisibles.-

Se verificarán que los esfuerzos admisibles se cumplan teniendo en cuenta el valor de las pérdidas de presfuerzo calculadas. En relación con el porcentaje estimado del 20 % al inicio de los cálculos.

Los esfuerzos admisibles en el concreto de miembros presforzados sujetos a flexión serán:

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo (antes de que ocurran las pérdidas del presfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(T = 0)

$$\sigma_{adm\ ci} = -0,6 * f_{ci}' = -0,6 * (250 \text{ Kg/cm}^2) = -147 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm\ ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'} = 0,795 * \sqrt{250 \text{ Kg/cm}^2} = 12,44 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las pérdidas de presfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(T = ∞)

$$\sigma_{adm\ cf} = -0,45 * f_c' = -0,45 * (350 \text{ Kg/cm}^2) = -157,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm\ tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'} = 1,591 * \sqrt{350 \text{ Kg/cm}^2} = 29,76 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando la relación de efectividad del presfuerzo, y según la sumatoria de las pérdidas del presfuerzo. Se deben verificar las siguientes relaciones:

$$\sigma_{sup\ i} = -\frac{Pi}{Ac} - \frac{M_{pp}}{Ss} + \frac{Pi * e}{Ss} \leq \sigma_{adm\ ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'}$$

$$\sigma_{inf\ i} = -\frac{Pi}{Ac} + \frac{M_{pp}}{Si} - \frac{Pi * e}{Si} \geq \sigma_{ci} = -0,6 * f_{ci}'$$

$$\sigma_{sup f} = -\frac{\eta * Pi}{Ac} - \frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Ss} + \frac{\eta * Pi * e}{Ss} \geq \sigma_{cf} = -0,45 * f_c'$$

$$\sigma_{inf f} = -\frac{\eta * Pi}{Ac} + \frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Si} - \frac{\eta * Pi * e}{Si} \leq \sigma_{tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'}$$

Para efectos de cálculos posteriores la fuerza de pretensado efectiva (Pe) se cuantifica como:

$$Pe = \eta * Pi$$

CAPÍTULO VI
CRITERIOS DE DISEÑO POR CORTANTE
APLICADO A ESTRUCTURAS DE
HORMIGÓN PRETENSADO
MÉTODO DE DISEÑO A LA RESISTENCIA

6.1. Cargas Actuantes.-

Se obtuvieron del razonamiento previo, “ Análisis de Cargas “, las siguientes cargas por metro lineal de pasarela.

P.P. $\approx q_{pp}$ = “ Peso Propio “ de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma

C.M. $\approx q_{cm}$ = “ Carga Muerta “ en peso de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma, tomando en cuenta barandados (q_{TB})

C.V. $\approx q_{cv}$ = “ Carga Viva “ en peso de la pasarela por metro lineal de la misma, considerando los efectos de la sobrecarga de uso (q_{SC}).

6.2. Fuerzas Cortantes en la Viga.-

Los esfuerzos cortantes en la mayor parte de las vigas están muy por debajo de la resistencia a cortante directa del concreto. Muy estrechamente relacionados con los esfuerzos cortantes provenientes de la flexión están por los de torsión, con refuerzo similar y combinado al de cortante.

La falla por cortante (falla por tensión diagonal) se controla con refuerzo transversal al eje longitudinal de la viga (estribos) cuya finalidad, es la de asegurar la falla por flexión. La falla por cortante es súbita y difícil de predecir. La falla por tensión diagonal surge de la combinación, o no, de los esfuerzos cortantes y esfuerzos de flexión longitudinales (esfuerzos normales longitudinales).

Considerando una viga simplemente apoyada.

$$V = \frac{q * L}{2}$$

Se calculan los valores independientemente tanto para las cargas distribuidas por peso propio, carga muerta y carga viva, con la relacion anteriormente expuesta.

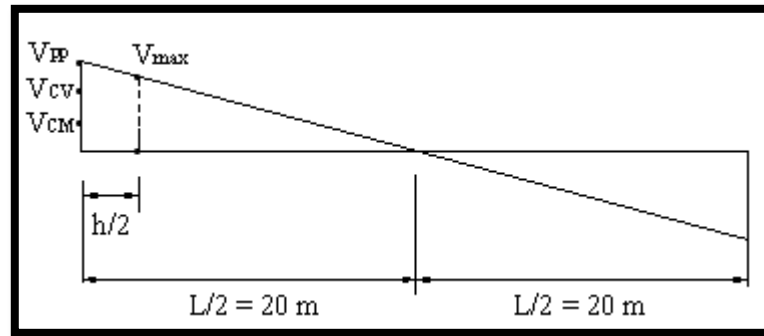
6.3. Fuerzas Cortantes Máximas a ($h/2$) del apoyo de la viga.-

Para calcular el cortante para cargas mayoradas (V_u), se supone la primera sección crítica localizada a una distancia ($h/2$) de la cara del apoyo, y las secciones

localizadas a distancias menores que $(h/2)$ se diseñan para el cortante calculado a $(h/2)$.

Figura 6.1.

Esquema representativo de la Ubicación de la Fuerza Cortante Máxima



Donde:

h = Peralte total de la sección de la viga (1,9 m)

L = Longitud total de la viga (40 m)

V_{PP} = Fuerza cortante debido al peso propio de la viga.

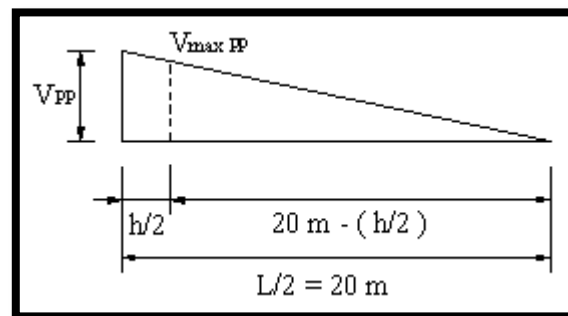
V_{CV} = Fuerza cortante debido a la carga viva actuante en la viga.

V_{CM} = Fuerza cortante debido a la carga muerta presente en la viga.

Fuerza cortante máxima debido al peso propio de la viga: ($V_{max\ PP}$) se analiza con la gráfica siguiente.

Figura 6.2.

Ubicación de la Fuerza Cortante Máxima debido al Peso Propio de la Viga



Por relación de triángulos, se obtendrá ($V_{máx PP}$):

$$\frac{V_{máx PP}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{PP}}{(L/2)}$$

$$\Rightarrow V_{máx PP} = \frac{(V_{PP}) * [(L/2) - (h/2)]}{(L/2)} = \frac{V_{PP}}{(L/2)} * (L/2) - \frac{(V_{PP})}{(L/2)} * (h/2) =$$

$$\Rightarrow V_{máx PP} = V_{PP} - \left(\frac{q_{PP} * L}{2} \right) * \frac{(h/2)}{(L/2)} = V_{PP} - \frac{q_{PP} * h}{2} =$$

Fuerza cortante máxima debido a la carga viva: ($V_{máx CV}$). Tomando como referencia a la última gráfica, y por analogía, se tiene:

$$\frac{V_{máx cv}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{CV}}{(L/2)}$$

Fuerza cortante máxima debido a la carga muerta: ($V_{máx CM}$).

$$\frac{V_{máx CM}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{CM}}{(L/2)}$$

6.4. Cortante Ultimo Máximo (V_u).-

El diseño a cortante se basa en la relación:

$$V_u \leq \phi * (V_n)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas.

V_n = Resistencia nominal a cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma

ϕ = Factor de la reducción de la resistencia, igual a 0,85 para cortante.

$$V_u = 1,4 * (V_{máx PP} + V_{máx CM}) + 1,7 * (V_{máx CV})$$

6.5. Resistencia Nominal al Cortante(V_n).-

Se la calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma.

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

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

6.5.1. Resistencia Nominal al Cortante proporcionada por el Concreto. Cálculo de (V_c).-

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (V_c), es la fuerza cortante que resiste el concreto después de que ocurre el agrietamiento, equivaliendo al cortante generado por la primera grieta diagonal.

Hay 2 tipos de grietas diagonales originadas y resistidas por (V_{ci}) que es el cortante que resiste el concreto para la grieta por flexión-cortante. Y (V_{cw}) el cortante que resiste el concreto para una grieta por cortante en el alma.

6.5.1.1. Cortante que resiste el concreto para una grieta por Flexión-Cortante (V_{ci}).-

Es una fuerza cortante nominal, que se inicia en grietas de flexión casi verticales en la cara a tensión de la viga. Este fenómeno es común en vigas con presfuerzo bajo.

La siguiente relación nos proporciona un valor cuantitativo:

$$V_{ci} = 0,159 * \sqrt{f_c'} * b_w * d + V_o + V_{cr}$$

Donde:

f_c' = Resistencia característica del hormigón a la compresión a los 28 días.

Para concreto de pretensado se consideró de 350 Kg/cm²

b_w = Ancho del alma. Ancho de la sección rectangular o el espesor del alma.

Se tienen dos almas a considerar para los cálculos.

d = Según el Código A.C.I., la profundidad efectiva para cálculos de cortante será:

$$d = 0,8 * h$$

Esta profundidad efectiva se considera desde la cara en compresión del miembro hasta el centroide del acero de presfuerzo. También se denomina “ altura efectiva “ desde la cara a compresión.

V_o = Fuerza cortante producida por la carga de la viga por la cual se forma la grieta por flexión en la sección que se estudia.

Se calculará sin factor de carga.

Cortante máximo a ($h/2$) debido al peso propio:

$$\Rightarrow V_o \approx V_{máx PP}$$

V_{cr} = Fuerza cortante adicional correspondiente al agrietamiento por flexión, capaz de generar la fisura inclinada producida por la carga muerta más carga viva.

$$V_{cr} = \frac{V_{CM+CV}}{M_{CM+CV}} * M_{cr}$$

Donde:

V_{CM+CV} = Fuerza cortante debida a la carga muerta más la carga viva

M_{CM+CV} = Momento flector debido a la carga muerta más la carga viva.

$$V_{CM+CV} = V_{máx CM} + V_{máx CV}$$

Además:

$$M_{CM+CV} = (V_{CM} + V_{CV}) * \left(\frac{h}{2}\right) - (q_{CM} + q_{CV}) * \left(\frac{h^2}{2}\right)$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento debido a cargas sobrepuestas muertas y vivas. Momento adicional que provoca la fisura por flexión.

$$M_{cr} = \left(\frac{I_c}{y_i} \right) * \left(1,591 * \sqrt{f_{c'}} + f_{2pf} - f_{2,0} \right)$$

Donde:

$f_{c'}$ = Resistencia característica del hormigón a la compresión (350 Kg/ cm²)

y_i = Distancia desde el centroide del concreto a la fibra inferior, cara en tensión
(120,06 cm)

f_{2pf} = Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra inferior debido solamente al pretensado final ($\eta * P_i$), para la sección dada.

$$f_{2pf} = - \frac{\eta * P_i}{Ac} - \frac{\eta * P_i * e}{S_i}$$

Donde:

e = Excentricidad en la sección considerada.

$$e = 4 * e_{\max} * \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right) \quad ; \quad x = \frac{h}{2}$$

x = Distancia desde un extremo de la viga a la sección considerada.

Se supone la primera sección crítica localizada a una distancia ($h/2$) de la cara del apoyo.

$f_{2,0}$ = Esfuerzo de flexión en el concreto en la fibra inferior debido al peso propio. (M_{pp}) corresponde al momento por peso propio en la sección considerada. Y produce un esfuerzo de tensión en la parte inferior de la viga.

$$f_{2,0} = \frac{M_{pp}}{S_i}$$

$$M_{pp} = V_{PP} * \left(\frac{h}{2} \right) - q_{PP} * \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

Reemplazando valores en la ecuación de (M_{cr}):

$$M_{cr} = \left(\frac{I_c}{y_i} \right) * \left(1,591 * \sqrt{f_c'} + f_{2pf} - f_{2,0} \right)$$

Reemplazando valores en la ecuación de (Vcr):

$$V_{cr} = \frac{V_{CM+CV}}{M_{CM+CV}} * M_{cr}$$

Reemplazando valores en la ecuación de (Vci):

$$V_{ci} = 0,159 * \sqrt{f_c'} * b_w * d + V_o + V_{cr}$$

6.5.1.2. Cortante que resiste el concreto para una grieta por Cortante en el Alma (Vcw).-

Se refiere a una fuerza cortante que provocará la formación de las grietas por cortante en el alma.

Se considera una fuerza cortante nominal, que origina las grietas en el alma por la alta tensión diagonal.

Esta fuerza cortante forma grietas en vigas con almas delgadas y sometidas a altas fuerzas de prersfuerzo.

$$V_{cw} = (0,928 * \sqrt{f_c'} + 0,3 * f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

Donde:

f_c' = Resistencia característica del hormigón a la compresión, para pretensado es de 350 Kg/cm²

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección de concreto debido a la fuerza pretensora efectiva ($P_e = \eta * P_i$).

(f_{pc}) representa el esfuerzo de compresión en el concreto después de las pérdidas de pretensado, en el centroide de la sección de concreto (o en la unión del alma y del ala cuando el centroide cae dentro del ala)

$$f_{pc} = \frac{\eta * P_i}{A_c}$$

b_w = Ancho del alma. Ancho de la sección rectangular o el espesor del alma.

d = Según el Código A.C.I., (d) se define como la profundidad efectiva para cálculos de cortante. Esta profundidad efectiva se la considera desde la cara en compresión del miembro hasta el centroide del acero de presfuerzo.

Se denomina también “ altura efectiva “ desde la cara a compresión.

(h) representa el peralte total de la viga; la altura con respecto de la sección transversal de la viga

V_p = Componente vertical de la fuerza pretensora efectiva (P_e) después de las pérdidas de pretensado, considerada en una sección.

El tendón transmite una fuerza cortante igual a la componente vertical de la fuerza pretensora.

$$V_p = P_e * \text{sena} \alpha$$

Conviene dividir la fuerza de pretensado efectiva (P_e) en sus componentes, en las direcciones vertical y horizontal.

α = Es el ángulo de inclinación del centroide del tendón en la sección en particular.

Puesto que (α) es generalmente muy pequeño:

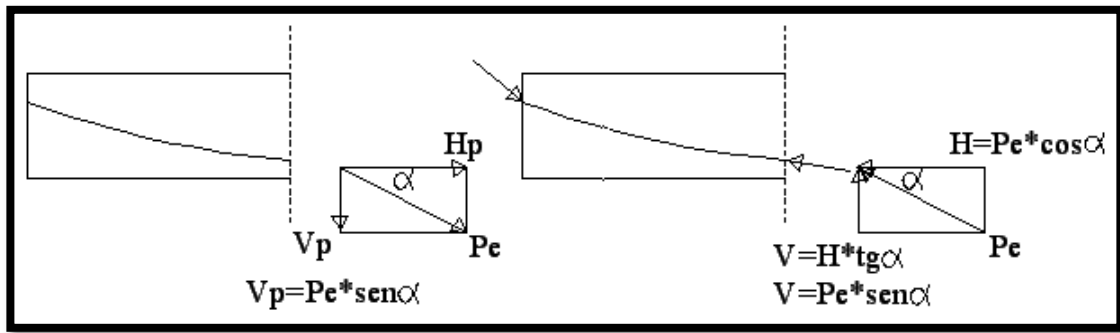
$$\Rightarrow \cos \alpha = \cos 0 = 1$$

Por lo tanto se puede asumir (H) = (P)

Esquemmatizando el análisis:

Figura 6.3.

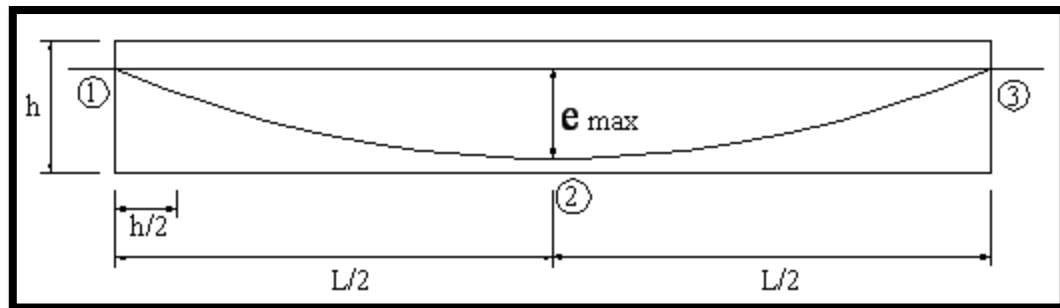
Disposición de la Fuerza Efectiva de Pretensado en una Viga Presforzada



Análisis de la “ Trayectoria del Cable “:

Figura 6.4.

Esquema de la Disposición de la Trayectoria Parabólica del Tendón



Donde se tiene:

$e_{\text{máx}}$ = Excentricidad máxima práctica (114,06 cm equivale a 1,1406 m)

Según la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

Considerando los puntos notables, cuyas coordenadas serían:

$$P = (x ; y)$$

Reemplazando los valores de los puntos notables en la ecuación de la parábola, se obtendrán las incógnitas restantes (A) y (B), con las ecuaciones respectivas se resuelve un sistema de ecuaciones.

Reemplazando estos valores en la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

Análisis del “ Ángulo de salida del tendón “ (α): Se deriva la ecuación anterior para obtener la pendiente y por ende el ángulo de salida del tendón.

Considerando el punto de salida del tendón equivalente a un extremo de la viga, se tiene:

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow y' \cong \operatorname{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow \alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} (\alpha)$$

Sustituyendo el valor obtenido de (α) juntamente con el de la fuerza de pretensado efectiva (P_e), en la ecuación de la componente vertical de (P_e), se tiene:

$$V_p = P_e * \operatorname{sena} \alpha$$

Resolviendo la ecuación para la fuerza cortante que provoca las grietas en vigas con almas delgadas y sometidas a altas fuerzas de presfuerzo.

$$V_{cw} = (0,928 * \sqrt{f_c'} + 0,3 * f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

El valor de (V_c), la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, debe tomarse como el menor de los valores obtenidos de (V_{ci}) y (V_{cw}).

El cálculo de (V_{ci}), (V_{cw}) y (M_{cr}) para una viga presforzada es un proceso oneroso porque muchos de los parámetros varían a lo largo del eje del elemento..

En casos prácticos, los valores mencionados pueden encontrarse en intervalos discretos a lo largo de la luz, como a ($L/2$), ($L/3$), ($L/6$) y a ($h/2$) de la cara del apoyo

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson)

6.5.2. Resistencia Nominal al Cortante proporcionada por el Refuerzo para Cortante(V_s).-

(V_n) es la resistencia nominal al cortante, y es igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

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

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Para considerar el cálculo de (V_s), cuando se emplea el refuerzo por cortante perpendicular al eje del miembro, su contribución a la resistencia al corte es:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Reemplazando la relación de (V_s) en la ecuación de (V_n), se tendrá:

$$V_n = \left(\frac{A_v * f_y * d}{S} \right) + V_c$$

Como se indicó, el diseño a cortante se basa en la relación subsiguiente, de acuerdo al criterio del cortante último máximo:

$$V_u = \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas. Cuyo valor calculado es igual a (81 084,83 Kg).

V_n = Resistencia nominal a cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma.

ϕ = Factor de la reducción de la resistencia, igual a 0,85 para cortante.

Y en el caso límite de esta inecuación, realizando las respectivas sustituciones, se tendría:

$$V_u = \phi * V_n = \phi * (V_s + V_c)$$

$$\Rightarrow Vu = \phi * \left[\left(\frac{Av * fy * d}{S} \right) + Vc \right]$$

La variable (Av), que se define como el área requerida para la sección transversal de un estribo se puede lograr despejando de la anterior ecuación, entonces:

$$Av = \frac{(Vu - \phi * Vc) * S}{\phi * fy * d}$$

En los casos prácticos de diseño, se escoge una sección tentativa para estribo, para el cual se determinaría el espaciamiento requerido:

$$S = \frac{\phi * Av * fy * d}{Vu - \phi * Vc}$$

De acuerdo a la norma A.S.T.M. (American Society of Testing Materials), y donde:

- Adoptando un diámetro de acero de refuerzo de (3/8") cuya área nominal es igual a $0,71 \text{ cm}^2$. y como se tienen dos almas, se tendrá un área de acero de refuerzo que resista al corte.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo para estribos (Grado 60 $\approx 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$).

d = Peralte efectivo, se lo considera desde la cara en compresión del miembro hasta el centroide del acero de presfuerzo.

Donde el peralte total se representa por la letra (h).

Reemplazando los correspondientes valores en la ecuación para el espaciamiento de estribos, (S).

Al obtener un valor negativo, no se requiere armadura de corte (V_s).

$$\Rightarrow Vs = 0$$

Se acota que el valor de ($*Vc$), la resistencia nominal al cortante debido al concreto ya es mayor que (Vu); la fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas, se verifica en la relación:

$$Vu \leq \phi * Vn = \phi * (Vs + Vc)$$

6.6. Refuerzo Mínimo en el Alma.-

En todos los miembros de concreto presforzado se debe proporcionar por lo menos una cierta área mínima de refuerzo por cortante. De acuerdo al Código A.C.I., esto sucede cuando la fuerza cortante factorizada total (V_u) es mayor que la mitad de la resistencia al cortante proveniente del concreto ($\phi * V_c$).

Sin embargo, basándose en su efectivo comportamiento, se exceptúan de este requerimiento, refuerzo mínimo, los siguientes tipos de miembros:

- Losas y zapatas.
- Construcciones de viguetas de concreto (se incluyen miembros nervados tales como trabes doble T).
- Trabes con un peralte total (h) no mayor que el más grande de los siguientes valores:
 - 10" (25,4 cm).
 - 2½ veces el espesor del patín.
 - (1/2) del espesor del alma.

El área mínima que debe de proporcionarse como refuerzo para el cortante en la generalidad de los casos, debe ser igual al menor valor de:

$$Av = \frac{Ap * f_{pu} * S}{80 * f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

Donde:

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

f_{pu} = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del estribo.

d = Peralte efectivo.

b_w = Ancho del alma.

S = Espaciamiento de la armadura de refuerzo (estribos).

El Código A.C.I. tiene restricciones para el espaciamiento máximo del refuerzo del alma, para asegurarse que cualquier grieta diagonal será atravesada por lo menos por una mínima cantidad del acero de refuerzo del alma.

Para miembros presforzados, este espaciamiento máximo (S) no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 0,75 * h \end{array} \right.$$

Donde:

h = Peralte total.

Reemplazando en la ecuación del área de la sección transversal del acero de refuerzo (A_v):

$$A_v = \frac{A_{ps} * f_{pu} * S}{80 * f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

De acuerdo a la norma A.S.T.M., se adopta un área igual o mayor a la calculada anteriormente.

Entonces refiriéndonos a la tabla “ Aceros de Refuerzo “ correspondería un área de refuerzo para estribos. Por rama (nervio) doble, al ser una viga doble T.

CAPÍTULO VII
ANÁLISIS Y DISEÑO A LA FLEXIÓN
MÉTODO DE DISEÑO A LA RESISTENCIA

7.1. Comportamiento bajo Sobrecarga y Resistencia bajo Flexión.-

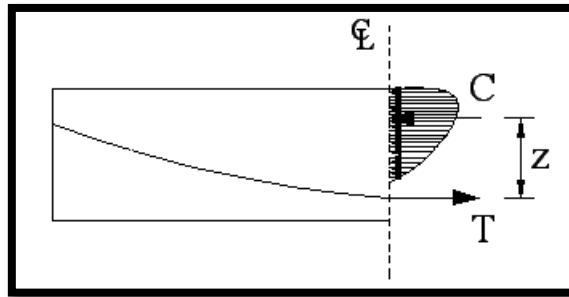
En la condición de sobrecarga, en un estado de agrietamiento parcial estas no ocasionan la falla debido a la presencia del acero.

El acero sujeto a tensión trabaja con el concreto que está sujeto a compresión, formando un par de fuerzas internas, el cual resiste el momento que origina la carga aplicada.

Figura 7.1.

Viga de Concreto Presforzado a la Carga Máxima de Flexión.

Equilibrio y Distribución de Esfuerzos en Media Viga



Donde:

T = Fuerza de tensión que obra en el acero.

C = Fuerza de compresión. Resultante compresiva en el concreto.

z = Brazo del momento del par de fuerzas

Se puede observar el tipo de distribución del esfuerzo en el concreto en la zona de compresión, en el momento de la falla.

En la etapa de carga última, cuando la viga está en el punto de falla incipiente por flexión, está actuando una carga factorizada que es un múltiplo de la carga de servicio esperada.

$$Mu = C * z = T * z$$

Donde:

M_u = Momento resistente último o de falla.

Para obtener las cargas factorizadas se dan factores de carga mayores a la unidad a las cargas muertas calculadas y a las cargas de servicio especificadas. Para que el miembro sea capaz de resistir en el momento de la falla incipiente.

$$M_u = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})$$

$$M_u \leq \phi * M_n$$

Donde:

M_u = Resistencia requerida a la flexión, en el caso cuando se sobrecarga la estructura. Implica las cargas factorizadas.

M_n = Resistencia nominal a la flexión. Valor obtenido de acuerdo a los conocimientos del comportamiento estructural y de la resistencia de los materiales.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia. Con un valor de 0,9 que reduce el valor de la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño a flexión.

Las vigas presforzadas se pueden dividir en 2 tipos:

7.2. Clasificación de las vigas presforzadas según su tipo de falla por flexión.-

7.2.1. Vigas presforzadas subreforzadas.-

La falla se inicia con la fluencia del acero de tensión.

Las grandes deformaciones del acero, perjudiciales, producen un aviso previo con agrietamiento visible y una deformación considerable antes de que se alcance la carga de falla.

Salvo casos excepcionales, las vigas de concreto presforzado son subreforzadas. Cuando el concreto alcanza su deformación límite a compresión, el esfuerzo en el acero (f_{ps}) está entre (f_{py}) y (f_{pu}).

7.2.2. Vigas presforzadas sobreforzadas.-

Fallan cuando el concreto alcanza la deformación límite de compresión para una carga a la cual el acero está aún por debajo de su esfuerzo de fluencia.

Este tipo de falla ocurre súbitamente.

7.3. Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes.-

La distribución real de los esfuerzos de compresión, en una viga, pueden reemplazarse con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos de compresión, que tenga una intensidad de esfuerzo uniforme de:

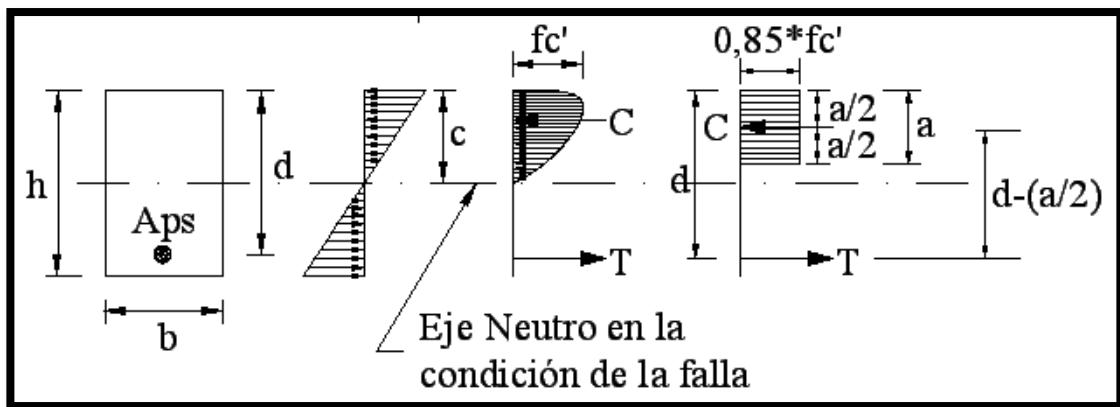
$$0,85 * f_c'$$

Hasta una profundidad (a) del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en la falla.

A continuación se hace una representación gráfica de cómo se concibe el bloque rectangular de esfuerzos equivalentes:

Figura 7.2.

Esquema del Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes



Donde:

b = Ancho de la cara a compresión de la viga

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo

d = Canto útil.

H = Altura de la sección transversal de la viga.

a= Profundidad del bloque equivalente de compresión en la falla.

7.4. Ecuaciones del Código A.C.I. para la Resistencia a la Flexión.-

$$Mu \leq \phi * Mn$$

$$Mu = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})$$

Respecto de las cargas actuantes. Considerando una viga simplemente apoyada, el momento flector máximo en centro luz se representa de la siguiente manera:

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

Donde:

M = Momento flector máximo en el centro de la viga respecto de una viga (pasarela) simplemente apoyada

q = Carga uniformemente repartida sobre la viga (pasarela)

L = Longitud total de la viga (pasarela).

Se realizará la aplicación de la ecuación citada para cada caso, es decir, para el peso propio, carga muerta y carga viva.

Sustituyendo los respectivos valores en la ecuación de la resistencia requerida a la flexión consistente en las cargas factorizadas (Mu), se tiene:

$$Mu = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})$$

Se aplicará si el presfuerzo efectivo (o final) en el acero (fpe) no sea menor que (0,5*fpu), entonces:

$$fpe > 0,5 * fpu$$

Donde:

fpu = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo.

El texto “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “ de A. Nilson, requiere el uso del “ Sistema Inglés (U.S. Customary System, U.S.C.S.) o Sistema Británico, que actualmente además del “ Sistema Internacional de Unidades “ (SI), resultado de la evolución del sistema físico llamado (MKS), o sea metro-kilogramo-segundo. Y corresponden a los 2 sistemas de unidades usuales en la práctica de la ingeniería.

Los cálculos subsiguientes requieren de esta aclaración.

$$fpe = \frac{\eta * Pi}{Aps}$$

Además, se tiene que la resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado (fpu) es del Grado 270, entonces se tiene:

$$fpu_{Grado\ 270} = 270Ksi = 270.000\ lb/pulg^2$$

Sustituyendo estos valores en la relación descrita:

$$fpe > 0,5 * fpu$$

Donde:

fpe = Esfuerzo de pretensado efectivo. Debido a (Pe).

fpu = Resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado. Grado 270 que equivale a 270 000 lb/pulg².

Para el cálculo del esfuerzo en el acero cuando la viga falla (fps), se tienen dos opciones; para tendones adheridos y para tendones no adheridos. Pero en ninguno de los 2 casos, ha de suceder que:

$$fps \nlessgtr \begin{cases} fpy \\ fpe + 60.000 \end{cases}$$

Ecuaciones predeterminadas en [lb/pulg²]

Donde:

fpy = Resistencia de fluencia del acero de pretensado. Lo mínimo especificado según norma ASTM A416 para cables.

$$f_{py} = 0,85 * f_{pu}$$

O idem, en unidades de uso común del “ Sistema Inglés (U.S. Customary System, U.S.C.S.) o Sistema Británico:

a) Esfuerzo en el Acero a la Falla (fps) para tendones adheridos:

Natural en vigas pretensadas, y normal para vigas postensadas, donde los tendones son inyectados con morteros después que se tensan.

$$fps = fpu * \left(1 - 0,5 * \rho_p * \frac{fpu}{fc'} \right)$$

b) Esfuerzo en el Acero a la Falla (fps) para tendones no adheridos.-

$$fps = fpe + 10.000 + \frac{fc'}{100 * \rho_p}$$

Donde:

fps = Esfuerzo en el acero cuando la viga falla

fpu = Resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado. Grado 270 que equivale a 270 000 lb/pulg².

$$fpu_{Grado\ 270} = 270\ Ksi = 270\ 000\ lb/pulg^2$$

fc' = Resistencia característica a la compresión del hormigón de pretensado (350 Kg/cm² ≈ 4 978,12 lb/pulg²)

fpe = Esfuerzo en el acero debido a la fuerza de pretensado efectiva, después de todas las pérdidas.

ρ = Porcentaje de acero de presfuerzo.

$$\rho_p = \frac{Aps}{b * d}$$

Donde:

Aps = Área total del acero de pretensado (33,29 cm² ≈ 5,16 pulg²)

b = Ancho de la cara a compresión de la viga ($250 \text{ cm} \approx 98,42 \text{ pulg}$)

d = Canto útil que resulta de restar de la altura total de la viga (h), el valor del recubrimiento (r).

$$d = h - r$$

El cálculo de la cuantía de acero de pretensado será:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d}$$

Cálculo de (f_{ps}), el esfuerzo en el acero cuando la viga falla, en el caso de tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0,5 * \rho_p * \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right)$$

Considerando los valores limites:

$$f_{ps} \leq \begin{cases} f_{py} \\ f_{pe} + 60\,000 \end{cases}$$

A continuación se procede a calcular el índice de refuerzo:

$$\text{Índice de refuerzo} = \rho_p * \frac{f_{ps}}{f_{c'}}$$

Si el resultado es menor a 0,3, la viga es subreforzada. Y se utilizaría una de las siguientes ecuaciones para calcular la resistencia nominal a la flexión (M_n).

a).- Para vigas de sección transversal rectangular, T o I, donde (a) la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes es menor que (h_f), que representa el espesor del patín a compresión.

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

b).- Para miembros con patines de vigas T o I donde (a); la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes es mayor que (h_f) que simboliza el espesor del patín a compresión.

$$Mn = Apw * fps * \left(d - \frac{a}{2}\right) + Apf * fps * \left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

Obteniendo el valor del índice de refuerzo que será:

$$\text{Índice de refuerzo} = \rho_p * \frac{fps}{fc'}$$

Además si:

$$hf < 1,4 * d * \rho_p * \frac{fps}{fc'} \Rightarrow a > hf \Rightarrow \text{Usar la ecuación b)}$$

$$hf > 1,4 * d * \rho_p * \frac{fps}{fc'} \Rightarrow a < hf \Rightarrow \text{Usar la ecuación a)}$$

Donde:

hf = Representa el espesor del patín a compresión.

Entonces, procediendo de manera correspondiente:

$$\therefore Mn = Aps * fps * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{Aps * fps}{0,85 * fc' * b}$$

$$Mu \leq \phi * Mn$$

Por lo tanto, no se requiere armadura suplementaria (armadura pasiva) a la flexión.

7.5. Armadura Mínima a Flexión.-

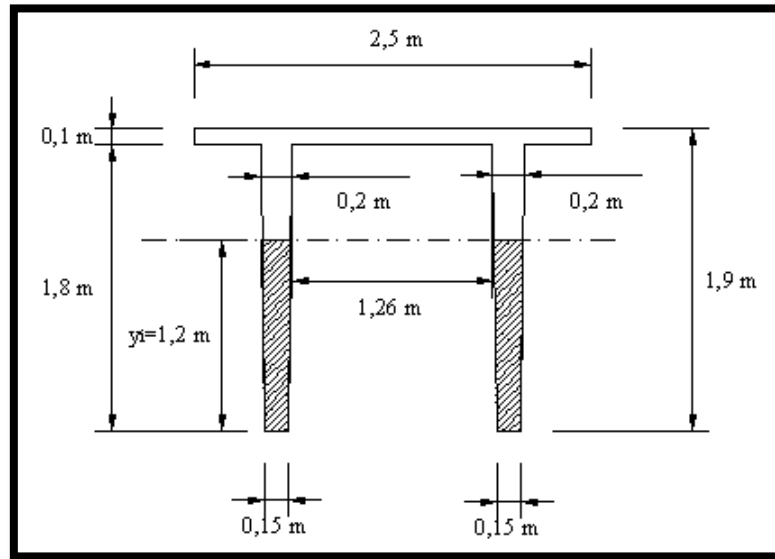
$$As_{min} = 0,004 * A$$

Donde:

A = Área de la zona de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal bruta del concreto. Zona achurada en la siguiente gráfica.

Figura 7.3.

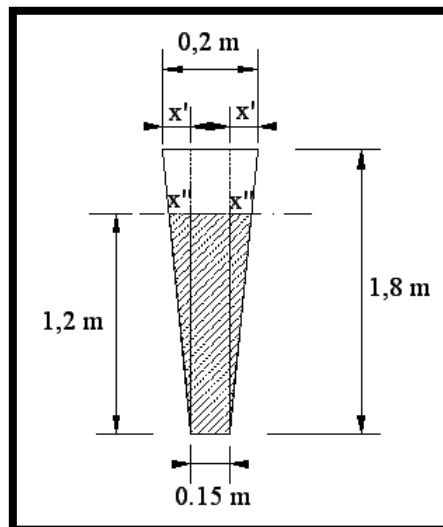
Esquema del Área para determinar la Armadura Mínima a Flexión



Realizando los cálculos necesarios para determinar el área achurada correspondiente a (A), antes definida.

Figura 7.4.

Detalle del Área a determinar para hallar la Armadura Mínima a Flexión



Calculando el valor de (A), el área (A) achurada de las dos almas, se determinara mediante relaciones trigonométricas. Por lo tanto, la armadura mínima estimada será obtenida.

El número de barras se determinan de la siguiente manera:

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{As_{mín}}{A_{\phi 12 \text{ mm}}}$$

CAPÍTULO VIII
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

8.1. Características del Proyecto.-

El presente trabajo se enfoca principalmente en el análisis y el diseño analítico, por los métodos de los esfuerzos permisibles y de las cargas ultimas, aplicadas a una viga de concreto presforzado, constituyéndose este elemento en la superestructura, conformando así, un puente pasarela para peatones. La infraestructura se conforma de columnas de hormigón armado con sus respectivas fundaciones (zapatas). Los accesos consisten en escaleras de hormigón armado. Todos los elementos contemplan los aspectos de funcionalidad, economía, y se adecúan estéticamente al entorno.

A continuación se enuncian algunos de los aspectos preponderantes del sistema constructivo, consistente en el hormigón presforzado, en progresivo desarrollo en nuestro medio.

- Viga simplemente apoyada de hormigón pretensado (postesado).
- Sección transversal tipo doble T.
- Cemento Portland tipo III, de alta resistencia.
- Concreto de alta resistencia con una resistencia a la compresión (f_c') de 350 Kg/cm².
- Acero de presfuerzo ASTM A416 (Cable de 7 alambres). Grado 270 con un diámetro de 0,6", de alta resistencia.
- Armadura postesa con tendones adheridos.
- Se utilizarán las especificaciones del Código A.C.I. P.C.I.; Normas A.A.S.H.T.O.
- Hormigón Armado con una resistencia a la compresión característica (f_c') de 210 Kg/cm².
- Acero Estructural para Infraestructura y Superestructura con una resistencia a la fluencia (f_y) de 4 200 Kg/cm².
- Accesorios y Complementos para Pretensados

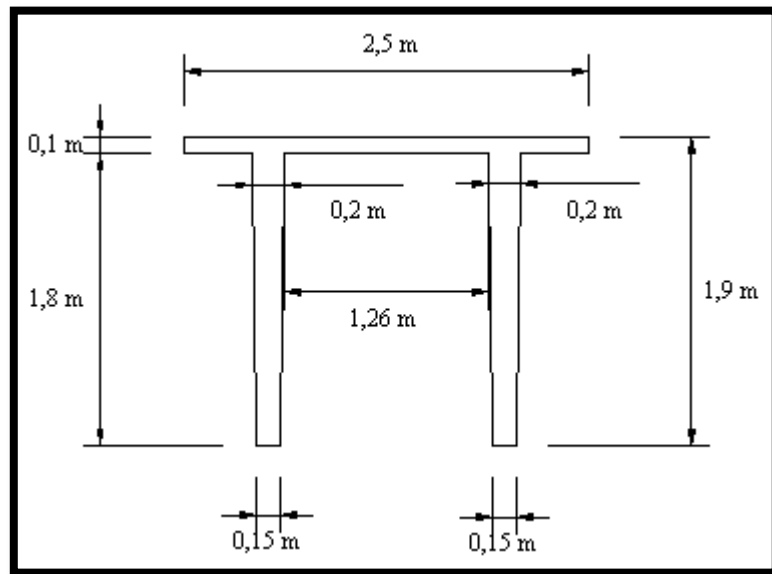
- Vainas corrugadas de 7cm de diámetro
- Anclajes de 12 cables tipo Freyssinet

8.2. Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Sección.-

La sección transversal “ Doble T ” a ser diseñada se acota a continuación, la misma que cumple con los requerimientos y condiciones de diseño, en base a los métodos de diseño citados.

Figura 8.1.

Diseño de la Sección Transversal de la Viga (Puente Peatonal)



A continuación, se tabulan los valores y resultados de la sección geométrica, graficada anteriormente:

Tabla 8.1.

**Propiedades Geométricas de la Sección Transversal de la Viga Pretensada
(Pasarela Peatonal)**

Sección		Nº de Secciones	Área	δ_i	$A_i * \delta_i$	$A_i * (\delta_i)^2$
Base (cm)	Altura (cm)		(cm ²)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)
250	10	1	2500	185	462500	85562500
20	180	2	6300	94,28571429	594000	56005714,3
15						
h=	190	$\Sigma A_c =$	8800	$\Sigma Q =$	1056500	

Continuando en secuencia con la tabla anterior:

I_i	$(I_x)_i$
(cm ⁴)	(cm ⁴)
20833,3333	85583333,33
16894285,7	72900000
$\Sigma I_x =$	158483333,3

Donde:

δ = Distancia vertical desde el eje X al centro de gravedad de cada sección
(i).

X = Eje de referencia para el cálculo del centro de gravedad de la sección transversal de la viga.

Q = Primer momento estático del área de la sección.

Teorema de Steiner:

$$(I_x)_i = I_i + (A_i) * (\delta_i^2) \quad ; \quad I_c = I_x - (A_c) * (y_i^2)$$

Las áreas y momentos de inercia de las figuras constituyentes de la sección transversal de la pasarela peatonal (viga doble T), son:

- El patín superior de la sección transversal, es rectangular:

$$A = b * h \quad ; \quad Ii = \frac{b * h^3}{12}$$

- Las almas de la sección doble T, corresponden a una sección trapezoidal:

$$A = \frac{h * (a + b)}{2} \quad ; \quad Ii = \frac{h^3 * (a^2 + 4 * a * b + b^2)}{36 * (a + b)}$$

Distancia del centroide de la sección transversal (centroide del concreto) a la fibra inferior: (y_i)

$$y_i = \frac{\Sigma Q}{\Sigma A_c} = \frac{1\,056\,500\,cm^3}{8\,800\,cm^2} = 120,06\,cm$$

Distancia del centroide a la fibra superior: (y_s)

$$y_s = h - y_i = 190\,cm - 120,06\,cm = 69,94\,cm$$

Momento de inercia respecto del eje centroidal de la sección: (I_c)

$$I_c = I_x - (A_c) * (y_i^2) = 158\,483\,333,3\,cm^4 - (8\,800\,cm^2) * (120,06\,cm^2) =$$

$$I_c = 31\,643\,304,92\,cm^4$$

Módulo de la sección respecto de la fibra superior: (S_s)

$$S_s = \frac{I_c}{y_s} = \frac{158\,483\,333,3\,cm^4}{69,94\,cm} = 452\,414,43\,cm^3$$

Módulo de la sección respecto de la fibra inferior: (S_i)

$$S_i = \frac{I_c}{y_i} = \frac{158\,483\,333,3\,cm^4}{120,06\,cm} = 263\,569,41\,cm^3$$

Límites del núcleo central de la sección:

Respecto al borde superior: (k_s)

$$k_s = \frac{S_i}{A_c} = \frac{263\,569,41\,cm^3}{8\,800\,cm^2} = 29,95\,cm$$

Respecto al borde inferior: (k_i)

$$k_i = -\frac{Ss}{A_c} = -\frac{452\,414,43\text{ cm}^3}{8\,800\text{ cm}^2} = -51,41\text{ cm}$$

Eficiencia de la sección: (Q')

$$Q' = \frac{r^2}{y_s * y_i} = \frac{(I_c/A_c)}{y_s * y_i} = \frac{(31\,643\,304,92\text{ cm}^4/8\,800\text{ cm}^2)}{69,94\text{ cm} * 120,06\text{ cm}} = 0,43$$

8.3. Cálculo de las Cargas.-

Los procesos subsecuentes se fundamentan en el apartado 3.8 “ Cargas de Diseño “

8.3.1. Cargas Muertas o Acciones Permanentes.-

8.3.1.1. Peso Propio (P.P.).-

$$\gamma_{H^oP^o} = 2.400\text{ Kg/m}^3 \text{ (Peso especifico del Hormigón Pretensado)}$$

$$P.P. = (A_c) * (\gamma_{H^oP^o})$$

$$\Rightarrow P.P. = (A_c) * (\gamma_{H^oP^o}) = (0,88\text{ m}^2) * (2.400\text{ Kg/m}^3) = 2\,112\text{ Kg/m}$$

8.3.1.2. Carga Muerta (CM).-

8.3.1.2.1. Barandado (q_B).-

8.3.1.2.1.1. Cálculo de la sobrecarga de uso por metro lineal en los barandados

(q_{SCB}):

Considerando los dos barandados a cada lado de la pasarela. Se hará referencia a la sobrecarga vertical. Las sobrecargas horizontales se contrarrestarán con momentos originados por aspectos constructivos.

$$q_{SCB} = (2\text{ barandados}) * (75\text{ Kg/m}) = 150\text{ Kg/m}$$

8.3.1.2.1.2. Cálculo de la carga muerta del barandado por metro lineal de pasarela (q_{PPB}):

Cálculo del peso propio del barandado por metro lineal de pasarela (q_{PPB}):

$$\gamma_{acero} = 7.800\text{ Kg/m}^3 \text{ (Peso especifico del acero galvanizado)}$$

$D_{\text{tubo de acero}} = 0,05 \text{ m}$ (Diámetro externo del tubo de acero galvanizado)

$e_{\text{tubo de acero}} = 0,003 \text{ m}$ (Espesor del tubo de acero galvanizado)

Cálculo del diámetro interno del tubo de acero: ($d_{\text{int tubo de acero}}$)

$$d_{\text{int. tubo de acero}} = 0,05 \text{ m} - (0,003 \text{ m}) * 2 = 0,044 \text{ m}$$

Cálculo de la sección transversal del tubo (corona circular): ($A_{\text{transv del tubo}}$)

$$A_{\text{transv del tubo}} = \frac{\pi * (D^2 - d^2)}{4}$$
$$\Rightarrow A_{\text{transv del tubo}} = \frac{\pi * [(0,05 \text{ m})^2 - (0,044 \text{ m})^2]}{4} = 4,43 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Cálculo de la carga por metro lineal del barandado (q_{PPB}).

$$q_{PPB} = (A_{\text{transv del tubo}}) * (\gamma_{\text{acero}})$$
$$\Rightarrow q_{PPB} = (4,43 * 10^{-4} \text{ m}^2) * (7.800 \text{ Kg/m}^3) = 3,45 \text{ Kg/m}$$

Según las normativas expuestas, se adopta una altura de 1,2 metros. Por lo tanto, se tienen 10 metros lineales de tubo por un metro lineal de pasarela, entonces se tiene:

$$\Rightarrow q_{PPB} = (10) * (3,45 \text{ Kg/m}) = 34,55 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de la carga total por metro lineal del barandado (q_{TB}), que resulta de la suma de la sobrecarga en los barandados y el peso propio de los mismos.

$$q_{TB} = (q_{SCB}) + (q_{PPB})$$
$$\Rightarrow q_{TB} = (q_{SCB}) + (q_{PPB}) = 150 \text{ Kg/m} + 34,5 \text{ Kg/m} = \mathbf{184,55 \text{ Kg/m}}$$

8.3.1.2.1. 3. Análisis del Barandado:

Verificando si la sección seleccionada para el tubo resiste a las cargas calculadas:

Módulo de sección (S):

Sección de un cilindro hueco.

$$S = \frac{\pi * [(D/2)^4 - (d/2)^4]}{4 * (D/2)}$$

$$\Rightarrow S = \frac{\pi * [(0,05 \text{ m}/2)^4 - (0,044 \text{ m}/2)^4]}{4 * (0,05 \text{ m}/2)} = 4,91 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

Viga apoyada-empotrada: Referencia obtenida de trabajos de tesis.

$L = 0,5\text{m}$ (Separación entre los postes de acero)

$q \approx q_{TB} = 184,55 \text{ Kg/m}$ (Carga total por metro lineal de barandado).

$$M = \frac{q * L^2}{10}$$

$$\Rightarrow M = \frac{(184,5 \text{ Kg/m}) * (0,5 \text{ m})^2}{10} = 4,61 \text{ Kg/m}$$

Condición de resistencia. Análisis del Barandado:

(Ref. “ Mecánica de Materiales “; Gere – Timoshenko)

$f_y = 280 \text{ MPa} = 28\,000\,000 \text{ Kg/m}^2 = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo admisible
en tensión del acero inoxidable galvanizado)

(Ref. “ Mecánica de Materiales “; Gere – Timoshenko)

$$S \geq \frac{M}{f_y}$$

$$\Rightarrow S = 4,91 * 10^{-6} \text{ m}^3 \geq \frac{4,61 \text{ Kg/m}}{28\,000\,000 \text{ Kg/m}^2} = 1,65 * 10^{-7} \text{ m}^3 \quad OK!$$

Por lo tanto la sección del material escogido (tubo de acero galvanizado) resiste las cargas concurrentes.

Resultando la carga muerta (CM), a tomarse en cuenta para el cálculo, por metro lineal de pasarela peatonal

$$CM = q_{TB}$$

$$\Rightarrow CM = q_{TB} = 184,55 \text{ Kg/m}$$

8.3.2. Cargas Vivas o Acciones No Permanentes (CV).-

8.3.2.1. Sobrecarga de Uso (q_{SC}).-

Al no indicarse en forma precisa, un predeterminado valor para esta carga, se describirán valores referenciales obtenidos de bibliografías, y en concordancia con el Código A.C.I.

Para luces mayores a 30,01 m la carga viva aplicada sobre la acera se calcula según:

$$p = \left(146,3 + \frac{4461}{L} \right) * \left(\frac{16,8 - w}{1520} \right)$$

Donde:

p = Carga viva en [KN/m^2]. Como máximo un valor de 2,9 KN/m^2 (290 Kg/m^2)

L = Longitud cargada del miembro a verificar en metros

w = Ancho de la acera, en metros.

$$\Rightarrow p = \left(146,3 + \frac{4461}{40 \text{ m}} \right) * \left(\frac{16,8 - 2,5 \text{ m}}{1520} \right) = 2,426 \text{ KN/m}^2$$

Realizando los respectivos cálculos, para el tema en estudio, se obtiene un valor de 2,426 KN/m^2 (247,32 Kg/m^2), para una longitud de 40 m y un ancho de calzada de 2,5 metros.

(Ref. “ Puentes “; H. Belmonte; pag. 68)

Para vías peatonales y plataformas elevadas presentan una mínima carga viva uniformemente distribuida de 50 lb/pie^2 (245 Kg/m^2)

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; H. Nilson – G. Winter; pag. 9)

En nuestro medio, por lo general se suele usar un valor de 400 Kg/m^2 .

Se adoptará para el diseño de la pasarela peatonal el valor de 245 Kg/m^2 como sobrecarga de uso, sobre un ancho de pasarela de 2,5 m. Basándome en un criterio cavilado.

Por lo tanto la sobrecarga de uso (carga viva en la pasarela) por metro lineal de pasarela será, (q_{SC}):

$$\Rightarrow q_{SC} = (245 \text{ Kg/m}^2) * (2,5 \text{ m}) = 612,5 \text{ Kg/m}$$

8.3.2.2. Acción del Viento (q_v).-

En el análisis de la presión dinámica del viento:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

Donde:

w = Presión dinámica del viento en (Kg/m^2) en los puntos donde la velocidad se anula.

v = Velocidad del viento en unidades (m/s).

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de una estructura, está en función de la altura de su coronamiento y de su situación topográfica, según la Tabla 3.12. Presión Dinámica del Viento; pagina 154 :

Presión Dinámica del Viento				
Altura de coronación de la estructura sobre el terreno en [m], cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento (v)		Presión dinámica del viento (w)
Normal	Expuesta	[m/s]	[Km/h]	[Kg/m ²]
0 a 10		28	102	50
11 a 30		34	125	75
31 a 100	0 a 30	40	144	100
> 100	31 a 100	45	161	125
	> 100	49	176	150

El caso que tratamos se circunscribe a una estructura expuesta y con una elevación entre 0 a 30 m.; por lo tanto, la presión dinámica del viento será:

$$w = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Al respecto de la sobrecarga del viento sobre un elemento superficial; el viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria (p) en (Kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

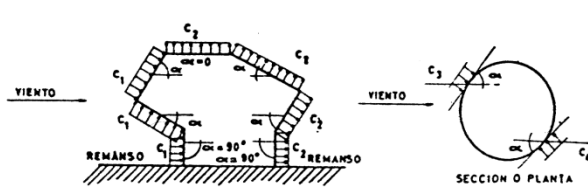
$$p = c * w$$

Siendo:

w = Presión dinámica del viento.

c = Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo (α) de incidencia del viento en la superficie.

Según la Figura 3.27. “ Coeficiente Eólico de Sobrecarga Local en una Construcción Cerrada” ; pagina 155:

						
Situación Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c_1	A sotavento c_2	A barlovento c_3	A sotavento c_4	A barlovento c_5	A sotavento c_6
En remanso 90° — 0°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente						
90°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
80°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
70°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
60°	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Se obtiene un valor de (c), el coeficiente eólico, de 0,8.

Cabe considerar que no se toman en cuenta los dos coeficientes de barlovento y sotavento, debido a que estos llegarían a contrarrestarse por tener magnitudes iguales.

Por lo tanto, se obtiene un valor de sobrecarga del viento que incide en la estructura, de:

$$p = c * w = (0.8) * (100 \text{ Kg/m}^2) = 80 \text{ Kg/m}^2$$

Para obtener un valor en peso por unidad de longitud de viga, para que se uniformice con las unidades utilizadas en el presente trabajo, se multiplica el valor obtenido de la sobrecarga del viento por un área de proyección de la construcción en un plano normal al viento; entonces:

$$q_v = (80 \text{ Kg/m}^2) * [(1,9 \text{ m}) * (1\text{m/m})] = 152 \text{ Kg/m}$$

(Ref. “ Hormigón Armado “; J. Montoya; pag. 688)

Por valores determinados por el (SENAMHI), se podría prescindir del efecto de esta carga, debido a que la velocidad del viento, según la normativa “ A.A.S.H.T.O. “, se considera menor a 160 Km/h.

De esta manera se obtiene la carga viva (CV) por metro lineal de pasarela peatonal:

$$CV = q_{sc}$$

$$\Rightarrow CV = q_{sc} = 612,5 \text{ Kg/m} = 612,5 \text{ Kg/m}$$

8.4. Diseño de la Pasarela Peatonal. Método de las Cargas de Trabajo o de las Tensiones Admisibles.-

8.4.1. Datos Iniciales.-

$f_c' = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón a los 28 días, con respecto a la compresión)

$\eta = 0,8$ (Coeficiente de las pérdidas de la fuerza de pretensado, (0,8) estimado para postensado.)

(Ref. “ Hormigón Pretensado “; Z. Otalora; pag. 71).

La suma de todas las pérdidas inmediatas y las dependientes del tiempo, pueden ser del orden del 20 al 35 % de la fuerza original aplicada

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson.; pag. 38)

Valor que permitirá posteriormente determinar la fuerza de pretensado final o efectiva (P_e):

$$P_e = \eta * P_i$$

8.4.2. Cargas Actuantes.-

Se obtuvieron del razonamiento previo del análisis de las cargas de diseño, apartado

8.3. “ Cálculo de las Cargas “, las siguientes cargas por metro lineal de pasarela.

P.P. = 2 112 Kg/m (“ Peso Propio “ de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma)

C.M. = 184,55 Kg/m (“ Carga Muerta “ en peso de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma, tomando en cuenta el barandado (q_{TB}))

C.V. = 612,5 Kg/m (“ Carga Viva “ en peso de la pasarela por metro lineal de la misma, considerando los efectos de la sobrecarga de uso (q_{SC}))

8.4.3. Momentos Flectores.-

Respecto de las cargas actuantes antes definidas. Se contempla una viga simplemente apoyada de la que se obtendrá el momento máximo en centro luz.

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

Donde:

M =Momento flector externo resulante de las cargas repartidas sobre el elemento, en centro-luz

q = Carga uniformemente distribuida. Constituida por las cargas resultantes del peso propio, carga muerta y carga viva. En Kg/m

L = Longitud. Representa el claro de la viga (pasarela peatonal), en metros.

$$M_{PP} = \frac{(PP) * L^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{PP} = \frac{(2\,112\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})^2}{8} = 422\,400\text{ Kg.m} = 42\,240\,000\text{ Kg.cm}$$

$$M_{CM} = \frac{(CM) * L^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{CM} = \frac{(184,55\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})^2}{8} = 36\,910,25\text{ Kg.m} = 3\,691\,024,72\text{ Kg.cm}$$

$$M_{CV} = \frac{(CV) * L^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{CV} = \frac{(612,5\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})^2}{8} = 122\,500\text{ Kg.m} = 12\,250\,000\text{ Kg.cm}$$

8.4.4. Propiedades “ Esfuerzo-Deformación “ del Acero y del Concreto.-

En el presente estudio se usarán cables de Grado 270, con hormigón de resistencia característica (f_c) de 350 Kg/cm².

Con un peso específico (densidad idem peso unitario del concreto endurecido idem peso unitario) del hormigón de 2.400 Kg/m³.

8.4.4.1. Acero de Pretensado.-

El Grado 270, acero de alta resistencia, denotado por la abreviatura (fpu), donde:

fpu = Resistencia mínima a la tensión, idem resistencia ultima mínima, idem resistencia a la tensión, idem resistencia última del acero de pretensado.

Cables relevados de esfuerzo de 7 alambres (ASTM A416)

$$\Rightarrow f_{pu} = 270\text{ Ksi} = 270\text{ Klb/pulg}^2 = 18.982,89\text{ Kg/cm}^2$$

Proviniéndose el concepto de (fpy). Así:

fpy = Resistencia de fluencia del acero de pretensado. Lo mínimo especificado según norma ASTM A416 para cables.

$$f_{py} = 0,85 * f_{pu}$$

$$\Rightarrow f_{py} = 0,85 * f_{pu} = 0,85 * (18.982,89 \text{ Kg/cm}^2) = 16.135,46 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo efectivo de fluencia para cables de Grado 270 es:

$$f_{py} = 230.000,0 \text{ lb/pulg}^2 = 16.170,61 \text{ Kg/cm}^2$$

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson).

Además se tiene el módulo de elasticidad del acero (E_a):

Ea = Sigla que corresponde al módulo de elasticidad del acero, que equivale a (E_s) en otras referencias bibliográficas; la “s “ por “ steel “ (acero en inglés)

Para cable trenzado fabricado según especificaciones ASTM A416 “ Cable trenzado sin revestimiento, de 7 alambres, relevados de esfuerzos para concreto presforzado “ se tiene un módulo de elasticidad de:

$$\Rightarrow E_a = 27.000 \text{ Ksi} = 27.000 \text{ Klb/pulg}^2 = 1\ 898\ 289 \text{ Kg/cm}^2$$

8.4.4.2. Acero de Refuerzo.-

En hormigón pretensado se utiliza como acero de refuerzo para cortante.

Además como acero suplementario de refuerzo en regiones de alto esfuerzo y deformación local.

fy = Límite elástico de la armadura de corte. Denominado “ Esfuerzo de fluencia del Acero “, utilizado en la elaboración de estribos que sería la armadura de refuerzo al corte.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson)

De igual forma, a (f_y) se lo denomina el “ Esfuerzo admisible en tensión del acero ordinario o de refuerzo “.

$$\Rightarrow f_y = 4\ 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo que corresponde a aceros ordinarios o de refuerzo de Grado 60 (60 Ksi). Acero de refuerzo mayormente utilizado.

Las dos características numéricas principales que determinan a una barra de refuerzo son su punto de fluencia (f_y) y su módulo de elasticidad (E_a).

Este último es casi el mismo para todos los aceros de refuerzo (pero no para los aceros de presfuerzo).

E_a = Módulo de elasticidad o módulo de Young.

$$\Rightarrow E_a = 2\,038\,903 \text{ Kg/cm}^2$$

8.4.4.3. Características Mecánicas del Hormigón de Resistencia de Uso Común.-

El concreto se puede clasificar desde varios puntos de vista, siendo los más comunes, por resistencia, por consistencia y por densidad o peso unitario.

Por resistencia, podemos citar:

- Concreto Normal; con resistencias entre 140 Kg/cm^2 y 350 Kg/cm^2 .
- Concreto de Alta Resistencia; con resistencias entre 350 Kg/cm^2 y $1\,000 \text{ Kg/cm}^2$.
- Concreto de Ultra Alta Resistencia; con resistencias superiores a los $1\,000 \text{ Kg/cm}^2$.

Por peso unitario (peso por unidad de volumen):

- Concreto de Peso Liviano; cuyo peso unitario es menor a $2\,000 \text{ Kg/m}^3$.
- Concreto de Peso Normal; con pesos unitarios entre $2\,000 \text{ Kg/m}^3$ y $2\,600 \text{ Kg/m}^3$.
- Concreto de Peso Pesado; con pesos unitarios mayores a $2\,600 \text{ Kg/m}^3$.

Los cementos Portland, se fabrican en 5 tipos cuyas propiedades se han normalizado en base a las especificaciones (A.S.T.M.) de normas para el cemento Portland:

- Tipo I; cemento destinado a obras de concreto en general.

- Tipo II; cemento destinado a obras de concreto en general y obras expuestas a la acción moderada de sulfatos o donde se requiere moderado calor de hidratación.

- Tipo III; cemento de alta resistencia inicial. El concreto hecho con este tipo III, desarrolla una resistencia en tres días igual a la desarrollada en 28 días por concretos hechos con cemento tipo I o tipo II.

- Tipo IV; cemento del cual se requiere bajo calor de hidratación.

- Tipo V; cemento del cual se requiere alta resistencia a la acción de los sulfatos. Las aplicaciones típicas comprenden las estructuras hidráulicas expuestas a aguas con alto contenido de alcalis y estructuras expuestas al agua de mar.

8.4.4.4. Características Mecánicas del Hormigón de Alta Resistencia.-

Se tiene:

f_c' = Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días.

Para concretos de alta resistencia se determina según referencia bibliográfica:

4.000 lb/pulg² $\approx$ 280 Kg/cm² $\approx$ 27,46 MPa

5.000 lb/pulg² $\approx$ 350 Kg/cm² $\approx$ 34,32 MPa

6.000 lb/pulg² $\approx$ 422 Kg/cm² $\approx$ 41,38 MPa

Según otras referencias, los hormigones para pretensado son denominados de alta resistencia a la compresión y quedan en el siguiente intervalo:

$$350 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_c' \leq 500 \text{ Kg/cm}^2$$

(E_c) y (f_c') son las propiedades mecánicas más relevantes del hormigón.

En el presente estudio se usarán cables de Grado 270, con hormigón de resistencia característica (f_c') de 350 Kg/cm² correspondiente a concretos de alta resistencia.

Con un peso específico (densidad idem peso unitario del concreto endurecido idem peso unitario) del hormigón de 2.400 Kg/m³.

$f_c' = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón a los 28 días, con respecto a la compresión para concretos de alta resistencia.)

f_{ci}' = Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial, lográndose una resistencia del 70 % aproximadamente de (f_c') al final de la primera semana después de la colocación.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto “; A. Nilson – G. Winter)

Lo que guarda relación con lo expuesto en el texto de “ Hormigón Armado “, que indica que para cemento Portland de alta resistencia, a la edad de 7 días, se alcanza una resistencia a la compresión del 75 % al 80 % de la resistencia total.

75 % sería un valor conservador, por lo que el séptimo día después del vaciado de la viga, se le transferiría la fuerza de pretensado.

Así, de la Tabla 3.1. “ Resistencia a la Compresión del Concreto respecto del Tiempo ”; pagina 106:

Resistencia a la Compresión del Concreto en el Tiempo					
Edad del Hormigón [días]	3	7	28	90	360
Cemento Portland de Alta Resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

(Ref. “ Hormigón Armado “; P. Jiménez Montoya; pag. 128)

Según el Código A.C.I., en concordancia con las normas americanas.

$$f_{ci}' = 0,7 * f_c'$$

$$\Rightarrow f_{ci}' = 0,7 * f_c' = 0,7 * (350 \text{ Kg/cm}^2) = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Además:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia, también denominado módulo de la deformación longitudinal del concreto.

El código A.C.I. provee una ecuación general para hormigones con resistencias características (f_c') $\geq 300 \text{ Kg/cm}^2$:

$$E_c = w^{1,5} * 0,1368 * \sqrt{f_c'} = [\text{Kg/cm}^2]$$

$$w = \gamma_{H^o} = 2.400 \text{ Kg/m}^3 \text{ (Peso específico del hormigón)}$$

$f_c' = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón a los 28 días, con respecto a la compresión.)

$$\Rightarrow E_c = (2.400 \text{ Kg/m}^3)^{1,5} * 0,1368 * \sqrt{(350 \text{ Kg/cm}^2)} =$$

$$\Rightarrow E_c = 300.910,25 \text{ Kg/cm}^2$$

8.4.5. Esfuerzos Admisibles en el Concreto en elementos Presforzados sometidos a Flexión.-

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo (antes de que ocurran las pérdidas del presfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(T = 0)

$$\sigma_{ci} = -0,6 * f_{ci}' = -0,6 * (250 \text{ Kg/cm}^2) = -150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'} = 0,795 * \sqrt{(250 \text{ Kg/cm}^2)} = 12,57 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las pérdidas de presfuerzo)

No deben exceder los siguientes valores:

$$\sigma_{cf} = -0,45 * f_c' = -0,45 * (350 \text{ Kg/cm}^2) = -157,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'} = 1,591 * \sqrt{(350 \text{ Kg/cm}^2)} = 29,77 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

$\sigma_{adm \text{ ci}}$ = Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado.

$\sigma_{adm \text{ ti}}$ = Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado.

$\sigma_{adm\ cf}$ = Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$\sigma_{adm\ tf}$ = Esfuerzo de tensión permisible bajo cargas de servicio, después de todas las pérdidas.

8.4.6. Inecuaciones de Condición y Determinación de la Máxima Excentricidad Práctica.-

Los esfuerzos en el concreto, a medida que el miembro pasa del estado descargado al estado de la totalidad de las cargas de servicio, permanecerán dentro de los límites permisibles.

Un diseño óptimo requiere un valor preponderantemente bajo de la fuerza pretensora y la mayor excentricidad posible, lo que beneficiaría a la economía del proyecto.

Físicamente, la excentricidad de los cables (tendones) se limita por el recubrimiento necesario para proteger a los mismos.

Estas inecuaciones se verificarían después de calculadas las pérdidas.

($T = 0$):

$$\sigma_{fibra\ sup} = -\left(\frac{Pi}{Ac}\right) - \left(\frac{M_{PP}}{Ss}\right) + \left(\frac{Pi * e}{Ss}\right) \leq \sigma_{ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'} = [Kg/cm^2]$$

$$\sigma_{fibra\ inf} = -\left(\frac{Pi}{Ac}\right) + \left(\frac{M_{PP}}{Si}\right) - \left(\frac{Pi * e}{Si}\right) \geq \sigma_{ci} = -0,6 * f_{ci}' = [Kg/cm^2]$$

($T = \infty$):

$$\sigma_{fibra\ sup} \geq \sigma_{cf} = -0,45 * f_c' = [Kg/cm^2]$$

$$\sigma_{fibra\ sup} = -\left(\frac{\eta * Pi}{Ac}\right) - \left(\frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Ss}\right) + \left(\frac{\eta * Pi * e}{Ss}\right) \geq \sigma_{cf}$$

$$\sigma_{fibra\ inf} \leq \sigma_{tf} = 1,59 * \sqrt{f_c'} = [Kg/cm^2]$$

$$\sigma_{fibra\ inf} = -\left(\frac{\eta * Pi}{Ac}\right) + \left(\frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Si}\right) - \left(\frac{\eta * Pi * e}{Si}\right) \leq \sigma_{tf}$$

Realizando el cálculo de la fuerza de pretensado inicial (P_i) y su excentricidad (e), utilizando las cuatro inecuaciones de condición, y la quinta ecuación que determina la máxima excentricidad práctica de los tendones:

($T = 0$):

$$e \leq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{1}{P_i} * [M_{mín} + (\sigma_{ti} * Ss)] \quad (I)$$

$$e \leq - \left(\frac{Si}{Ac} \right) + \frac{1}{P_i} * [M_{mín} - (\sigma_{ci} * Si)] \quad (II)$$

($T = \infty$):

$$e \geq \left(\frac{Ss}{Ac} \right) + \frac{1}{\eta * P_i} * [M_{máx} + (\sigma_{cf} * Ss)] \quad (III)$$

$$e \geq - \left(\frac{Si}{Ac} \right) + \frac{1}{\eta * P_i} * [M_{máx} - (\sigma_{tf} * Si)] \quad (IV)$$

Máxima excentricidad práctica ($e_{máx}$):

$$e_{máx} \leq y_i - r \quad (V)$$

Donde:

y_i = Distancia del centroide de la sección a la fibra inferior

r = Recubrimiento de concreto

De esta manera se define lo siguiente:

$$M_{mín} = M_{PP}$$

$$\Rightarrow M_{mín} = M_{PP} = 42\,240\,000 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{máx} = M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}$$

$$\Rightarrow M_{máx} = 42\,240\,000 \text{ Kg.cm} + 3\,691\,024,72 \text{ Kg.cm} + 12\,250\,000 \text{ Kg.cm} =$$

$$\Rightarrow M_{máx} = 58\,181\,024,72 \text{ Kg.cm}$$

$$\Rightarrow r = 6 \text{ cm (Recubrimiento)}$$

$$\Rightarrow \eta = 0,8$$

A modo de simplificar los reemplazos en las inecuaciones, se realizan los siguientes cálculos:

$$\Rightarrow \left(\frac{Ss}{Ac} \right) = \left(\frac{452\,414,43\,cm^3}{8\,800\,cm^2} \right) = 51,41\,cm$$

$$\Rightarrow \left(\frac{Si}{Ac} \right) = \left(\frac{263\,569,41\,cm^3}{8\,800\,cm^2} \right) = 29,95cm$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow (\sigma_{adm\,ti} * Ss) &= [(12,57\,Kg/cm^2) * (452\,414,43\,cm^3)] = \\ &= 5\,686\,849,38\,Kg.cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow -(\sigma_{adm\,ci} * Si) &= -[(-150\,Kg/cm^2) * (263\,569,41\,cm^3)] \\ &= -39\,535\,411,5\,Kg.cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow (\sigma_{adm\,cf} * Ss) &= [(-157,5\,Kg/cm^2) * (452\,414,43\,cm^3)] \\ &= -71\,255\,272,73\,Kg.cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow -(\sigma_{adm\,tf} * Si) &= -[(29,77\,Kg/cm^2) * (263\,569,41\,cm^3)] \\ &= -7\,846\,461,34\,Kg.cm \end{aligned}$$

Reemplazando valores en las inecuaciones indicadas:

(I)

$$\Rightarrow e \leq (51,41\,cm) + \left(\frac{1}{Pi} \right) * [42\,240\,000\,Kg.cm + (5\,686\,849,38\,Kg.cm)]$$

(II)

$$\Rightarrow e \leq -(29,95\,cm) + \left(\frac{1}{Pi} \right) * [42\,240\,000\,Kg.cm - (-39\,535\,411,5\,Kg.cm)]$$

(III)

$$\begin{aligned} \Rightarrow e \geq (51,41\,cm) + \left(\frac{1}{0,8 * Pi} \right) * [44\,074.600\,Kg.cm \\ + (-71\,255\,272,73\,Kg.cm)] \end{aligned}$$

(IV)

$$\Rightarrow e \geq -(29,95 \text{ cm}) + \left(\frac{1}{0,8 * P_i} \right) * [44\ 074.600 \text{ Kg.cm} \\ - (-7\ 846\ 461,34 \text{ Kg.cm})]$$

(V)

$$\Rightarrow e_{\max} \leq 120,06 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 114,06 \text{ cm} \cong e$$

8.4.7. Cálculo de la Fuerza de Pretensado Inicial.-

Ergo, se calcula el valor de la fuerza de pretensado inicial (P_i), según las anteriores inecuaciones. Partiendo con el valor de la máxima excentricidad práctica ($e_{\max}$), se pueden obtener valores representativos de la fuerza de pretensado inicial (P_i):

Inecuación (I):

$$P_i \leq \frac{(M_{\min} + \sigma_{ti} * S_s)}{e - (S_s/A_c)} \Rightarrow P_i \leq 764\ 129,41 \text{ Kg}$$

Inecuación (II):

$$P_i \leq \frac{(M_{\min} - \sigma_{ci} * S_i)}{e + (S_i/A_c)} \Rightarrow P_i \leq 562\ 362,97 \text{ Kg}$$

Inecuación (III):

$$P_i \geq \frac{(M_{\max} + \sigma_{cf} * S_s)}{\eta * (e - S_s/A_c)} \Rightarrow P_i \geq -260\ 875,2 \text{ Kg}$$

Inecuación (IV):

$$P_i \geq \frac{(M_{\max} - \sigma_{tf} * S_i)}{\eta * (e + S_i/A_c)} \Rightarrow P_i \geq 436\ 919,74 \text{ Kg}$$

El valor de la fuerza de pretensado inicial (P_i) será:

$$\therefore P_i = 436\ 919,74 \text{ Kg}$$

8.4.8. Cálculo del Número de Tendones.-

Datos:

$f_{pu} = 270 \text{ Ksi} \approx 18\,982,86 \text{ Kg/cm}^2$. (Resistencia mínima a la tensión, ídem resistencia última mínima, ídem resistencia a la tensión, ídem resistencia última del acero de pretensado. Cables relevados de esfuerzo de 7 alambres (ASTM A416) Grado 270)

$$\Rightarrow f_{pu} = 270 \text{ Ksi} = 270 \text{ Klb/pulg}^2 = 18.982,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$\varnothing_{0,6} = 1,524 \text{ cm}$. (Diámetro de un tendón de 0,6 “.

Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson – G. Winter; pag 743)

$A_{\varnothing 0,6} = 1.387 \text{ cm}^2$. (Área de la sección transversal de un tendón de diámetro de 0,6”).

Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson – G. Winter; pag. 743)

Esfuerzo Admisible(σ_{adm}):

El esfuerzo se limita debido a los anclajes en el postensado. (Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado“; A Nilson – G. Winter; pag 643)

$$\sigma_{adm} = 0,7 * f_{pu}$$

$$\Rightarrow \sigma_{adm} = 0,7 * f_{pu} = 0,7 * (18\,982,86 \text{ Kg/cm}^2) = 13\,288 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza de Pretensado por Tendón (F_{pt}):

$$F_{pt} = A_s * \sigma_{adm}$$

$$\Rightarrow F_{pt} = A_s * \sigma_{adm} = (1,387 \text{ cm}^2) * (13\,288 \text{ Kg/cm}^2) = 18\,430,46 \text{ Kg}$$

Número de Tendones(N° t):

$$N^{\circ} t = \frac{Pi}{Fpt}$$

$$\Rightarrow N^{\circ} t = \frac{Pi}{Fpt} = \frac{436\,919,74\,Kg}{18\,430,46\,Kg} = 23,7 \approx 24\,tendones$$

Considerando el sistema Freyssinet se tendrán 12 tendones en cada alma de la viga doble T.

Área de Pretensado: (Aps).

$$A_{ps} = (N^{\circ} t) * (As)$$

$$\Rightarrow A_{ps} = (N^{\circ} t) * (As) = (24\,tendones) * (1,387\,cm^2) = 33,29\,cm^2$$

8.5. Zona Límite y Trayectoria de los Cables.-

Límites del núcleo central de la sección:

Respecto al borde superior: (ks)

$$k_s = \frac{Si}{A_c} = \frac{263\,569,41\,cm^3}{8\,8000\,cm^2} = 29,95\,cm$$

Respecto al borde inferior: (ki)

$$k_i = -\frac{Ss}{A_c} = -\frac{452\,414,43\,cm^3}{8\,800\,cm^2} = -51,41\,cm$$

Los esfuerzos de compresión, serán:

$$\sigma_g = \frac{\eta * Pi}{Ac}$$

$$\sigma_g = \frac{\eta * Pi}{Ac} = \frac{0,8 * 436\,919,74\,Kg}{8\,800cm^2} = 39,72\,Kg/cm^2$$

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac}$$

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac} = \frac{436\,919,74\,Kg}{8\,800cm^2} = 49,65\,Kg/cm^2$$

Los límites definitivos, serán:

$$Ks' \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm cf}}{\sigma_g} \right) = \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm tf}}{\sigma_g} \right) = \end{cases}$$

$$Ks' \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm cf}}{\sigma_g} \right) = -51,41 \text{ cm} \left(1 + \frac{-157,5 \text{ Kg/cm}^2}{39,72 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 152,45 \text{ cm} \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm tf}}{\sigma_g} \right) = 29,95 \text{ cm} \left(1 + \frac{29,76 \text{ Kg/cm}^2}{39,72 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 52,4 \text{ cm} \end{cases}$$

De cuyos valores se adoptará el menor valor algebraico para (Ks').

$$\Rightarrow Ks' = 52,4 \text{ cm}$$

Además:

$$Ki' \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm ti}}{\sigma_{gi}} \right) = \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm ci}}{\sigma_{gi}} \right) = \end{cases}$$

$$Ki' \begin{cases} Ki * \left(1 + \frac{\sigma_{adm ti}}{\sigma_{gi}} \right) = -51,41 \text{ cm} \left(1 + \frac{12,44 \text{ Kg/cm}^2}{49,65 \text{ Kg/cm}^2} \right) = -64,30 \text{ cm} \\ Ks * \left(1 + \frac{\sigma_{adm ci}}{\sigma_{gi}} \right) = 29,95 \text{ cm} \left(1 + \frac{-147 \text{ Kg/cm}^2}{49,65 \text{ Kg/cm}^2} \right) = -58,73 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará el mayor de los anteriores valores para (Ki')

$$\Rightarrow Ki' = -58,73 \text{ cm}$$

Los valores del momento de flexión mínimo de (Mmin) debido al peso propio se calculo como:

$$M_{min} = M_{PP} = \frac{PP * L^2}{8}$$

$$M_{min} = \frac{2\,112\, Kg/m * (40\, m)^2}{8} = 422\,400\, Kg.m$$

Y un momento máximo por flexión (M_{max}) debido al peso propio, a la carga muerta y a la carga viva, será:

$$M_{max} = M_{PP+CM+CV} = \frac{(M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}) * L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{2\,909,05\, Kg/m * (40\, m)^2}{8} = 581\,810,25\, Kg.m$$

La excentricidad máxima práctica ($e_{máx}$) calculada con la ecuación:

$$e_{máx} \leq y_i - r$$

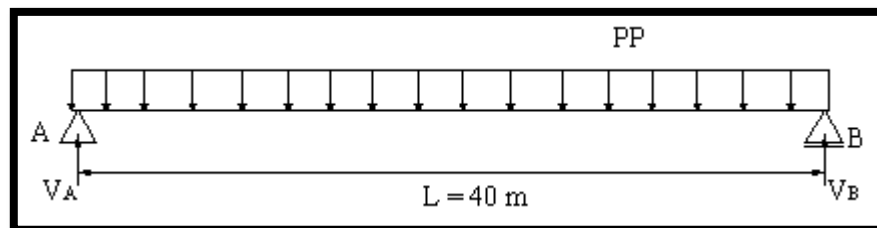
Y tomando en cuenta que los valores por debajo del eje neutro de la sección, se consideran por convenio, negativos, así:

$$\Rightarrow e_{máx} = -114,05\, cm$$

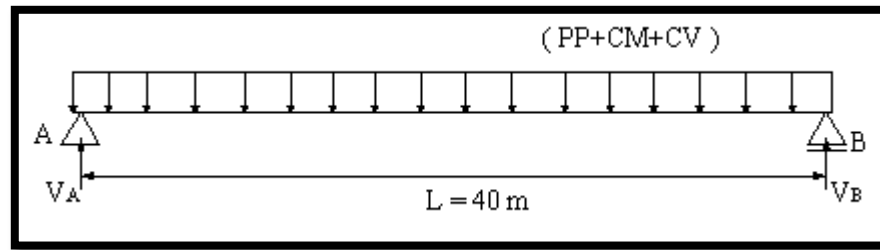
A continuación se grafica cómo se determinan los momentos (M_{max}) y (M_{min}) requeridos para establecer los límites de las excentricidades (e_{so}) y (e_{oi}) para los cables:

$$e_{os} = Ks' - \frac{M_{max}}{Pe} \quad ; \quad e_{oi} = Ki' - \frac{M_{min}}{Pi}$$

Así:



y



Obteniéndose valores para tramos definidos a lo largo de la viga (pasarela peatonal).
Lo que se establece en la siguiente tabla:

Tabla 8.2.

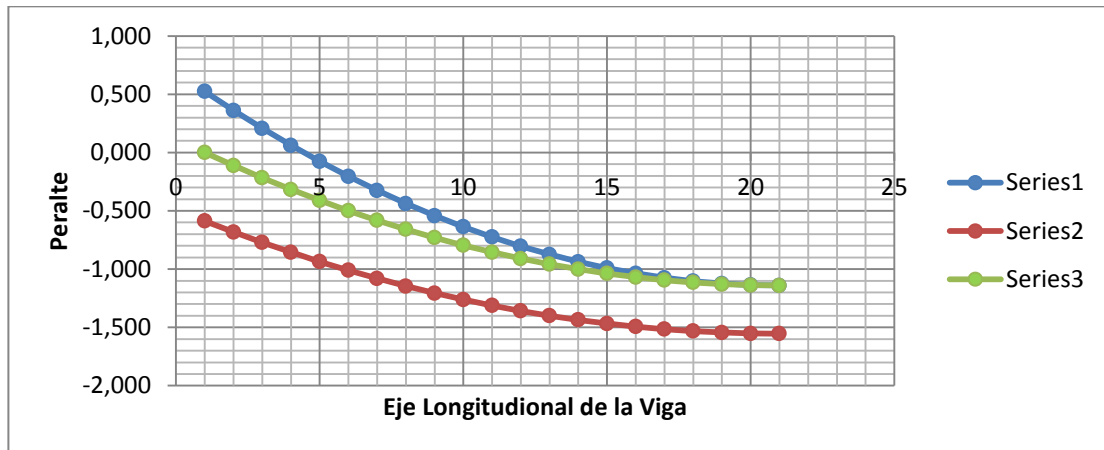
Valores de la Zona Límite de Excentricidad y la Excentricidad del Centroides del Concreto según una Trayectoria Parabólica

x	Mmin	Mmax	Mmin/Pi	Mmax/Pe	eos	eoi	e
(m)	(Kg.m)	(Kg.m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0,524	-0,587	0
1	41184	56726,4991	0,094	0,162	0,362	-0,682	-0,111
2	80256	110543,947	0,184	0,316	0,208	-0,771	-0,217
3	117216	161452,344	0,268	0,462	0,062	-0,856	-0,317
4	152064	209451,689	0,348	0,599	-0,075	-0,935	-0,411
5	184800	254541,983	0,423	0,728	-0,204	-1,010	-0,499
6	215424	296723,226	0,493	0,849	-0,325	-1,080	-0,582
7	243936	335995,418	0,558	0,961	-0,437	-1,146	-0,659
8	270336	372358,558	0,619	1,065	-0,541	-1,206	-0,730
9	294624	405812,647	0,674	1,161	-0,637	-1,262	-0,796
10	316800	436357,685	0,725	1,248	-0,724	-1,312	-0,855
11	336864	463993,672	0,771	1,327	-0,804	-1,358	-0,910
12	354816	488720,608	0,812	1,398	-0,874	-1,399	-0,958
13	370656	510538,492	0,848	1,461	-0,937	-1,436	-1,001
14	384384	529447,325	0,880	1,515	-0,991	-1,467	-1,038
15	396000	545447,107	0,906	1,560	-1,037	-1,494	-1,069
16	405504	558537,837	0,928	1,598	-1,074	-1,515	-1,095
17	412896	568719,517	0,945	1,627	-1,103	-1,532	-1,115
18	418176	575992,145	0,957	1,648	-1,124	-1,544	-1,129
19	421344	580355,722	0,964	1,660	-1,136	-1,552	-1,138
20	422400	581810,247	0,967	1,665	-1,141	-1,554	-1,141

De donde también se obtienen los valores de abscisas y ordenadas de los puntos de la trayectoria de una parábola por donde se estima pasará el centroide de los cables de acero de pretensado, al centro de la luz de la viga.

Figura 8.2.

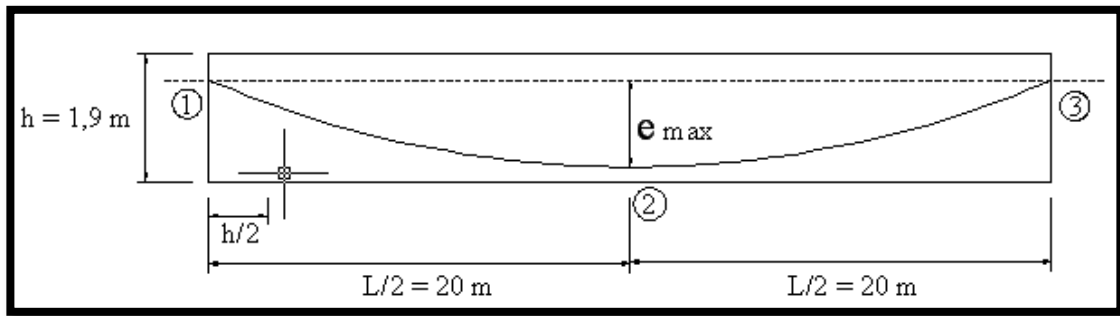
Valores de la Zona Límite de Excentricidad y la Excentricidad del Centroide del Concreto según una Trayectoria Parabólica hasta la mitad de la Viga



Donde:

- Referencia azul proporciona los valores de (e_{os}), de un extremo a la mitad de la viga.
- Referencia roja; proporciona los valores de (e_{oi}), de un extremo a la mitad de la viga.
- Referencia verde; suministra los valores de las coordenadas (x) e (y) del centroide de los cables de pretensado.

El análisis de la “ Trayectoria del Cable “, basándonos en lo descrito en la Figura 6.4. “ Esquema de la Disposición de la Trayectoria Parabólica del Tendón ”, se obtiene la ecuación de una parábola y por ende su trayectoria.



Donde se tiene:

$e_{\text{máx}}$ = Excentricidad máxima práctica (114,06 cm equivale a 1,1406 m)

Según la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

Considerando los puntos notables, cuyas coordenadas serian:

$$P = (x ; y)$$

$$P_1 = (0 ; 0)$$

$$P_2 = (20 \text{ m} ; -1,1406 \text{ m})$$

$$P_3 = (40 \text{ m} ; 0)$$

Reemplazando los valores de los puntos notables en la ecuación de la parábola:

Para P_1 :

$$\Rightarrow (0) = A(0)^2 + B(0) + C \quad \Rightarrow \quad C = 0$$

Para P_2 :

$$\Rightarrow (-1,1406 \text{ m}) = A(20 \text{ m})^2 + B(20 \text{ m}) + (0)$$

Para P_3 :

$$\Rightarrow (0) = A(40 \text{ m})^2 + B(40 \text{ m}) + (0)$$

Para obtener las incógnitas restantes (A) y (B), con las ecuaciones respectivas se resuelve un sistema de ecuaciones:

$$\Rightarrow A = 0,0028$$

$$\Rightarrow B = -0,114$$

Reemplazando estos valores en la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

$$\Rightarrow y = (0,0028) * x^2 + (-0,114) * x + 0$$

8.6. Clasificación de las Pérdidas de la Fuerza de Pretensado.-

8.6.1. Pérdida de la Fuerza Pretensora por Fricción (FR).-

La pérdida por fricción está afectada por coeficientes:

K = Coeficiente por deformación no intencional del ducto.

μ = Coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto por curvatura.

$$FR = f_{pj} * (K * l + \mu * \alpha)$$

La Tabla 5.1. “ Coeficientes de Fricción para Tendones Postesados “, describe los coeficientes de fricción para tendones postesados.

Cálculo de la longitud desde un extremo a centro-luz de la viga (pasarela):

$$l = \frac{L}{2}$$

Donde:

l = Longitud desde un extremo al centro luz de la viga

L = 40 m (Longitud total de la viga (pasarela))

$$\Rightarrow l = \frac{L}{2} = \frac{40 \text{ m}}{2} = 20 \text{ m} = 2000 \text{ cm}$$

Como se ha predeterminado utilizar tendones dentro de ductos metálicos flexibles consistentes en cable trenzado de 7 alambres, se tiene:

$$\Rightarrow K = 1,64 * 10^{-5} (1/cm)$$

$$\Rightarrow \mu = 0,15 \text{ rad}$$

Cálculo de (α):

$$\alpha = \frac{4 * e}{l} \leq 0,3$$

Donde:

α = Cambio del ángulo entre la fuerza en el anclaje y la fuerza en una determinada sección a una distancia “x”.

$e = 114,06 \text{ cm}$ (Excentricidad máxima práctica)

$$\Rightarrow \alpha = \frac{4 * e}{l} = \frac{4 * (114,06 \text{ cm})}{2\,000 \text{ cm}} = 0,23 \leq 0,3 \Rightarrow OK$$

Cálculo del esfuerzo de pretensado inicial (f_{pj}):

$$f_{pj} = \frac{P_i}{A_{ps}}$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo de pretensado inicial

$P_i = 436\,919,74 \text{ Kg}$ (Fuerza de pretensado inicial; valor calculado)

$A_{ps} = (N^o t * A_s) = 33,29 \text{ cm}^2$ (Área de pretensado; valor calculado)

$$\begin{aligned} \Rightarrow f_{pj} &= \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{P_i}{(N^o t * A_s)} = \frac{436\,919,74 \text{ Kg}}{(24 \text{ tendones}) * (1,387 \text{ cm}^2)} \\ &= 13\,125,44 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado inicial por fricción (FR):

$$FR = f_{pj} * (K * l + \mu * \alpha)$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow FR &= (13\,125,44 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}) * \{1,64 * 10^{-5} (1/\text{cm}) * (2\,000 \text{ cm}) + (0,15 \text{ rad} \\ &\quad * (0,23))\} = \\ \Rightarrow FR &= 879,63 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Calculando la pérdida del esfuerzo de pretensado inicial, en el centro-luz de la viga:

$$L = 4\,000\text{ cm} \rightarrow FR = 879,63\text{ Kg/cm}^2$$

$$(L/2) = 2\,000\text{ cm} \rightarrow FR_{L/2}$$

$$\Rightarrow FR_{L/2} = 439,81\text{ Kg/cm}^2$$

Obteniendo la pérdida por fricción (FR), en porcentaje, a partir del esfuerzo de pretensado inicial (f_{pj}):

$$f_{pj} = 13\,125,44\text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 100\%$$

$$FR_{L/2} = 439,81\text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \% FR$$

$$\Rightarrow \% FR = 3,35\%$$

8.6.2. Pérdida de la Fuerza de Pretensado por Hundimiento del Anclaje (TH).-

Además se recomiendan valores de (λ) y (x) para perfiles típicos de tendones, según lo suministrado por Tabla 5.2. “ Coeficientes de (λ) y (x) para Perfiles típicos de Tendones “

El cable tendrá una trayectoria parabólica, como convencionalmente se presenta en una viga. Por lo tanto:

$$TH = \frac{2 * Ea * \delta}{x} ; \quad x = \sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}} ; \quad \lambda = \frac{2 * \mu * a}{b^2} + K$$

Definiéndose como:

TH = Denominación de la pérdida de esfuerzo en los tendones.

δ = Hundimiento en los anclajes. Se adopta 4 mm (0,4 cm).

x = Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento del anclaje.

Ea = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. Para cable trenzado equivale a 27 000 Klb/pulg² (1 898 289,0 Kg/cm²)

Además se calculó anteriormente:

$$f_{pj} = 13\,125,44\text{ Kg/cm}^2. \text{ (Esfuerzo de pretensado inicial)}$$

$K = 1,64 \cdot 10^{-5} \text{ (1/cm)}$. (Coeficiente por deformación no intencional del ducto).

$\mu = 0,15 \text{ rad.}$ (Coeficiente por curvatura de ducto y tendón)

$a \approx e_{\text{máx}} = 114,06 \text{ cm.}$ (Excentricidad máxima práctica)

Cálculo de la longitud desde un extremo al centro-luz (b):

$$b = \frac{L}{2}$$

Donde:

b = Longitud desde un extremo de la viga (pasarela) al centro-luz de la misma.

L = Longitud total de la viga analizada.

$$\Rightarrow b = \frac{L}{2} = \frac{40 \text{ m}}{2} = 20 \text{ m} = 2\,000 \text{ cm}$$

Cálculo de (λ):

$$\lambda = \frac{2 * \mu * a}{b^2} + K$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2 * (0,15 \text{ rad}) * (114,06 \text{ cm})}{(2\,000 \text{ cm})^2} + 1,64 * 10^{-5} (1/\text{cm}) = 2,5 * 10^{-5}$$

Cálculo de (x):

$$x = \sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}}$$

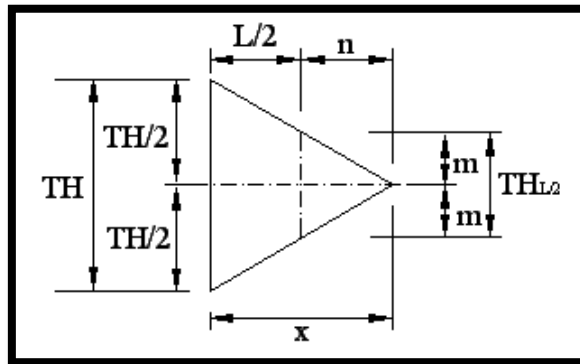
$$\Rightarrow x = \sqrt{\frac{Ea * \delta}{\lambda * f_{pj}}} = \sqrt{\frac{(1\,898\,289 \text{ Kg/cm}^2) * (0,4 \text{ cm})}{(2,5 * 10^{-5}) * (13\,125,44 \text{ Kg/cm}^2)}} = 2\,014,19 \text{ cm}$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado por hundimiento de anclaje (TH):

$$TH = \frac{2 * Ea * \delta}{x}$$

$$\Rightarrow TH = \frac{2 * Ea * \delta}{x} = \frac{2 * (1\,898.289\,Kg/cm^2) * (0,4\,cm)}{2\,014,19\,cm} = 1\,319,44\,Kg/cm^2$$

Calculando la pérdida de esfuerzo de pretensado inicial en el centro-luz de la viga, de acuerdo a Figura 5.1. “ Esquema Analítico de la Pérdida por Hundimiento del Anclaje ”.



Realizando los cálculos correspondientes:

$$\Rightarrow \frac{L}{2} = \frac{4\,000\,cm}{2} = 2\,000\,cm$$

Donde:

L = Longitud total de la viga (40 m)

$$\Rightarrow n = x - \frac{L}{2} = 2\,014,19cm - 2\,000\,cm = 14,19\,cm$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{TH/2}{x} = \frac{m}{n}$$

$$\Rightarrow \frac{(1\,319,44Kg/cm^2)/2}{2\,014,19\,cm} = \frac{m}{14,19\,cm} \Rightarrow m = 4,65\,Kg/cm^2$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado en centro-luz de la viga:

$$TH_{L/2} = 2 * m$$

$$\Rightarrow TH_{L/2} = 2 * m = 2 * (4,65 \text{ Kg/cm}^2) = 9,30 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la pérdida de esfuerzo de pretensado, en porcentaje, según el hundimiento del anclaje:

$$f_{pj} = 13\,125,44 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 100\%$$

$$TH_{L/2} = 9,30 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \% TH$$

$$\Rightarrow \% TH = 0,07 \%$$

8.6.3. Pérdida de la Fuerza de Pretensado por Acortamiento Elástico del Hormigón (ES).-

Como el tesado de los tendones (cables) se realiza de manera simultánea, Este efecto se aplica para miembros postensados.

$$\therefore ES = 0$$

8.6.4. Pérdida del Presfuerzo debido a la Contracción (Retraccion) del Hormigón (SH).-

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * Ksh * Ea * \left(1 - 0,06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

Donde:

SH = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido a la contracción del hormigón.

Ksh = Factor de corrección de la humedad relativa media del ambiente donde la estructura está siendo construida.

El valor de (Ksh) para elementos postesados, se obtiene de la Tabla 5.3. “ Valores de (Ksh) para Elementos Postensados en la Pérdida de Presfuerzo por Retracción del Hormigón”.

Además, se tiene:

Ea = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. Para cable trenzado:

$$Ea = 27.000 \text{ Klb/pulg}^2 = 1\,898.289,0 \text{ Kg/cm}^2$$

(V/S) = Relación volumen-superficie. Generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal (Ac) del elemento de hormigón dividida por su perímetro (p). Se asume un valor de 1,5 según norma ASTM

$$\frac{V}{S} = \frac{Ac}{p}$$

$$\Rightarrow \frac{V}{S} = \frac{Ac}{p} = \frac{8\,800 \text{ cm}^2}{1\,230,07 \text{ cm}} = 7,15 \text{ cm}$$

RH = Humedad relativa del ambiente, para la ciudad de Tarija se establece del 70 % aproximadamente.

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado debido a la contracción del hormigón:

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * Ksh * Ea * \left(1 - 0,06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow SH &= 8,2 * 10^{-6} * 0,73 * \left(1\,898\,289 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ &\quad * [1 - 0,06 * (7,15 \text{ cm})] (100 - 70) = \\ \Rightarrow SH &= 194,57 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado, en porcentaje, debido a la contracción del hormigón será:

$$f_{pj} = 13\,125,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad 100 \%$$

$$SH = 194,57 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \% SH$$

$$\Rightarrow \% SH = 1,48 \%$$

8.6.5. Pérdida del Esfuerzo de Pretensado debido al flujo Plástico del Hormigón (f_{cs}).-

Se toma un valor promedio de (Cu) igual a 2,35, que se define como el coeficiente último del flujo plástico.

Se adopta por recomendación y referencia bibliográfica un porcentaje mínimo como carga sostenida, de la carga viva, igual a 30 %.

$$\Delta f_{cr} = Cu * n * f_{cs}$$

Donde:

Δf_{cr} = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido al flujo plástico del concreto.

Cu = Coeficiente último del flujo plástico. Valor predeterminado de 2,35.

n = Relación modular.

$$n = \frac{Ea}{Ec}$$

Donde:

Ea = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, para cable trenzado es de 27 000 Klb/pulg² (1 898 289 Kg/cm²).

Ec = Módulo de elasticidad del concreto. Que se calculará con la siguiente ecuación:

$$Ec = w^{1,5} * 0,1368 * \sqrt{fc'}$$

Donde:

w = Peso específico del hormigón para pretensado (2 400Kg/m³)

fc' = Resistencia característica a la compresión del concreto para pretensado (350 Kg/cm²)

$$\Rightarrow Ec = (2\,400\, Kg/m^3) * 0,1368 * \sqrt{350\, Kg/cm^2} =$$

$$\Rightarrow E_c = 300\,910,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la relación modular (n):

$$\Rightarrow n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{1\,898\,289 \text{ Kg/cm}^2}{300\,910,25 \text{ Kg/cm}^2} = 6,31$$

$$f_{cs} = \frac{-0,9 * P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{(M_{PP+CM+0,3CV}) * e}{I_c}$$

Donde:

Pi = Fuerza de pretensado inicial (436 919,74 Kg)

Ac = Área de la sección transversal de la viga (8 800 cm²)

e = Excentricidad máxima práctica (e_{máx} = 114,06 cm)

r = Radio de giro de la sección

$$r^2 = \frac{I_c}{A_c}$$

$$\Rightarrow r^2 = \frac{I_c}{A_c} = \frac{31\,643\,304,92 \text{ cm}^4}{8\,800 \text{ cm}^2} = 3\,595,83 \text{ cm}^2$$

M_(PP+CM+0,3CV) = Momento debido al peso propio, la carga muerta y la carga sostenida de la viga.

$$\Rightarrow M_{PP} = 42\,240\,000 \text{ Kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_{CM} = 3\,691\,024,72 \text{ Kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_{0,3CV} = (0,3) * 12\,250\,000 \text{ Kg.cm} = 3\,675\,000 \text{ Kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_{PP+CM+0,3CV} = 49\,606\,024,72 \text{ Kg.cm}$$

Cálculo de (fcs):

$$\Rightarrow f_{cs} = \frac{-0,9 * (436\,919,74 Kg)}{8\,800\,cm^2} \left[1 + \frac{(114,06\,cm)^2}{3\,595,83\,cm^2} \right] + \frac{(49\,606\,024,72\,Kg.cm) * (114,06\,cm)}{31\,643\,304,92\,cm^4} =$$

$$\Rightarrow f_{cs} = -27,54\,Kg/cm^2$$

Cálculo de la pérdida de esfuerzo de pretensado proveniente del flujo plástico del concreto:

$$\Delta f_{cr} = Cu * n * f_{cs}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{cr} = (2,35) * (6,31) * (27,54\,Kg/cm^2) = 408,33\,Kg/cm^2$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado, en porcentaje, debido al flujo plástico del hormigón:

$$f_{pj} = 13\,125,44\,Kg/cm^2 \quad \rightarrow \quad 100\,\%$$

$$\Delta f_{cr} = 408,33\,Kg/cm^2 \quad \rightarrow \quad \% \Delta f_{cr}$$

$$\Rightarrow \% \Delta f_{cr} = 3,11\,\%$$

8.6.6. Pérdida del Esfuerzo de Pretensado por Relajamiento de los Cables (RE).-

La pérdida del esfuerzo de pretensado se calculará con la siguiente relación:

$$RE = [Kre - J * (SH + \Delta F_{CR} + ES)] * C$$

Donde:

RE = Pérdida del esfuerzo de pretensado debido al relajamiento de los cables.

Los valores de (Kre) y (J) se obtendrán de la Tabla 5.4. “ Coeficientes en la Pérdida de Presfuerzo del Acero por Relajamiento “.

Por las características expuestas de los cables a utilizar, se tiene:

$$\Rightarrow Kre = 5.000\,psi = 351,54\,Kg/cm^2$$

$$\Rightarrow J = 0,04$$

Además:

SH = Pérdida de esfuerzo debido a la contracción del hormigón; valor calculado (194,57 Kg/cm²).

Δf_{cr} = Pérdida del esfuerzo de pretensado en el acero debido al flujo plástico del concreto; valor calculado (408,33 Kg/cm²).

ES = Pérdida de esfuerzo en el acero debido al acortamiento elástico del Hormigón; valor estimado (0 Kg/cm²)

C = Constante relacionada con la relajación del cable

El valor de (C) para la relajación del cable se suministra en la Tabla 5.5. “ Valores y Coeficientes en la Pérdida de Presfuerzo por el Relajamiento de los Cables “, se adopta por las condicionantes de la tabla. Se tiene que:

f_{pi} = Esfuerzo de pretensado inicial; valor calculado (13 125,44 Kg/cm²)

f_{pu} = Resistencia última del acero a la tensión. En el presente estudio se trabaja con cables relevados de esfuerzo de 7 alambres (ASTM A416) para pretensado de Grado 270 (270 Ksi = 270 Klb/pulg² = 18 982,86 Kg/cm²)

$$\Rightarrow \frac{f_{pj}}{f_{pu}} = \frac{13\,125,44\,Kg/cm^2}{18\,982,89\,Kg/cm^2} = 0,69 \quad \Rightarrow \quad C = 0,75$$

Calculando la pérdida de esfuerzo del pretensado debido al relajamiento de los cables será:

$$RE = [Kre - J * (SH + \Delta f_{CR} + ES)] * C$$

$$\Rightarrow RE = [351,54\,Kg/cm^2 - 0,04 * (194,57\,Kg/cm^2 + 408,33\,Kg/cm^2 + 0)] * 0,75 =$$

$$\Rightarrow RE = 245,57\,Kg/cm^2$$

Cálculo de la pérdida del esfuerzo de pretensado, en porcentaje, debido al relajamiento de los cables será:

$$f_{pj} = 13\,125,44 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 100 \%$$

$$RE = 245,57 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \% RE$$

$$\Rightarrow \% RE = 1,87 \%$$

8.6.7. Sumatoria de las Pérdidas Instantáneas y de las Dependientes del Tiempo.-

Realizando la sumatoria de las pérdidas de los esfuerzos en porcentaje se obtiene:

$$\Sigma (\% \text{ Pérdidas}) = \%FR_{L/2} + \%TH_{L/2} + \%ES + \%SH + \% \Delta f_{cr} + \%RE =$$

$$\Rightarrow \Sigma (\% \text{ Pérdidas}) = 3,35\% + 0,07\% + 0 + 1,48\% + 3,11\% + 1,87\% = 9,88\%$$

Se estimo un 20% de pérdida de la fuerza de pretensado inicial, por lo que los valores obtenidos están dentro lo permisible.

La suma de todas las pérdidas, inmediatas y las dependientes del tiempo, pueden ser del orden del 20 al 35% de la fuerza original aplicada.

(Ref. “ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado “; A. Nilson; pag. 263)

8.6.8. Verificación con respecto a los Esfuerzos Admisibles.-

Se verificarán que los esfuerzos admisibles se cumplan teniendo en cuenta el valor de las pérdidas de presfuerzo calculadas. En relación con el porcentaje estimado del 20 % al inicio de los cálculos.

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo (antes de que ocurran las pérdidas del presfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(T = 0)

$$\sigma_{adm\,ci} = -0,6 * f_{ci}' = -0,6 * (245 \text{ Kg/cm}^2) = -147 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm\,ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'} = 0,795 * \sqrt{245 \text{ Kg/cm}^2} = 12,44 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las pérdidas depresfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(T = ∞)

$$\sigma_{adm\ cf} = -0,45 * f_c' = -0,45 * (350\ Kg/cm^2) = -157,5\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_{adm\ tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'} = 1,591 * \sqrt{350\ Kg/cm^2} = 29,76\ Kg/cm^2$$

Considerando la relación de efectividad del presfuerzo, y según la sumatoria de las pérdidas del presfuerzo, se calcula como:

$$\Rightarrow \eta = 100\ \% - 9,88\ \% = 90,12\ \% \approx 0,9$$

Se deben verificar las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_{sup\ i} &= -\frac{Pi}{Ac} - \frac{M_{PP}}{Ss} + \frac{Pi * e}{Ss} \leq \sigma_{adm\ ti} = 0,795 * \sqrt{f_{ci}'} \\ \Rightarrow -\frac{436\ 919,74\ Kg}{8\ 800\ cm^2} - \frac{42\ 240\ 000\ Kg.cm}{452\ 414,43\ cm^3} + \frac{(436\ 919,74\ Kg)(114,06\ cm)}{452\ 414,43\ cm^3} \\ &\leq \sigma_{adm\ ti} = 12,44\ Kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sup\ i} = -32,86\ Kg/cm^2 \leq \sigma_{adm\ ti} = 12,44\ Kg/cm^2 \Rightarrow ok!$$

$$\begin{aligned} \sigma_{inf\ i} &= -\frac{Pi}{Ac} + \frac{M_{PP}}{Si} - \frac{Pi * e}{Si} \geq \sigma_{adm\ ci} = -0,6 * f_{ci}' \\ \Rightarrow -\frac{436\ 919,74\ Kg}{8\ 800\ cm^2} + \frac{42\ 240\ 000\ Kg.cm}{263\ 569,41\ cm^3} - \frac{(436\ 919,74\ Kg)(114,06\ cm)}{263\ 569,41\ cm^3} \\ &\geq \sigma_{adm\ ci} = -147\ Kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \sigma_{inf\ i} = -78,46\ Kg/cm^2 \geq \sigma_{adm\ ci} = -147\ Kg/cm^2 \Rightarrow ok!$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sup\ f} &= -\frac{\eta * Pi}{Ac} - \frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Ss} + \frac{\eta * Pi * e}{Ss} \geq \sigma_{adm\ cf} = -0,45 * f_c' \\ \Rightarrow -\frac{(0,9)(436\ 919,74\ Kg)}{8\ 800\ cm^2} - \frac{58\ 181\ 024,72\ Kg.cm}{452\ 414,43\ cm^3} \\ &+ \frac{(0,9)(436\ 919,74\ Kg)(114,06\ cm)}{452\ 414,43\ cm^3} \geq \sigma_{adm\ cf} = -157,5\ Kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sup f} = -74,08 \text{ Kg/cm}^2 \geq \sigma_{adm cf} = -157,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow ok!$$

$$\sigma_{inf f} = -\frac{\eta * Pi}{Ac} + \frac{M_{PP} + M_{CM} + M_{CV}}{Si} - \frac{\eta * Pi * e}{Si} \leq \sigma_{adm tf} = 1,591 * \sqrt{f_c'}$$

$$\Rightarrow -\frac{(0,9)(436\,919,74 \text{ Kg})}{8\,800 \text{ cm}^2} + \frac{58\,181\,024,72 \text{ Kg.cm}}{263\,569,41 \text{ cm}^3} - \frac{(0,9)(436\,919,74 \text{ Kg})(114,06 \text{ cm})}{263\,569,41 \text{ cm}^3} \leq \sigma_{adm tf} = 29,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{inf f} = 5,32 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm tf} = 29,76 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow ok!$$

Para efectos de cálculos posteriores la fuerza de pretensado efectiva (P_e) se cuantifica como:

$$P_e = \eta * Pi$$

$$\Rightarrow P_e = (0,8) * (436\,919,74 \text{ Kg}) = 349\,535,79 \text{ Kg}$$

8.7. Criterio de Diseño por Cortante Aplicado a Estructuras de Hormigón Pretensado. Método de Diseño a la Resistencia.-

8.7.1. Cargas Actuantes.-

Se obtuvieron del razonamiento previo, “ Análisis de Cargas “, las siguientes cargas por metro lineal de pasarela.

P.P. $\approx q_{pp} = 2\,112 \text{ Kg/m}$ (“ Peso Propio “ de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma)

C.M. $\approx q_{cm} = 184,55 \text{ Kg/m}$ (“ Carga Muerta “ en peso de la pasarela peatonal por metro lineal de la misma, tomando en cuenta barandados (q_{TB}))

C.V. $\approx q_{cv} = 612,5 \text{ Kg/m}$ (“ Carga Viva “ en peso de la pasarela por metro lineal de la misma, considerando los efectos de la sobrecarga de uso (q_{SC})).

8.7.2. Fuerzas Cortantes en la Viga.-

Considerando una viga simplemente apoyada.

$$V = \frac{q * L}{2}$$

$$\Rightarrow V_{PP} = \frac{q_{PP} * L}{2} = \frac{(2\,112\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})}{2} = 42\,240\text{ Kg}$$

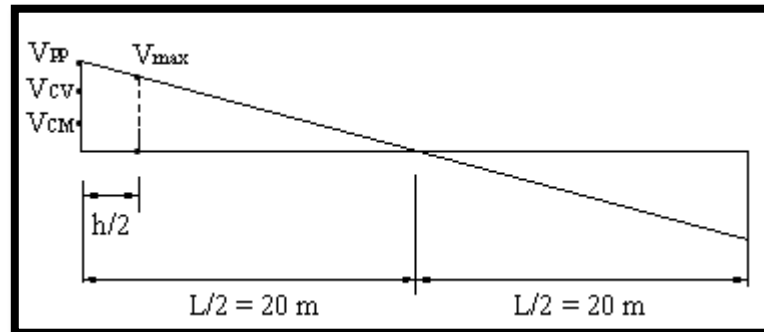
$$\Rightarrow V_{CM} = \frac{q_{CM} * L}{2} = \frac{(184,55\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})}{2} = 3\,691,02\text{ Kg}$$

$$\Rightarrow V_{CV} = \frac{q_{CV} * L}{2} = \frac{(612,5\text{ Kg/m}) * (40\text{ m})}{2} = 12\,250\text{ Kg}$$

8.7.3. Fuerzas Cortantes Máximas a (h/2) del apoyo de la Viga.-

Para calcular el cortante para cargas mayoradas (V_u), se supone la primera sección crítica localizada a una distancia ($h/2$) de la cara del apoyo, y las secciones localizadas a distancias menores que ($h/2$) se diseñan para el cortante calculado a

($h/2$). Según se esquematiza con la Figura 6.1. “ Esquema representativo de la Ubicación de la Fuerza Cortante Máxima “, expuesto en la teoría precedente.



Donde:

h = Peralte total de la sección de la viga (1,9 m)

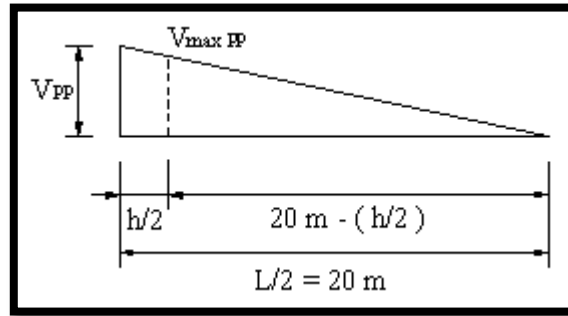
L = Longitud total de la viga (40 m)

V_{PP} = Fuerza cortante debido al peso propio de la viga.

V_{CV} = Fuerza cortante debido a la carga viva actuante en la viga.

V_{CM} = Fuerza cortante debido a la carga muerta presente en la viga.

Fuerza cortante máxima debida al peso propio de la viga: ($V_{máx PP}$), se grafica en la Figura 6.2. “ Ubicación de la Fuerza Cortante Máxima debido al Peso Propio de la Viga”



Por relación de triángulos, se obtendrá ($V_{máx PP}$):

$$\frac{V_{máx PP}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{PP}}{(L/2)}$$

$$\Rightarrow V_{máx PP} = \frac{(V_{PP}) * [(L/2) - (h/2)]}{(L/2)} = \frac{V_{PP}}{(L/2)} * (L/2) - \frac{(V_{PP})}{(L/2)} * (h/2) =$$

$$\Rightarrow V_{máx PP} = V_{PP} - \left(\frac{q_{PP} * L}{2} \right) * \frac{(h/2)}{(L/2)} = V_{PP} - \frac{q_{PP} * h}{2} =$$

$$\Rightarrow V_{máx PP} = (42\,240\,Kg) - \frac{(2\,112\,Kg/m) * (1,9\,m)}{2} = 40\,233,6\,Kg$$

Fuerza cortante máxima debida a la carga viva: ($V_{máx CV}$). Tomando como referencia a la última gráfica, y por analogía, se tiene:

$$\frac{V_{máx cv}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{CV}}{(L/2)}$$

$$\Rightarrow V_{máx CV} = V_{CV} - \frac{q_{CV} * h}{2} = (12\,250\,Kg) - \frac{(612,5\,Kg/m) * (1,9m)}{2} =$$

$$\Rightarrow V_{máx CV} = 11\,668,12\,Kg$$

Fuerza cortante máxima debida a la carga muerta: ($V_{máx CM}$).

$$\frac{V_{m\acute{a}x\ CM}}{(L/2) - (h/2)} = \frac{V_{CM}}{(L/2)}$$

$$\Rightarrow V_{m\acute{a}x\ CM} = V_{CM} - \frac{q_{CM} * h}{2} = (3\ 691,02\ Kg) - \frac{(184,55\ Kg/m) * (1,9m)}{2} =$$

$$\Rightarrow V_{m\acute{a}x\ CM} = 3\ 515,70\ Kg$$

8.7.4. Cortante Último Máximo (Vu).-

El diseño a cortante se basa en la relación:

$$V_u \leq \phi * (V_n)$$

Donde:

Vu = Fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas.

Vn = Resistencia nominal a cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma

ϕ = Factor de la reducción de la resistencia, igual a 0,85 para cortante.

$$V_u = 1,4 * (V_{m\acute{a}x\ PP} + V_{m\acute{a}x\ CM}) + 1,7 * (V_{m\acute{a}x\ CV})$$

$$V_u = 1,4 * (40\ 233,6\ Kg + 3\ 515,7\ Kg) + 1,7 * (11\ 668,12\ Kg) = 81\ 084,83\ Kg$$

8.7.5. Resistencia Nominal al Cortante (Vn).-

Se le calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

Vn = Resistencia nominal al cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma.

Vc = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

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

8.7.5.1. Resistencia Nominal al Cortante proporcionada por el Concreto. Cálculo de (V_c).-

8.7.5.1.1. Cortante que resiste el concreto para una grieta por Flexión-Cortante (V_{ci}).-

Es una fuerza cortante nominal, que se inicia en grietas de flexión casi verticales en la cara a tensión de la viga. Este fenómeno es común en vigas con presfuerzo bajo.

La siguiente relación nos proporciona un valor cuantitativo:

$$V_{ci} = 0,159 * \sqrt{f_c'} * b_w * d + V_o + V_{cr}$$

Donde:

f_c' = Resistencia característica del hormigón a la compresión a los 28 días.

Para concreto de pretensado se consideró de 350 Kg/cm²

b_w = Ancho del alma. Ancho de la sección rectangular o el espesor del alma.

$$\Rightarrow b_w = 2 * \left(\frac{20 \text{ cm} + 15 \text{ cm}}{2} \right) = 35 \text{ cm}$$

d = Según el Código A.C.I., la profundidad efectiva para cálculos de cortante será:

$$d = 0,8 * h$$

$$\Rightarrow d = 0,8 * h = 0,8 * (190 \text{ cm}) = 152 \text{ cm}$$

Esta profundidad efectiva se considera desde la cara en compresión del miembro hasta el centroide del acero de presfuerzo.

V_o = Fuerza cortante producida por la carga de la viga por la cual se forma la grieta por flexión en la sección que se estudia.

Se calculará sin factor de carga.

Cortante máximo a ($h/2$) debido al peso propio:

$$\Rightarrow V_o \approx V_{m\acute{a}x PP} = 40\,233,6\ Kg$$

V_{cr} = Fuerza cortante adicional correspondiente al agrietamiento por flexión, capaz de generar la fisura inclinada producida por la carga muerta más carga viva.

$$V_{cr} = \frac{V_{CM+CV}}{M_{CM+CV}} * M_{cr}$$

Donde:

V_{CM+CV} = Fuerza cortante debida a la carga muerta más la carga viva

M_{CM+CV} = Momento flector debido a la carga muerta más la carga viva.

$$V_{CM+CV} = V_{m\acute{a}x CM} + V_{m\acute{a}x CV}$$

$$\Rightarrow V_{CM+CV} = V_{m\acute{a}x CM} + V_{m\acute{a}x CV} = 3\,515,7\ Kg + 11\,668,12\ Kg =$$

$$\Rightarrow V_{CM+CV} = 15\,183,83\ Kg$$

$$M_{CM+CV} = (V_{CM} + V_{CV}) * \left(\frac{h}{2}\right) - (q_{CM} + q_{CV}) * \left(\frac{h^2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{CM+CV} = (3\,691,02\ Kg + 12\,250\ Kg) * \left(\frac{1,9\ m}{2}\right) -$$

$$(184,55\ Kg/m + 612,5\ Kg/m) * \left(\frac{(1,9\ m)^2}{2}\right) =$$

$$\Rightarrow M_{CM+CV} = 13\,705,30\ Kg.m = 1\,370\,529,6\ Kg.cm$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento debido a cargas sobrepuestas muertas y vivas. Momento adicional que provoca la fisura por flexión.

$$M_{cr} = \left(\frac{I_c}{y_i}\right) * (1,591 * \sqrt{f_c'} + f_{2pf} - f_{2,0})$$

Donde:

f_c' = Resistencia característica del hormigón a la compresión (350 Kg/ cm²)

y_i = Distancia desde el centroide del concreto a la fibra inferior, cara en tensión
(120,06 cm)

f_{2pf} = Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra inferior debido solamente al pretensado final ($\eta \cdot P_i$), para la sección dada.

$$f_{2pf} = -\frac{\eta * P_i}{Ac} - \frac{\eta * P_i * e}{Si}$$

Donde:

e = Excentricidad en la sección considerada.

$$e = 4 * e_{m\acute{a}x} * \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right) \quad ; \quad x = \frac{h}{2}$$

x = Distancia desde un extremo de la viga a la sección considerada.

Se supone la primera sección crítica localizada a una distancia ($h/2$) de la cara del apoyo

$$\Rightarrow e = 4 * e_{m\acute{a}x} * \left[\frac{(h/2)}{L} - \frac{(h/2)^2}{L^2} \right] =$$

$$\Rightarrow e = 4 * (1,14 \text{ m}) * \left[\frac{(1,9 \text{ m}/2)}{40 \text{ m}} - \frac{(1,9 \text{ m}/2)^2}{(40 \text{ m})^2} \right] = 0,106 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 10,58 \text{ cm}$$

Reemplazando en la penúltima ecuación:

$$\Rightarrow f_{2pf} = -\frac{0,8 * 436\,919,74 \text{ Kg}}{8\,800 \text{ cm}^2} - \frac{0,8 * 436\,919,74 \text{ Kg} * 10,58 \text{ cm}}{263\,569,41 \text{ cm}^3} =$$

$$\Rightarrow f_{2pf} = |-60,54| \text{ Kg/cm}^2$$

$f_{2,0}$ = Esfuerzo de flexión en el concreto en la fibra inferior debido al peso

propio. (M_{pp}) corresponde al momento por peso propio en la sección considerada. Y produce un esfuerzo de tensión en la parte inferior de la viga.

$$f_{2,0} = \frac{M_{pp}}{S_i}$$

$$M_{pp} = V_{PP} * \left(\frac{h}{2}\right) - q_{PP} * \left(\frac{h^2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{pp} = (42\,240\,Kg) * \left(\frac{1,9\,m}{2}\right) - (2\,112\,Kg/m) * \left[\frac{(1,9\,m)^2}{2}\right] =$$

$$\Rightarrow M_{pp} = 36\,315,84\,Kg.m = 3\,631\,584\,Kg.cm$$

$$\Rightarrow f_{2,0} = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{3\,631\,584\,Kg.cm}{263\,569,41\,cm^3} = 13,78\,Kg/cm^2$$

Reemplazando valores en la ecuación de (M_{cr}):

$$M_{cr} = \left(\frac{I_c}{y_i}\right) * \left(1,591 * \sqrt{f_{c'}} + f_{2pf} - f_{2,0}\right)$$

$$\Rightarrow M_{cr} = \left(\frac{31\,643\,304,92\,cm^3}{120,06cm}\right) * (1,591 * \sqrt{350\,Kg/cm^2} + 60,54\,Kg/cm^2 - 13,78\,Kg/cm^2) =$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 20\,170\,907,1\,Kg.cm$$

Reemplazando valores en la ecuación de (V_{cr}):

$$V_{cr} = \frac{V_{CM+CV}}{M_{CM+CV}} * M_{cr}$$

$$\Rightarrow V_{cr} = \frac{15\,183,83\,Kg}{1\,370\,529,6\,Kg.cm} * 20\,170\,907,1\,Kg.cm =$$

$$\Rightarrow V_{cr} = 223\,469,48\,Kg$$

Reemplazando valores en la ecuación de (V_{ci}):

$$V_{ci} = 0,159 * \sqrt{f_{c'}} * b_w * d + V_o + V_{cr}$$

$$V_{cl} = 0,159 * \sqrt{350 \text{ Kg/cm}^2 * (35 \text{ cm}) * (152 \text{ cm})} + 40\,233,6 \text{ Kg} \\ + 223\,469,48 \text{ Kg} =$$

$$\Rightarrow V_{ci} = 279\,528,05 \text{ Kg}$$

8.7.5.1.2. Cortante que resiste el concreto para una grieta por Cortante en el Alma (V_{cw}).-

Esta fuerza cortante forma grietas en vigas con almas delgadas y sometidas a altas fuerzas de prersfuerzo.

$$V_{cw} = (0,928 * \sqrt{f_{c'}} + 0,3 * f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

Donde:

$f_{c'}$ = Resistencia característica del hormigón a la compresión, para pretensado es de 350 Kg/cm²

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección de concreto debido a la fuerza pretensora efectiva ($P_e = \eta * P_i$).

(f_{pc}) representa el esfuerzo de compresión en el concreto después de las pérdidas de pretensado, en el centroide de la sección de concreto (o en la unión del alma y del ala cuando el centroide cae dentro del ala)

$$f_{pc} = \frac{\eta * P_i}{A_c}$$

$$\Rightarrow f_{pc} = \frac{(0,8) * (436\,919,74 \text{ Kg})}{8\,800 \text{ cm}^2} = 44,74 \text{ Kg/cm}^2$$

b_w = Ancho del alma. Ancho de la sección rectangular o el espesor del alma.

$$\Rightarrow b_w = 2 * \left(\frac{20 \text{ cm} + 15 \text{ cm}}{2} \right) = 35 \text{ cm}$$

d = Se denomina también “ altura efectiva “ desde la cara a compresión, (h) representa el peralte total de la viga.

$$\Rightarrow d = 0,8 * h = 0,8 * (1,9 m) = 1,52 m$$

V_p = Componente vertical de la fuerza pretensora efectiva (P_e) después de las pérdidas de pretensado, considerada en una sección.

El tendón transmite una fuerza cortante igual a la componente vertical de la fuerza pretensora.

$$V_p = P_e * \text{sen}\alpha$$

Conviene dividir la fuerza de pretensado efectiva (P_e) en sus componentes, en las direcciones vertical y horizontal.

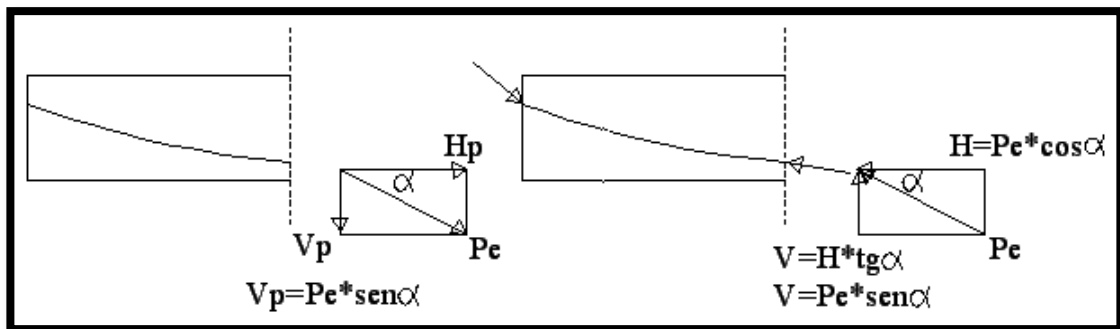
α = Es el ángulo de inclinación del centroide del tendón en la sección en particular.

Puesto que (α) es generalmente muy pequeño:

$$\Rightarrow \cos \alpha = \cos 0 = 1$$

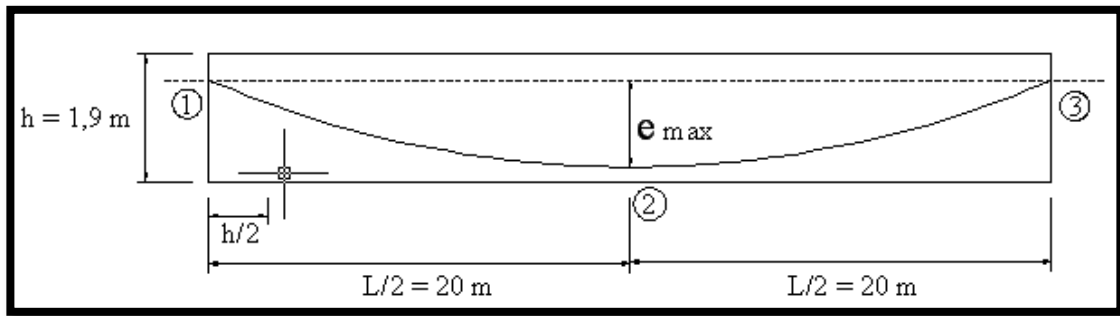
Por lo tanto, se puede asumir (H) = (P)

Esquemmatizando el análisis, mediante Figura 6.3. “ Disposición de la Fuerza Efectiva de Pretensado en una Viga Presforzada “:



Análisis de la “ Trayectoria del Cable “, mediante lo expuesto en la Figura 6.4.

“ Esquema de la Disposición de la Trayectoria Parabólica del Tendón “, se tiene:



Donde se tiene:

$e_{\text{máx}}$ = Excentricidad máxima práctica (114,06 cm equivale a 1,1406 m)

Según la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

Considerando los puntos notables, cuyas coordenadas serian:

$$P = (x ; y)$$

$$P_1 = (0 ; 0)$$

$$P_2 = (20 \text{ m} ; -1,1406 \text{ m})$$

$$P_3 = (40 \text{ m} ; 0)$$

Reemplazando los valores de los puntos notables en la ecuación de la parábola:

Para P_1 :

$$\Rightarrow (0) = A(0)^2 + B(0) + C \quad \Rightarrow \quad C = 0$$

Para P_2 :

$$\Rightarrow (-1,1406 \text{ m}) = A(20 \text{ m})^2 + B(20 \text{ m}) + (0)$$

Para P_3 :

$$\Rightarrow (0) = A(40 \text{ m})^2 + B(40 \text{ m}) + (0)$$

Para obtener las incógnitas restantes (A) y (B), con las ecuaciones respectivas se resuelve un sistema de ecuaciones:

$$\Rightarrow A = 0,0028$$

$$\Rightarrow B = -0,114$$

Reemplazando estos valores en la ecuación de la parábola que pasa por 3 puntos:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

$$\Rightarrow y = (0,0028) * x^2 + (-0,114) * x + 0$$

Análisis del “ Ángulo de salida del tendón “ (α): Se deriva la ecuación anterior para obtener la pendiente y por ende el ángulo de salida del tendón.

$$\Rightarrow y' = (0,0028) * (2) * x - 0,114$$

Considerando el punto de salida del tendón equivalente a un extremo de la viga, se tiene:

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow y' \cong \text{tg } \alpha \cong -0,114$$

$$\Rightarrow \alpha = \text{arc tg } (-0,114) = 6,51^\circ$$

Sustituyendo el valor obtenido de (α) juntamente con el de la fuerza de pretensado efectiva (P_e), en la ecuación de la componente vertical de (P_e), se tiene:

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha$$

$$\Rightarrow V_p = [(\eta) * (P_i)] * \text{sen } \alpha = [(0,8) * (436\,919,74 \text{ Kg})] * \text{sen}(6,51^\circ) =$$

$$\Rightarrow V_p = 44\,617,88 \text{ Kg}$$

Resolviendo la ecuación para la fuerza cortante que provoca las grietas en vigas con almas delgadas y sometidas a altas fuerzas de prersfuerzo.

$$V_{cw} = (0,928 * \sqrt{f_{c'}} + 0,3 * f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

$$\Rightarrow V_{cw} = \left(0,928 * \sqrt{350 \text{ Kg/cm}^2} + 0,3 * 44,74 \text{ Kg/cm}^2 \right) * 35 \text{ cm} * 152 \text{ cm} +$$

$$44\,617,88 \text{ Kg} =$$

$$\Rightarrow V_{cw} = 208\,387,55 \text{ Kg}$$

El valor de (V_c), la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, debe tomarse como el menor de los valores obtenidos de (V_{ci}) y (V_{cw}).

$$\therefore V_c \cong V_{cw} = 208\,387,55 \text{ Kg}$$

8.7.5.2. Resistencia Nominal al Cortante proporcionada por el Refuerzo para Cortante (V_s).-

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

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

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. Cuyo valor calculado anteriormente, y por procesos analíticos, equivale al valor hallado de (V_{cw}) igual a 208 387,55 Kg

Para considerar el cálculo de (V_s):

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Reemplazando la relación de (V_s) en la ecuación de (V_n), se tendrá:

$$V_n = \left(\frac{A_v * f_y * d}{S} \right) + V_c$$

Como se indicó, el diseño a cortante se basa en la relación subsiguiente, de acuerdo al criterio del cortante último máximo:

$$V_u = \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas. Cuyo valor calculado es igual a (81 084,83 Kg).

V_n = Resistencia nominal a cortante, igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo en el alma

ϕ = Factor de la reducción de la resistencia, igual a 0,85 para cortante.

Y en el caso límite de esta inecuación, realizando las respectivas sustituciones, se tendría:

$$Vu = \phi * Vn = \phi * (Vs + Vc)$$
$$\Rightarrow Vu = \phi * \left[\left(\frac{Av * fy * d}{S} \right) + Vc \right]$$

La variable (Av), que se define como el área requerida para la sección transversal de un estribo se puede lograr despejando de la anterior ecuación, entonces:

$$Av = \frac{(Vu - \phi * Vc) * S}{\phi * fy * d}$$

En los casos prácticos de diseño, se escoge una sección tentativa para estribo, para el cual se determinaría el espaciamiento requerido:

$$S = \frac{\phi * Av * fy * d}{Vu - \phi * Vc}$$

De acuerdo a la norma A.S.T.M. (American Society of Testing Materials), y donde:

- Adoptando un diámetro de acero de refuerzo de (3/8") cuya área nominal es igual a $0,71 \text{ cm}^2$. y como se tienen dos almas, se tendrá un área de acero de refuerzo que resista al corte de:

$$\Rightarrow A_v = (2 \text{ almas}) * 0,71 \text{ cm}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo para estribos (Grado 60 $\approx 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$).

d = Peralte efectivo, se lo considera desde la cara en compresión del miembro hasta el centroide del acero de presfuerzo.

Donde el peralte total se representa por la letra (h).

$$\Rightarrow d = 0,8 * h = 0,8 * (190 \text{ cm }) = 152 \text{ cm}$$

Reemplazando los correspondientes valores en la ecuación para el espaciamiento de estribos, (S), se tiene:

$$\Rightarrow S = \frac{(0,85) * (1,42 \text{ cm}^2) * (4.200 \text{ Kg/cm}^2) * (152 \text{ cm})}{81\,084,83 \text{ Kg} - (0,85) * 208\,387,55 \text{ Kg}} = -8,02 \text{ cm}$$

Al obtener un valor negativo, no se requiere armadura de corte (Vs).

$$\Rightarrow Vs = 0$$

Se acota que el valor de ($\phi * V_c$), la resistencia nominal al cortante debida al concreto ya es mayor que (Vu), la fuerza cortante total aplicada a la sección por las cargas mayoradas, se verifica la relación:

$$Vu \leq \phi * V_n = \phi * (Vs + V_c)$$

$$\Rightarrow 81\,084,83 \text{ Kg} \leq (0,85) * (0 \text{ Kg} + 208\,387,55 \text{ Kg})$$

$$\Rightarrow 81\,084,83 \text{ Kg} \leq 177\,129,42 \text{ Kg} \quad \Rightarrow \text{ok}$$

8.7.6. Refuerzo Mínimo en el Alma.-

El área mínima que debe proporcionarse como refuerzo para el cortante para la generalidad de los casos debe ser igual al menor valor de:

$$Av = \frac{Ap * f_{pu} * S}{80 * f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

Donde:

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

fpu = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo.

fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del estribo.

d = Peralte efectivo.

bw = Ancho del alma.

S = Espaciamiento de la armadura de refuerzo (estribos).

Para miembros presforzados, este espaciamiento máximo (S) no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 0,75 * h \end{array} \right.$$

Donde:

h = Peralte total.

$$\Rightarrow S \leq \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 0,75 * h = 0,75 * (100 \text{ cm}) = 75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Se adopta: S = 25 cm

Reemplazando en la ecuación del área de la sección transversal del acero de refuerzo (Av):

$$Av = \frac{Aps * f_{pu} * S}{80 * f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

Los siguientes valores han sido calculados o adoptados para efectos de diseño:

$$Aps = 33,29 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} = \text{Grado 270} = 270 \text{ Ksi} = 18\,982,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = \text{Grado 60} = 60 \text{ Ksi} = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 0,8 * h = 0,8 * (190 \text{ cm}) = 152 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 * \left(\frac{20 \text{ cm} + 15 \text{ cm}}{2} \right) = 35 \text{ cm}$$

Calculando el valor área de la sección transversal del acero de refuerzo (Av), a emplearse:

$$\Rightarrow Av = \frac{(33,29 \text{ cm}^2) * (18\,982,89 \text{ Kg/cm}^2) * (25 \text{ cm})}{80 * (4\,200 \text{ Kg/cm}^2) * (152 \text{ cm})} * \sqrt{\frac{152 \text{ cm}}{35 \text{ cm}}} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Entonces refiriéndonos a la tabla aceros de refuerzo correspondería un área de refuerzo para estribos de:

$$\Rightarrow A_{\phi 3/8} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi 3/8" \text{ cada } 25 \text{ cm}$$

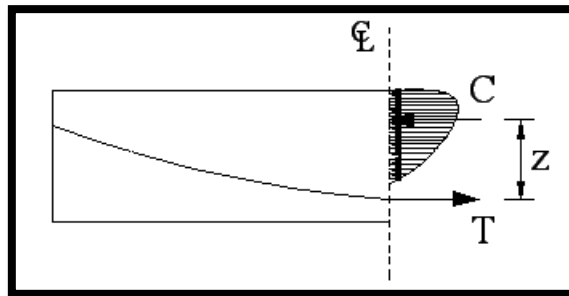
Por rama (nervio) doble, al ser una viga doble T, se tendrá :

$$\Rightarrow 2 * (0,71 \text{ cm}^2) = 1,42 \text{ cm}^2 \geq A_v = 0,64 \text{ cm}^2$$

8.8. Análisis y Diseño a la Flexión. Método de Diseño a la Resistencia.-

8.8.1. Comportamiento bajo Sobrecarga y Resistencia bajo Flexión.-

Como se representa en la Figura 7.1. “ Viga de Concreto Presforzado a la Carga Máxima de Flexión. Equilibrio y Distribución de Esfuerzos en Media Viga “.



Donde:

T = Fuerza de tensión que obra en el acero.

C = Fuerza de compresión. Resultante compresiva en el concreto.

z = Brazo del momento del par de fuerzas

$$Mu = C * z = T * z$$

Donde:

Mu = Momento resistente último o de falla.

Para obtener las cargas factorizadas se dan factores de carga mayores a la unidad.

Para que el miembro sea capaz de resistir en el momento de la falla incipiente.

$$Mu = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})$$

$$Mu \leq \phi * Mn$$

Donde:

Mu = Resistencia requerida a la flexión, en el caso cuando se sobrecarga la estructura. Implica las cargas factorizadas.

Mn = Resistencia nominal a la flexión. Valor obtenido de acuerdo a los conocimientos del comportamiento estructural y de la resistencia de los materiales.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia. Con un valor de 0,9 que reduce el valor de la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño a flexión.

8.8.2. Clasificación de las Vigas Presforzadas según su Tipo de Falla por Flexión.-

8.8.2.1. Vigas presforzadas subreforzadas.-

La falla se inicia con la fluencia del acero de tensión, produciendo un aviso previo.

Salvo casos excepcionales, las vigas de concreto presforzado son subreforzadas.

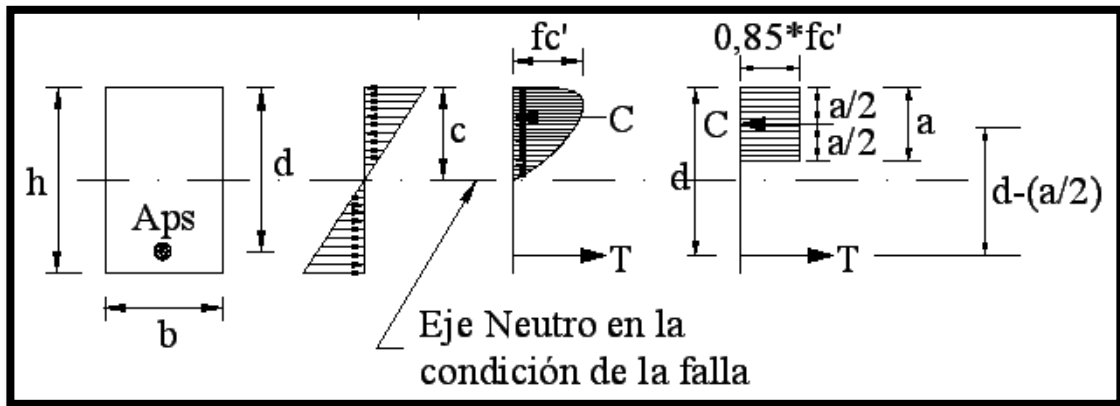
8.8.2.2. Vigas presforzadas sobreforzadas.-

Fallan cuando el concreto alcanza la deformación límite de compresión para una carga a la cual el acero está aún por debajo de su esfuerzo de fluencia.

Este tipo de falla ocurre súbitamente.

8.8.3. Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes.-

A continuación se hace una representación gráfica de cómo se concibe el bloque rectangular de esfuerzos equivalentes en la Figura 7.2. “ Esquema del Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes “.



Donde:

b = Ancho de la cara a compresión de la viga

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo

d = Canto útil.

H = Altura de la sección transversal de la viga.

a = Profundidad del bloque equivalente de compresión en la falla.

8.8.4. Ecuaciones del Código A.C.I. para la Resistencia a la Flexión.-

$$M_u \leq \phi * M_n$$

$$M_u = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})$$

Respecto de las cargas actuantes. Considerando una viga simplemente apoyada, el momento flector máximo en centro luz se representa de la siguiente manera:

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

Donde:

M = Momento flector máximo en el centro de la viga respecto de una viga

(pasarela) simplemente apoyada

q = Carga uniformemente repartida sobre la viga (pasarela)

L = Longitud total de la viga (pasarela).

$$\Rightarrow M_{PP} = \frac{(PP) * L^2}{8} = \frac{(2\,112\, Kg/m) * (40\, m)^2}{8} = 422\,400\, Kg.m$$

$$= 42\,240\,000\, Kg.cm$$

$$\Rightarrow M_{CM} = \frac{(CM) * L^2}{8} = \frac{(184,55\, Kg/m) * (40\, m)^2}{8} = 36\,910,25\, Kg.m$$

$$= 3\,691\,024,72\, Kg.cm$$

$$\Rightarrow M_{CV} = \frac{(CV) * L^2}{8} = \frac{(612,5\, Kg/m) * (40\, m)^2}{8} = 122\,500\, Kg.m$$

$$= 12\,250\,000\, Kg.cm$$

Sustituyendo los respectivos valores en la ecuación de la resistencia requerida a la flexión consistente en las cargas factorizadas (M_u), se tiene:

$$\mathbf{M_u = 1,4 * (M_{PP} + M_{CM}) + 1,7 * (M_{CV})}$$

$$\Rightarrow M_u = 1,4 * (42\,240\,000\, Kgcm + 3\,691\,024,72\, Kgcm) + 1,7$$

$$* (12\,250\,000\, Kgcm) =$$

$$\Rightarrow M_u = 85\,128\,434,61\, Kg.cm$$

Se aplicará si el presfuerzo efectivo (o final) en el acero (f_{pe}) no sea menor que ($0,5 * f_{pu}$), entonces:

$$\mathbf{f_{pe} > 0,5 * f_{pu}}$$

Donde:

f_{pu} = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo.

Los cálculos subsiguientes requieren de esta aclaración.

$$\mathbf{f_{pe} = \frac{\eta * P_i}{A_{ps}}}$$

$$\Rightarrow f_{pe} = \frac{(0,8) * (436\,919,74\, Kg)}{33,29\, cm^2} = 11\,827,87\, Kg/cm^2 \approx 168\,230,06\, lb/pulg^2$$

Además, se tiene que la resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado (f_{pu}) es del Grado 270, entonces se tiene:

$$f_{pu_{Grado\ 270}} = 270Ksi = 270.000\ lb/pulg^2$$

Sustituyendo estos valores en la relación descrita:

$$f_{pe} > 0,5 * f_{pu}$$

Donde:

f_{pe} = Esfuerzo de pretensado efectivo. Debido a (P_e).

f_{pu} = Resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado. Grado 270 que equivale a 270 000 lb/pulg².

$$\Rightarrow 168\ 230,06\ lb/pulg^2 > (0,5) * (270.000\ lb/pulg^2)$$

$$\Rightarrow 168\ 230,06\ lb/pulg^2 > 135.000\ lb/pulg^2 \Rightarrow \text{ok}$$

Para el cálculo del esfuerzo en el acero cuando la viga falla (f_{ps}), se tienen dos opciones; para tendones adheridos y para tendones no adheridos. Pero en ninguno de los 2 casos, ha de suceder que:

$$f_{ps} \nlessgtr \begin{cases} f_{py} \\ f_{pe} + 60.000 \end{cases}$$

Ecuaciones predeterminadas en [lb/pulg²]

Donde:

f_{py} = Resistencia de fluencia del acero de pretensado. Lo mínimo especificado según norma ASTM A416 para cables.

$$f_{py} = 0,85 * f_{pu}$$

$$\Rightarrow f_{py} = 0,85 * f_{pu} = 0,85 * (18\ 982,89\ Kg/cm^2) = 16\ 135,46\ Kg/cm^2$$

$$\Rightarrow f_{py} = 16\ 135,46\ Kg/cm^2 \approx 229\ 499,99\ lb/pulg^2$$

O idem, en unidades de uso común del “ Sistema Inglés (U.S. Customary System, U.S.C.S.) o Sistema Británico:

$$\Rightarrow f_{py} = 0,85 * f_{pu} = 0,85 * (270\ 000\ lb/pulg^2) = 229\ 500\ Kg/cm^2$$

a) Esfuerzo en el Acero a la Falla (fps) para tendones adheridos:

Natural en vigas pretensadas y normal para vigas postensadas, donde los tendones son inyectados con morteros después que se tensan.

$$fps = fpu * \left(1 - 0,5 * \rho_p * \frac{fpu}{fc'} \right)$$

b) Esfuerzo en el Acero a la Falla (fps) para tendones no adheridos.-

$$fps = fpe + 10.000 + \frac{fc'}{100 * \rho_p}$$

Donde:

fps = Esfuerzo en el acero cuando la viga falla

fpu = Resistencia última mínima a la tensión del acero de pretensado. Grado 270 que equivale a 270 000 lb/pulg².

$$fpu_{Grado\ 270} = 270\ Ksi = 270\ 000\ lb/pulg^2$$

fc' = Resistencia característica a la compresión del hormigón de pretensado (350 Kg/cm² ≈ 4 978,12 lb/pulg²)

fpe = Esfuerzo en el acero debido a la fuerza de pretensado efectiva, después de todas las pérdidas.

ρ = Porcentaje de acero de presfuerzo.

$$\rho_p = \frac{Aps}{b * d}$$

Donde:

Aps = Área total del acero de pretensado (33,29 cm² ≈ 5,16 pulg²)

b = Ancho de la cara a compresión de la viga (250 cm ≈ 98,42 pulg)

d = Canto útil que resulta de restar de la altura total de la viga (h), el valor del recubrimiento (r).

$$d = h - r$$

$$\Rightarrow d = 190 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 184 \text{ cm} \approx 72,44 \text{ pulg}$$

El cálculo de la cuantía de acero de pretensado será:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d}$$

$$\Rightarrow \rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d} = \frac{33,29 \text{ cm}^2}{(250 \text{ cm}) * (184 \text{ cm})} = 0,00072$$

Cálculo de (f_{ps}), el esfuerzo en el acero cuando la viga falla, en el caso de tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0,5 * \rho_p * \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right)$$

$$\Rightarrow f_{ps} = 270.000 \text{ lb/pulg}^2 * \left[1 - 0,5 * (0,00072) * \left(\frac{270.000 \text{ lb/pulg}^2}{4.978,12 \text{ lb/pulg}^2} \right) \right] =$$

$$\Rightarrow f_{ps} = 264.701,38 \text{ lb/pulg}^2 \approx 18.610,36 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando los valores límites:

$$f_{ps} \neq \begin{cases} f_{py} = 229.499,99 \text{ lb/pulg}^2 \\ f_{pe} + 60.000 = 168.230,06 \text{ lb/pulg}^2 + 60.000 = 228.230,06 \text{ lb/pulg}^2 \end{cases}$$

$$\therefore f_{ps} = 228.230,06 \text{ lb/pulg}^2 \approx 16.046,17 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación se procede a calcular el índice de refuerzo:

$$\text{Índice de refuerzo} = \rho_p * \frac{f_{ps}}{f_{c'}}$$

Si el resultado es menor a 0,3, la viga es subreforzada. Y se utilizaría una de las siguientes ecuaciones para calcular la resistencia nominal a la flexión (M_n).

a).- Para vigas de sección transversal rectangular, T o I, donde (a) la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes es menor que (h_f), que representa el espesor del patín a compresión.

$$Mn = Aps * fps * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

b).- Para miembros con patines de vigas T o I donde (a); la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes es mayor que (hf) que simboliza el espesor del patín a compresión.

$$Mn = Apw * fps * \left(d - \frac{a}{2}\right) + Apf * fps * \left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

Obteniendo el valor del índice de refuerzo será:

$$\Rightarrow \text{Indice de refuerzo} = \rho_p * \frac{fps}{fc'} = (0,00072) * \left(\frac{228\,230,06 \text{ lb/pulg}^2}{4\,978,12 \text{ lb/pulg}^2}\right) =$$

$$\Rightarrow \text{Indice de refuerzo} = 0,033$$

$$\Rightarrow \text{Indice de refuerzo} = 0,033 < 0,3 \Rightarrow \text{Viga subreforzada}$$

Además si:

$$hf < 1,4 * d * \rho_p * \frac{fps}{fc'} \Rightarrow a > hf \Rightarrow \text{Usar la ecuación b)}$$

$$hf > 1,4 * d * \rho_p * \frac{fps}{fc'} \Rightarrow a < hf \Rightarrow \text{Usar la ecuación a)}$$

Donde:

hf = Representa el espesor del patín a compresión.

$$\Rightarrow hf = 10 \text{ cm} = 3,94 \text{ pulg}$$

$$\Rightarrow hf \geq 1,4 * (72,44 \text{ pulg}) * (0,00072) * \left(\frac{228\,230,06 \text{ lb/pulg}^2}{4\,978,12 \text{ lb/pulg}^2}\right)$$

$$\Rightarrow 3,94 \text{ pulg} > 3,36 \text{ pulg}$$

$$\Rightarrow a < hf$$

$$\Rightarrow \text{Usar la ecuación a)}$$

Entonces:

$$\therefore Mn = Aps * fps * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{Aps * fps}{0,85 * fc' * b}$$

$$\Rightarrow a = \frac{(5,16 \text{ pulg}^2) * (228 230,06 \text{ lb/pulg}^2)}{0,85 * (4 375,12 \text{ lb/pulg}^2) * (98,42 \text{ pulg})} = 2,83 \text{ pulg}$$

$$\Rightarrow Mn = (5,16 \text{ pulg}^2) * (228 230,06 \text{ lb/pulg}^2) * \left(72,44 \text{ pulg} - \frac{2,83 \text{ pulg}}{2}\right) =$$

$$\Rightarrow Mn = 83 640 721,54 \text{ lb.pulg} \approx 96 365 523,32 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu \leq \phi * Mn$$

$$\Rightarrow 85 128 434,61 \text{ Kg.cm} \leq (0,9) * (96 365 523,32 \text{ Kg.cm})$$

$$\Rightarrow 85 128 434,61 \text{ Kg.cm} \leq 86 728 970,99 \text{ Kg.cm}$$

Por lo tanto, no se requiere armadura suplementaria (armadura pasiva) a la flexión.

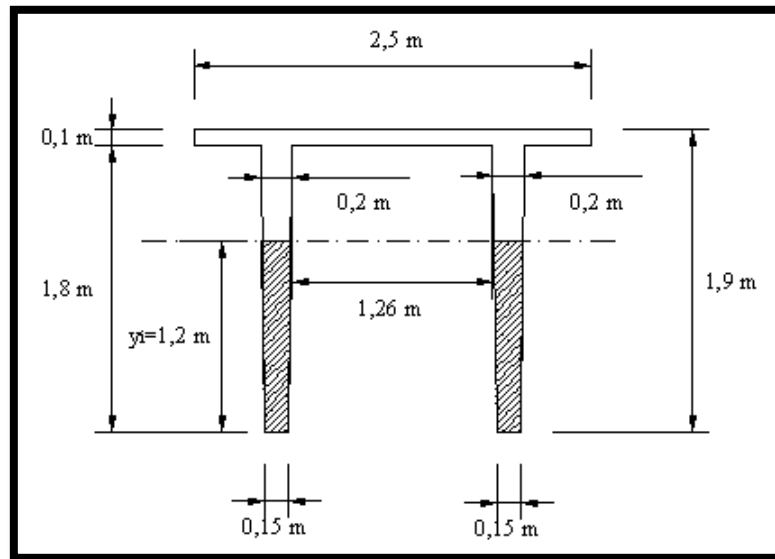
8.8.5. Armadura Mínima a Flexión.-

$$As_{min} = 0,004 * A$$

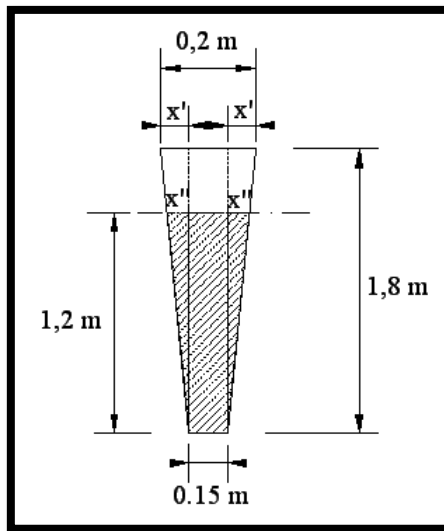
Donde:

A = Área de la zona de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal bruta del concreto. Zona achurada en la siguiente gráfica.

Se observa en la Figura 7.3. “ Esquema del Área para determinar la Armadura Mínima a Flexión “, cual es el área a calcular, según lo expuesto en la teoría.



Realizando los cálculos necesarios para determinar el área achurada correspondiente a (A), antes definida. Esquemmatizando en detalle el proceso de cálculo. Como se ilustra en la Figura 7.4. “ Detalle del Área a determinar para hallar la Armadura Mínima a Flexión “.



Calculando el valor de (A):

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} = 15 \text{ cm} + 2 * x'$$

$$\Rightarrow x' = 2,5 \text{ cm}$$

Por relación de triángulos:

$$\Rightarrow x'' = \frac{120,057 \text{ cm} * 2,5 \text{ cm}}{180 \text{ cm}} = 1,667 \text{ cm}$$

El área achurada de una sola alma, será:

$$\Rightarrow A = (15 \text{ cm} * 120,057 \text{ cm}) + 2 * \left(\frac{120,057 \text{ cm} * 1,667 \text{ cm}}{2} \right) = 2001,04 \text{ cm}^2$$

El área (A) achurada de las dos almas, será:

$$\Rightarrow A = 2001,04 \text{ cm}^2 * (2 \text{ almas}) = 4002,08 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima estimada es:

$$As_{min} = 0,004 * A = 0,004 * 4002,08 \text{ cm}^2 = 16,01 \text{ cm}^2$$

En la parte inferior de las almas se colocarán 2 barras de diámetro ½", y se repartirán 12 barras de diámetro 3/8" cada 25 cm. a lo alto de cada alma.

Se opta por utilizar acero CA-42 (fy = 4 200 Kg/cm²), y cuya área será:

$$\Rightarrow A_{\phi 1/2"} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\phi 3/8"} = 0,71 \text{ cm}^2$$

8.9. Análisis y Cálculo Estructural de los Accesos y Estribos de Hormigón

Armado mediante Programa Computarizado .-

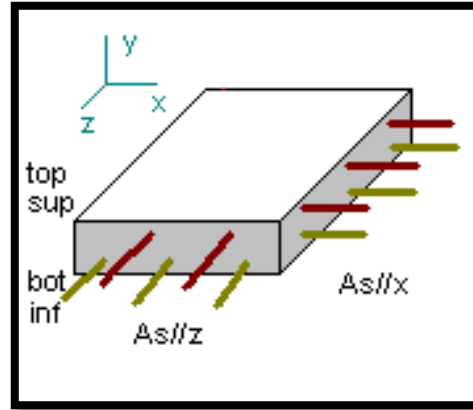
8.9.1. Diseño de Placas de H°A° a Flexión en Ejes Globales de los Accesos al Puente Pasarela. Escalera y Descansos.-

8.9.1.1. Consideraciones de Diseño.-

8.9.1.1.1. Referencias de Diseño.-

Figura 8.3.

**Esquema de la Disposición y Denominación de un Elemento de H°A (losa)
aplicado al Programa Computacional**



- Se ha adoptado la norma ACI 318-99 para el diseño
- Los esfuerzos de membrana y los momentos torsores son ignorados en el diseño
- "Inf" es la cara inferior de la placa ($-t/2$)
- "Sup" es la cara superior de la placa ($+t/2$)
- Momentos positivos crean tracción en $-t/2$, compresión en $+t/2$
- Se ha adoptado la cuantía mínima especificada por norma (7.12.2.1)

8.9.1.1.2. Datos de Diseño.-

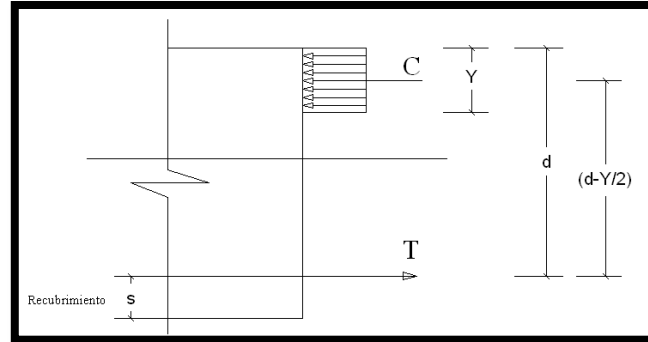
- Cargas muertas
 1. Peso propio Hormigón Armado.....2400 kg/m³
 2. Peso propio de los escalones de H°.....193 kg/m²
 3. Recubrimiento de escalones 50 kg/m²
- Carga Viva de uso escaleras
 1. Norma ACI. – 318 -99 escaleras.....400 Kg/m²

8.9.1.1.3. Diseño del Área de Refuerzo de H°A°.-

Todo lo que se necesita para calcular el momento de resistencia ultima de una viga de H°A° es el valor de la resultante de compresión C, la cual debe ser igual a la fuerza de tracción T.

Figura 8.4.

Distribución de Esfuerzos y Fuerzas en una Sección Transversal



Relacionando las variables en fórmulas congruentes:

$$C = 0.85 * f_c * y * b$$

$$T = A_s * f_s$$

$$\sum M = 0$$

$$T = A_s * f_s$$

$$M_u = \phi * C * (d - y / 2) \dots \dots \dots (1)$$

$$T = C \dots \dots \dots (2)$$

De la ecuación (2):

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * y}{f_y}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0.85 * f_c * b * y * d - \frac{0.85 * f_c * b * y^2}{2}$$

$$y^2 - 2 * y * d + \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b} = 0$$

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right)$$

Llamamos (Y) a la altura del bloque de compresión estando este en función de los materiales, de las características geométricas de la pieza, y del momento ultimo a resistir.

- Cuantía límite según A.C.I, Área máxima de acero :

$$A_{S_{max}} = 0.75 * A_{S_{(balanceada)}}$$

$$\rho_{m\acute{a}x.} = 0.75 \rho_{balanceada}$$

$$\text{cuantía } \rho = \frac{A_s}{b * d} , A_{S_{max}} = \rho b * b * d$$

- Cuantía balanceada :

$$\rho_{adm} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{6090}{6090 + f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{para } f_c \leq 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.80 \quad \text{para } f_c \leq 350 \text{ kg / cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.75 \quad \text{para } f_c \leq 420 \text{ kg / cm}^2$$

- Cuantía mínima. Área mínima de acero:

Valor que nos indica el mínimo porcentaje de área de acero respecto a la de H° que se debe de colocar por razones constructivas.

$$\rho_{mim} = 14 / f_y \quad (\text{en vigas})$$

$$\rho_{mim} = 0.0018 \quad (\text{en losas})$$

8.9.1.2. Combinaciones de Carga.-

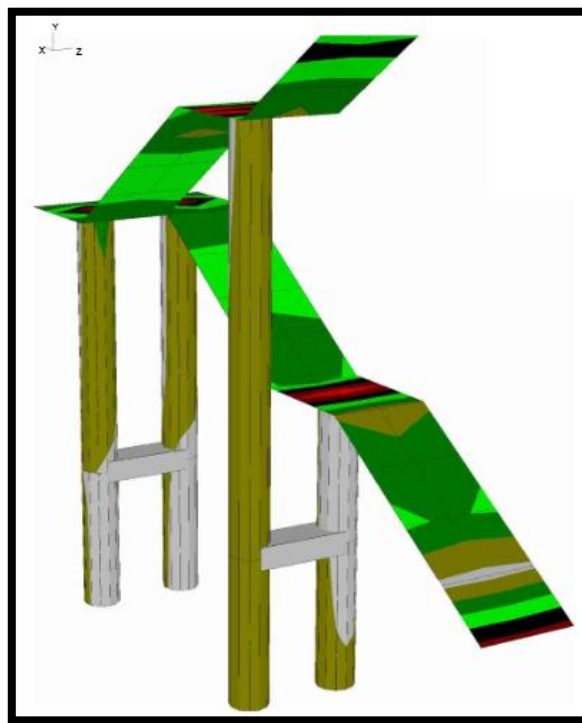
$C1 = 1.4 \times (\text{Peso propio} + \text{Peso escalones} + \text{Recubrimiento escalones})$

$C2 = 1.4 \times (\text{Peso propio} + \text{Peso escalones} + \text{Recubrimiento escalones}) + 1.7 (\text{Carga de uso})$.

- Esfuerzos y Área de refuerzo en Escaleras y descansos.

Figura 8.5.

**Gráfica representativa del Programa Computacional
(Accesos al Puente Pasarela)**



El esquema estructural placas – barras, se consigue analizar con software especializado de análisis estructural, con soporte de cálculo en base al método de los elementos finitos (FEN), cual desarrollo y explicación no forma parte del presente proyecto de grado, pero si se identificará a las solicitaciones por sectores de los escalones (tramos) y descansos de la escalera de la pasarela.

- ❖ **Tramo N° 1 de escalera apoyado en el terreno y Descanso N° 1.-**

Longitud Tramo = 3.50 m

Ancho = 1.30 m

Espesor = 12.00cm

Recubrimiento Mecánico = 2.50cm

As paralelo a Z					As paralelo a X				
Mxx		ec		Asz	Mzz		ec		Asx
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]		Tn.cm		[cm2/M]
+ 0.00	Min.	-0.30	C2	Sup	0.85	-1.43	C2	Sup	4.21
	Max.	0.30	C2	Inf	0.00	0		Inf	
0.00									

As paralelo a Z					As paralelo a X				
Mxx		ec		Asz	Mzz		ec		Asx
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]		Tn.cm		[cm2/M]
+ 0.80	Min.	-0.05	C2	Sup	0.13	0.74	C2	Sup	0.00
	Max.	-0.05	C2	Inf	0.00	0.74	C2	Inf	2.11

As paralelo a Z					As paralelo a X				
Mxx		ec		Asz	Mzz		ec		Asx
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]		Tn.cm		[cm2/M]
+1.75	Min.	0.03	C2	Sup	0.00	0.71	C2	Sup	0.00
	Max.	0.03	C2	Inf	0.08	0.71	C2	Inf	2.02

As paralelo a Z					As paralelo a X				
Mxx		ec		Asz	Mzz		ec		Asx
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]		Tn.cm		[cm2/M]
+2.70	Min.	-0.17	C2	Sup	0.47	-0.39	C2	Sup	1.09
	Max.	0.17	C2	Inf	0.00	0.39	C2	Inf	1.60

As paralelo a Z					As paralelo a X					Asx
Mxx		ec		Asz	Mzz		ec			
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]		Tn.cm [cm2/M]			
+3.50	Min.	-0.09	C2	Sup	0.25	0.59	C2	Sup	1.31	
	Max.	0.09		C2	Inf	0.00	0.59	C2	Inf	1.66

❖ Descanso N° 1.-

Longitud Tramo = 1.50 m

Ancho = 1.30 m

Espesor = 14.00cm

Recubrimiento Mecánico = 2.50cm

As paralelo a Z					As paralelo a X				
Mxx	ec		Asz		Mzz	ec		Asx	
Distancia	Tn.cm			[cm2/M]	Tn.cm		[cm2/M]		
+0.00 = + 1.50	Min.	-0.93	C2	Sup	2.18	-1.71	C2	Sup	4.49
	Max.	0.93	C2	Inf	0.81	1.71	C2	Inf	0.00

As paralelo a Z				As paralelo a X				Asx
Mxx		ec	Asz	Mzz		ec		
Distancia	Tn.cm			[cm2/M]	Tn.cm [cm2/M]			
+0.75	Min.	-1.55	C2 Sup	3.70	-3.59	C2	Sup	9.12

Max.	1.55	C2	Inf	0.00	3.59	C2	Inf	0.00
------	------	----	-----	------	------	----	-----	------

❖ **Tramo N°2.-**

Longitud Tramo = 3.15 m

Ancho= 1.30 m

Espesor = 14.00cm

Recubrimiento Mecánico = 2.50cm

	As paralelo a Z			As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx		
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]		Tn.cm	[cm2/M]	
+0.00	Min.	0.06	C1 Sup	0.77	-0.27	C2	Sup	0.77
	Max.	0.15	C2 Inf	0.41	-0.20	C1	Inf	1.46

	As paralelo a Z			As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx		
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]		Tn.cm	[cm2/M]	
+0.80	Min.	-0.05	C2 Sup	0.15	0.17	C1	Sup	0.00
	Max.	0.01	C1 Inf	0.00	0.60	C2	Inf	1.71

As paralelo a Z				As paralelo a X			
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]	Tn.cm	[cm2/M]
+1.60	Min.	-0.04	C2 Sup	0.10	0.32	C1 Sup	0.00
	Max.	0.01	C1 Inf	0.00	0.93	C2 Inf	2.68

	As paralelo a Z			As paralelo a X					
	Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx			
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm	[cm2/M]			
+3.15	Min.	0.04	C1 Sup	0.57	-0.82	C2 Sup	2.35		
	Max.	0.14	C2 Inf	0.38	0.02	C1 Inf	1.76		

❖ Descanso N° 2.-

Dimensiones = 1.5 x 2.6

Espesor = 14.00 cm.

Recubrimiento Mecánico = 2.50 cm.

	As paralelo a Z			As paralelo a X					
	Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx			
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm	[cm2/M]			
Centro	Min.	-0.42	C1 Sup	4.47	-2.19	C2 Sup	6.46		
	Max.	0.34	C2 Inf	2.10	1.12	C1 Inf	2.41		

	As paralelo a Z			As paralelo a X					
	Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx			
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm	[cm2/M]			
Extremos	Min.	-1.81	C2 Sup	1.81	-2.62	C2 Sup	4.70		
	Max.	-0.56	C1 Inf	0.00	1.15	C1 Inf	1.52		

❖ Tramo N° 3.-

Largo = 3.15 m

Espesor = 13.00 cm.

Recubrimiento Mecánico = 2.50 cm.

As paralelo a Z				As paralelo a X				
		Mxx	ec	Asz	Mzz		ec	Asx
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm		[cm2/M]	
+ 0.00	Min.	0.06	C1 Sup	0.00	-0.72	C2	Sup	2.06
	Max.	0.18	C2 Inf	0.49	-0.30	C1	Inf	1.30

As paralelo a Z				As paralelo a X				
		Mxx	ec	Asz	Mzz		ec	Asx
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm		[cm2/M]	
+0.80	Min.	-0.04	C2 Sup	0.10	0.12	C1	Sup	0.00
	Max.	-0.01	C1 Inf	0.00	0.45	C2	Inf	2.48

As paralelo a Z				As paralelo a X				
		Mxx	ec	Asz	Mzz		ec	Asx
Distancia		Tn.cm		[cm2/M]	Tn.cm		[cm2/M]	
+2.5	Min.	-0.01	C2 Sup	0.04	0.31	C1	Sup	0.00
	Max.		C1 Inf	0.00	0.85	C2	Inf	2.43

As paralelo a Z					As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx		
Distancia		Tn.cm			[cm2/M]	Tn.cm	[cm2/M]		
+3.00	Min.	0.01	C1 Sup		0.00	0.29	C1 Sup	0.00	
	Max.	0.05	C2 Inf		0.14	0.60	C2 Inf	1.72	

❖ Descanso N° 3.-

Largo = 1.50

Espesor = 14.00 cm

Recubrimiento Mecánico = 2.50 cm

As paralelo a Z					As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx		
Distancia		Kg.m			[cm2/M]	Kg.m			
		[cm2/M]							
Centro Min.	-1504.02	C2	Sup	3.59	-3029.15	C2	Sup	7.55	
	Max.	-477.37	C1	Inf	0.00	-890.08	C1	Inf	
	0.00								

As paralelo a Z					As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx		
Distancia		Kg.m			[cm2/M]	Kg.m			
		[cm2/M]							
Extremos	Min.	200.05	C1	Sup	0.00	-1738.03	C2	Sup	4.18
	Max.	672.74	C2	Inf	1.57	-737.20	C1	Inf	0.00

❖ **Tramo N° 4.-**

Largo = 3.00

Espesor = 12.00[cm]

Recubrimiento Mecánico = 2.50[cm]

As paralelo a Z				As paralelo a X				
Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx		
Distancia	Kg.m			[cm2/M]	Kg.m			
	[cm2/M]							
+1.50	Min.	-16.75 C2	Sup	0.05	346.10 C1	Sup	0.00	
	Max.	-5.53	C1	Inf	0.00	949.11 C2	Inf	2.74

		As paralelo a Z			As paralelo a X			
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx	
Distancia		Kg.m	[cm2/M]			Kg.m	[cm2/M]	
+2.25	Min.	-13.76	C2 Sup	0.04	343.77	C1	Sup	0.00
	Max.	-4.41	C1	Inf	0.00	943.86	C2	Inf 2.72

As paralelo a Z			As paralelo a X		
Mxx	ec	Asz	Mzz	ec	Asx
Distancia	Kg.m		[cm2/M]	Kg.m	
	[cm2/M]				

+3.00	Min.	10.67	C1	Sup	0.00	343.30	C1	Sup	0.00
	Max.	32.37	C2	Inf	0.09	952.11	C2	Inf	2.74

❖ **Descanso N° 4.-**

Largo = 1.50

Espesor = 14.00 cm

Recubrimiento Mecánico = 2.50 cm

	As paralelo a Z				As paralelo a X				
	Mxx ec		Asz		Mzz ec		Asx		
Distancia	Kg.m		[cm2/M]		Kg.m		[cm2/M]		
+0.00									
Extremos	Min.	-33.12	C2	Sup	0.08	-1192.87	C2	Sup	2.83.
	Max.	-3.74	C1	Inf	0.00	-422.12	C1	Inf	
0.00									

Distancia	As paralelo a Z				As paralelo a X				
	Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx		
	Kg.m		[cm2/M]		Kg.m		[cm2/M]		
+0.40	Min.		-48.26	C2	Sup	0.11	-1171.62	C2	Sup
2.77									
	Max.		-4.96	C1	Inf	0.00	-420.28	C1	Inf
0.61									

As paralelo a Z				As paralelo a X			
Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx	

Distancia		Kg.m		[cm ² /M]		Kg.m		
	[cm ² /M]							
+0.75	Min.	-1328.78	C2	Sup	3.16	-2890.63	C2	Sup
7.18								
	Max.	-480.75	C1	Inf	0.00	-1024.75	C1	Inf
0.00								

As paralelo a Z				As paralelo a X			
Mxx	ec	Asz		Mzz	ec	Asx	
Distancia	Kg.m			[cm ² /M]	Kg.m		
	[cm ² /M]						
+1.50							
Extremos	Min.	-33.12 C2	Sup	0.08	-1192.87 C2	Sup	2.83.
	Max.	-3.74 C1	Inf	0.00	-422.12 C1	Inf	
0.00							

8.9.2. Diseño de Columnas de H°A° que constituyen los Accesos y Estribos del Puente Pasarela.-

❖ Columna de H°A° - N° 1 (Accesos).-

Datos Generales:

Norma de Diseño: ACI-318-99

Estados de carga considerados:

C2: 1.4pp+1.7cv

Riesgo sísmico: Bajo.

Materiales:

Hormigón, f'c: 0.21 [Ton/cm²]

Acero, fy 4.20 [Ton/cm²]

Tipo de concreto: Normal
Recubrimiento epóxico: No
Módulo de elasticidad: 218.82 [Ton/cm²]
Tipo de empalmes: Tangencial
Peso unitario: 2400.00 [Kg/M³]
Cuantía mínima adoptada: 0.010
Cuantía máxima adoptada: 0.080

Datos Columna: A Nivel: Piso 0 - Piso 1

Geometría:

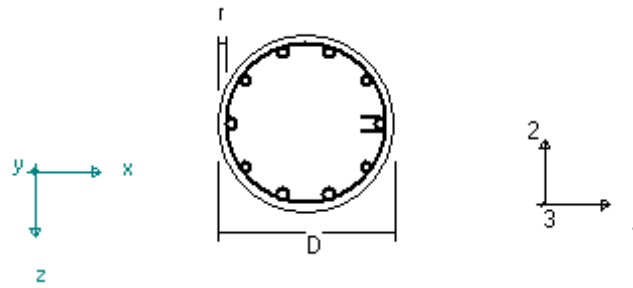
Tipo de sección: Circular
Posición de la columna: Centro
Distancia entre niveles: 2.00 [M]
Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]
As provista : 20.11 [cm²]
Cuantía provista: 1.02%
Con empalmes: a tracción
Número de barras: 10

Figura 8.6.

**Esquema de la Disposición y Denominación de un Elemento de H°A (columna)
aplicado al Programa Computacional**



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal: 10 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez Eje 22 Eje 33

Lu [M] 2.00 2.00

K 1.00 1.00

Cm 0.00 0.00

Sway Si Si

Ig/Ic 0.70 0.70

Solicitaciones:

Estado Ubicación		Pu	Mu33	Mu22	V2	V3
Carga						
transversal			[Ton]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton] 33
22						
C2	Superior	-9.44	-0.42	0.18	0.21	0.20
No	No					
C2	Inferior	-10.76	-0.01	-0.23	0.21	0.20
No	No					No

Resultados Columna: A **Nivel: Piso 0 - Piso 1**

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

EstadoPu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]				
C2	-10.76	0.01	0.23	1.00	1.00	0.605	0.400 0.85

Estado	$\phi*Mn33$	$\phi*Mn22$	Mc/($\phi*Mn$)	Asreq/Asprov	fs/fy	Relación de resistencia
	[Ton*M]	[Ton*M]				
C2	0.37	15.27	0.01	0.00		-0.17
	0.04					

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000 S calculado : 25.600

Sini adoptado: 0.00 Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	Vu/($\phi*Vn$)
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C2	0.29	15.90	8.44	20.69	0.01

Datos Columna: A Nivel: Piso 1 - Piso 2

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 1.91 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

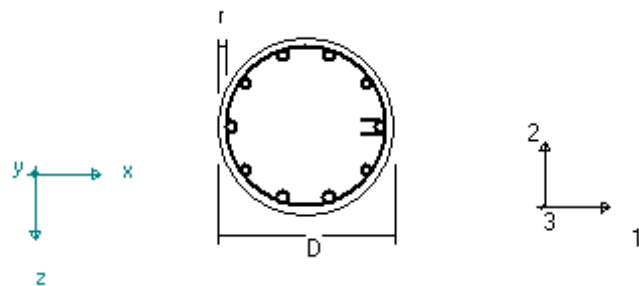
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm2]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal: 10 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez **Eje 22 Eje 33**

Lu [M] 1.91 1.91

K	1.00	1.00
---	------	------

Cm	0.00	0.00
----	------	------

Sway Si Si

Ig/Ic	0.70	0.70
-------	------	------

Solicitaciones:

[illegible]

		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C2	Superior	-7.39	-0.80	0.17	0.20	0.16	No	No
C2	Inferior	-8.65	-0.43	-0.14	0.20	0.16	No	No
No								

Resultados Columna: A Nivel: Piso 1 - Piso 2

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

EstadoPu	Mc33	Mc22	δns33	δns22	Cm33	Cm22	∅	
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]					
C2	-7.39	0.80	0.17	1.00	1.00	0.814	0.400	0.86
Estado de	∅*Mn33	∅*Mn22	Mc/(∅*Mn)	Asreq/Aspro	fs/fy	Relación resistencia		
	[Ton*M]	[Ton*M]						
C2	14.84	3.21	0.05	0.00	0.59			0.04

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000 S calculado : 25.600

Sini adoptado: 0.00 Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]		[Ton]
C2	0.25	15.78	8.44	20.59	0.01

Notas aclaratorias:

- No se considera la torsión en el diseño.
- Sólo se toman en cuenta columnas de sección rectangular o circular.
- Cada columna se verifica sólo considerando los esfuerzos en sus extremos.
- El refuerzo transversal se encuentra ordenado de abajo hacia arriba de cada columna.
- L_u = Longitud no arriostrada.
- K = Factor de longitud efectiva.
- C_m = Factor que relaciona el diagrama de momentos real con un diagrama de momentos uniforme equivalente.
- Sway = "Si" si se considera a la columna intraslacional en su eje local.
- * M_c = Momento mayorado de cálculo utilizado para el diseño. Este considera el efecto de la esbeltez del soporte. $M_c = M_u * \delta_{ns}$.
- δ_{ns} = Factor de ampliación de momentos para considerar el efecto de la curvatura del miembro entre extremos (Efecto P- δ).
- M_n = Momento nominal resistente.
- $M_c / (\phi * M_n)$ = Relación de resistencia. Adicionalmente se muestra un gráfico de barras que permite observar las relaciones $M_c / (\phi * M_n)$ relativas entre los diferentes estados de carga. Si alguna barra se encuentra en rojo, la relación será mayor a la unidad.

❖ **Columnas de H°A° - N° 2 y 3 (Accesos).-**

Datos Generales:

Norma de Diseño: ACI-318-99

Estados de carga considerados:

C1: 1.4pp

C2: 1.4pp+1.7cv

Riesgo sísmico: Bajo.

Materiales:

Hormigón, f'_c : 0.21 [Ton/cm²]

Acero, f_y : 4.20 [Ton/cm²]

Tipo de concreto: Normal

Recubrimiento epóxico: No

Módulo de elasticidad: 218.82 [Ton/cm²]

Tipo de empalmes: Tangencial

Peso unitario: 2400.00 [Kg/M³]

Cuantía mínima adoptada: 0.010

Cuantía máxima adoptada: 0.080

Datos Columna: A

Nivel: Piso 0 - Piso 1

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 2.00 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

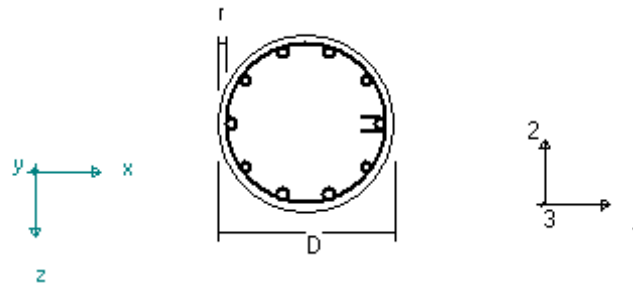
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal : 10 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
Lu [M]	2.00	2.00
K	1.00	1.00
Cm	0.00	0.00
Sway	Si	Si
Ig/Ic	0.70	0.70

Solicitaciones:

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3	Carga transversal	
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C1	Superior	-4.49	-0.06	-0.05	-0.21	-0.06	No	No
C1	Inferior	-5.81	-0.48	0.06	-0.21	-0.06	No	No
C2	Superior	-6.97	0.11	-0.23	-0.28	-0.43	No	No
C2	Inferior	-8.28	-0.45	0.63	-0.28	-0.43	No	No

Resultados Columna: A Nivel: Piso 0 - Piso 1

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]					
C1	-5.81	0.48	0.06	1.00	1.00	0.650	0.400	0.87
C2	-8.28	0.45	0.63	1.00	1.00	0.503	0.458	0.86

Estado	$\phi*Mn33$	$\phi*Mn22$	$Mc/(\phi*Mn)$	Asreq/Asprov	fs/fy	Relación de resistencia
--------	-------------	-------------	----------------	--------------	-------	-------------------------

	[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	15.13	1.98	0.03	0.00	0.34	0.02
C2	8.82	12.33	0.05	0.00	0.45	0.04

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado: 20.000

S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00

Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C2	0.51	15.76	8.44	20.57	0.02

Datos Columna: A

Nivel: Piso 1 - Piso 2

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 3.71 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

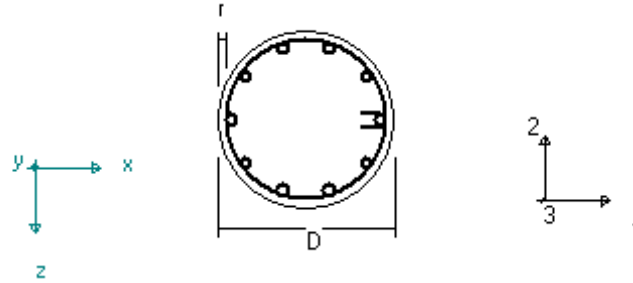
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal : 19 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
Lu [M]	3.71	3.71
K	1.00	1.00
Cm	0.00	0.00
Sway	Si	Si
Ig/Ic	0.70	0.70

Solicitaciones:

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3	Carga transversal	
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C1	Superior	-1.62	0.71	0.02	-0.21	-0.01	No	No
C1	Inferior	-4.06	-0.06	0.06	-0.21	-0.01	No	No
C2	Superior	-2.82	1.05	-0.17	-0.25	-0.23	No	No
C2	Inferior	-5.26	0.13	0.69	-0.25	-0.23	No	No

Resultados Columna: A Nivel: Piso 1 - Piso 2

Compresión biaxial

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]					
C1	-1.62	0.71	0.02	1.00	1.00	0.567	0.720	0.89
C2	-2.82	1.05	0.17	1.00	1.00	0.648	0.501	0.89

Estado $\phi*Mn33$ $\phi*Mn22$ $Mc/(\phi*Mn)$ $Asreq/Asprov$ f_s/f_y Relación de
resistencia

		[Ton*M]	[Ton*M]			
C1	14.59	0.35	0.05	0.02	1.00	0.04
C2	14.56	2.35	0.07	0.02	1.00	0.05

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000 S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C2	0.34	15.53	8.44	20.38	0.02

❖ **Columna de H°A° - N° 4 (Accesos).-**

Datos Generales:

Norma de Diseño: ACI-318-99

Estados de carga considerados:

C1:1.4pp

C2:1.4pp+1.7cv

Riesgo sísmico: Bajo.

Materiales:

Hormigón, f'_c : 0.21 [Ton/cm²]

Acero, f_y : 4.20 [Ton/cm²]

Tipo de concreto: Normal

Recubrimiento epóxico: No

Módulo de elasticidad: 218.82 [Ton/cm²]

Tipo de empalmes: Tangencial

Peso unitario: 2400.00 [Kg/M³]

Cuantía mínima adoptada:0.010

Cuantía máxima adoptada: 0.080

Datos Columna: A **Nivel: Piso 0 - Piso 1**

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 2.00 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

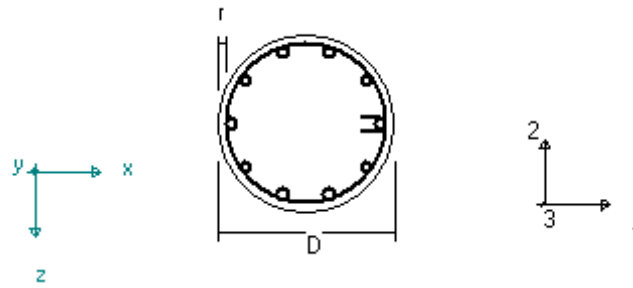
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal : 10 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
Lu [M]	2.00	2.00
K	1.00	1.00
Cm	0.00	0.00
Sway	Si	Si
Ig/Ic	0.70	0.70

Solicitaciones:

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3	Carga transversal	
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C1	Superior	-6.70	-0.12	-0.01	-0.05	-0.01	No	No
C1	Inferior	-8.02	-0.22	0.01	-0.05	-0.01	No	No
C2	Superior	-11.11	0.01	-0.06	0.00	0.03	No	No
C2	Inferior	-12.43	0.01	-0.12	0.00	0.03	No	No

Resultados Columna: A Nivel: Piso 0 - Piso 1

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	-8.02	0.22	0.01	1.00	1.00	0.814	0.400	0.86
C2	-12.43	0.01	0.12	1.00	1.00	0.816	0.812	0.84

Estado	$\phi*Mn33$	$\phi*Mn22$	$Mc/(\phi*Mn)$	Asreq/Asprov	fs/fy	Relación de
--------	-------------	-------------	----------------	--------------	-------	-------------

resistencia

		[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	15.69	0.58	0.01	0.00	-0.14	0.03	
C2	1.45	15.35	0.01	0.00	-0.30	0.04	

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000

S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00

Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C1	0.05	15.74	8.44	20.56	0.00

Datos Columna: A

Nivel: Piso 1 - Piso 2

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 5.51 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

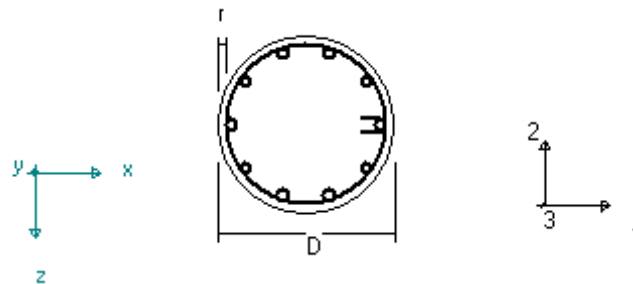
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal : 27 8mm@20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
Lu [M]	5.51	5.51
K	1.00	1.00
Cm	0.00	0.00
Sway	Si	Si
Ig/Ic	0.70	0.70

Solicitaciones:

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3	Carga transversal	
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C1	Superior	-2.82	0.20	0.01	-0.06	0.00	No	No
C1	Inferior	-6.45	-0.12	0.00	-0.06	0.00	No	No

C2	Superior	-7.61	-0.06	0.04	0.01	0.07	No	No
C2	Inferior	-11.24	0.02	-0.34	0.01	0.07	No	No

Resultados Columna: A **Nivel: Piso 1 - Piso 2**

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	-6.45	0.12	0.00	1.00	1.00	0.400	0.616	0.87
C2	-11.24	0.02	0.34	1.00	1.00	0.493	0.548	0.85

Estado **$\phi*Mn33$** **$\phi*Mn22$** **Mc/($\phi*Mn$)** **Asreq/Asprov** **fs/fy** **Relación de**
resistencia

		[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	15.79	0.07	0.01	0.00	-0.20	0.02	
C2	0.69	15.29	0.02	0.00	-0.10	0.04	

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000

S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00

Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C1	0.06	15.53	8.44	20.38	0.00

❖ **Columna de H°A° - N° 5 (Accesos).-**

Datos Generales:

Norma de Diseño: ACI-318-99

Estados de carga considerados:

C1:1.4pp

C2:1.4pp+1.7cv

Riesgo sísmico: Bajo.

Materiales:

Hormigón, f'_c : 0.21 [Ton/cm²]

Acero, f_y : 4.20 [Ton/cm²]

Tipo de concreto: Normal

Recubrimiento epóxico: No

Módulo de elasticidad: 218.82 [Ton/cm²]

Tipo de empalmes: Tangencial

Peso unitario: 2400.00 [Kg/M³]

Cuantía mínima adoptada: 0.010

Cuantía máxima adoptada: 0.080

Datos Columna: A Nivel: Piso 0 - Piso 1

Geometría:

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 9.05 [M]

Diámetro: 50.00 [cm]

Armadura:

Longitudinal: 10-16mm

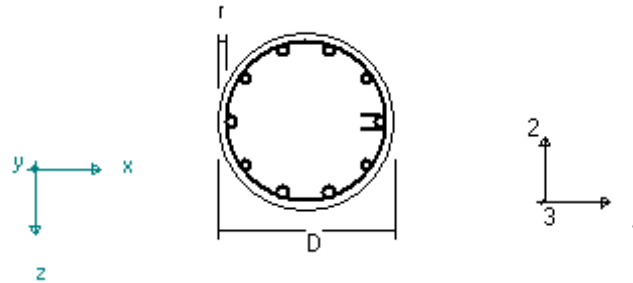
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal: 44 8mmC/20 cm

Parámetros de diseño:

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
Lu [M]	9.05	9.05
K	1.00	1.00
Cm	0.00	0.00
Sway	Si	Si
Ig/Ic	0.70	0.70

Solicitaciones:

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3 Carga transversal		
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C1	Superior	-1.78	-0.58	0.00	0.09	0.00	No	No
C1	Inferior	-7.75	0.24	-0.01	0.09	0.00	No	No
C2	Superior	-4.62	-1.72	0.03	0.30	0.05	No	No
C2	Inferior	-10.59	0.98	-0.43	0.30	0.05	No	No

Compresión biaxial:

Estado gobernante: C2

Longitud de empalme: 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δ_{ns33}	δ_{ns22}	Cm33	Cm22	ϕ
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]					
C1	-1.78	0.58	0.00	1.00	1.0	0.432	0.444	0.89
C2-	4.62	1.72	0.03	1.00	1.00	0.400	0.572	0.88

Estado	$\phi*Mn33$	$\phi*Mn22$	$Mc/(\phi*Mn)$	Asreq/Asprov	fs/fy	Relación de resistencia
	[Ton*M]	[Ton*M]				
C1	14.61	0.07	0.04	0.01	1.00	0.03
C2	14.82	0.27	0.12	0.04	1.00	0.08

Corte:

Estatus: Bien

S adoptado: 20.000

S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00

Sini calculado: 5.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi*Vn$	$Vu/(\phi*Vn)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C2	0.30	15.63	8.44	20.46	0.01

❖ Columnas de H°A° - N° 6 y 7 (Estribos).-

Apoyos de Pasarela Peatonal:

La pasarela se constituye como una viga simplemente apoyada, por lo tanto, se tienen dos apoyos (estribos). Ambos apoyos son de similares dimensiones, debido a la topografía, relativamente plana, de la zona de emplazamiento de la obra. Ya que se construye sobre un área urbana, la Rotonda “ Oscar Alfaro “.

Datos de la Columna:

Estados de carga considerados:

C4: 1.4pp+1.7cv

Riesgo sísmico: Bajo.

Geometría

Tipo de sección: Circular

Posición de la columna: Centro

Distancia entre niveles: 5.15 [M]

Diametro: 50.00 [cm]

Armadura

Longitudinal: 10-16mm

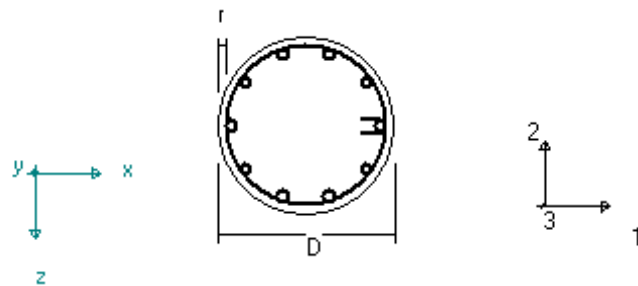
Recubrimiento libre: 2.50 [cm]

As provista : 20.11 [cm²]

Cuantía provista: 1.02%

Con empalmes: a tracción

Número de barras: 10



Separación inicial (Sini): 0.00 [cm]

Transversal: 25- 8mmC/ 20 cm

Parámetros de diseño

Esbeltez	Eje 22	Eje 33
----------	--------	--------

Lu [M]	5.15	5.15
--------	------	------

K 1.00 1.00

Cm 0.00 0.00

Sway Si Si

Ig/Ic 0.70 0.70

Solicitaciones

Estado	Ubicación	Pu	Mu33	Mu22	V2	V3	Carga transversal	
		[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]	33	22
C4	Superior	-90.00	-5.50	0.00	1.48	0.00	No	No
C4	Inferior	-100.00	2.14	0.00	1.48	0.00	No	No

Resultados Columna: A Nivel : Piso 1 - Piso 2

Compresión biaxial

Estado gobernante: C4

Longitud de empalme : 91.44 [cm]

Separación libre en empalme: 10.28 [cm]

Estatus: Bien

Estado	Pu	Mc33	Mc22	δns33	δns22	Cm33	Cm22	Ø
			[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]			
C1	-24.41	2.00	0.00	1.00	1.00	0.444	1.000	0.78
C2	-24.41	2.00	0.00	1.00	1.00	0.444	1.000	0.78
C3	-26.99	2.21	0.00	1.00	1.00	0.444	1.000	0.77
C4	-90.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.444	1.000	0.70

Estado Ø*Mn33 Ø*Mn22 Mc/(Ø*Mn) Asreq/Asprov fs/fy Relación de resistencia

		[Ton*M]	[Ton*M]				
C4	19.35	0.00	0.28	0.00	0.12	0.41	

Corte

Estatus: Bien

S adoptado : 20.000 S calculado: 25.600

Sini adoptado: 0.00 Sini calculado: 10.00

Estado gobernante	Vu	Vc	Vs	$\phi * V_n$	$V_u / (\phi * V_n)$
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
C1	0.54	16.73	8.44	21.40	0.03

8.9.3. Diseño de Zapatas de Hormigón Armado de la Pasarela Peatonal.-

Datos Generales:

Norma de Diseño : ACI-318-99

Unidades : Ton-M

Estados de carga considerados:

n92C4 : +1.4n92PP+1.4n92PA+1.4n92CM+1.7n92CV+1.7n92CV1

Nudos donde se ubica: 92

Materiales

Hormigón, f'_c : 0.21 [Ton/cm²]

Acero, f_y : 4.20 [Ton/cm²]

Tipo de concreto : Normal

Recubrimiento epóxico : No

Módulo de elasticidad : 219.50 [Ton/cm²]

Peso unitario: 2322.67 [Kg/M³]

Suelo

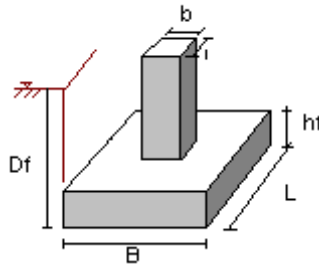
Densidad del terreno : 1601.84 [Kg/M³]

Geometría

Tipo de zapata: Centrada

Figura 8.7.

Esquema de la Disposición y Denominación de un Elemento de H^oA (zapata) aplicado al Programa Computacional



Largo L: 1.60 [M] Largo de la columna l: 50.00 [cm]
Ancho B: 1.60 [M] Ancho de la columna b : 50.00 [cm]
Alto hf: 0.30 [M] Area de la base (BxL): 2.56 [M2]
Profundidad de la base Df: 1.52 [M] Volumen de la zapata (BxLxhf): 0.77 [M3]

Armadura

Recubrimiento libre: 4.50 [cm]
Relación máxima permitida entre Rho/Rho balanceo : 0.75
Armadura // a B (zz): 8-12mm@20.32 cm
Armadura // a L (xx): 7-12mm@22.86 cm
Cuantía mínima : 0.00200

Armadura de espera

Armadura: 4-12mm
Recubrimiento libre: 2.54 [cm]
Longitud de anclaje calcular : a tracción
Número de barras // a la cara b: 2
Número de barras // a la cara l: 2
Estribos: 8mm@30.48 cm
Número de ramas // a b: 2
Número de ramas // a l : 2

Solicitaciones (en el centro geométrico de la zapata)

Nudo-Estado	Axial	Mxx	Mzz	Vx	Vz
	[Ton]	[Ton*M]	[Ton*M]	[Ton]	[Ton]
n92C4	50.00	0.00	0.77	-1.26	0.00

Resultados:

Estatus: Recubrimiento libre debe ser mayor a 3in

Interacción suelo - fundación

Estado gobernante: n92C4

Nudo-Estado	qprom	qmax	Δmax	<u>Area en compresión</u>		
	[Ton/M2]	[Ton/M2]	[Ton/M2]	[cm]	[M2]	(%)
n92C4	22.19	23.32	0.728	2.56	100	

Flexión

Factor ϕ : 0.9

Armadura provista:

Armadura // a B: 9.05 [cm2] Longitud de anclaje: 48.26 [cm]

Armadura // a L: 7.92 [cm2] Longitud de anclaje: 50.80 [cm]

Armadura de espera:

Longitud de empalme: 68.58 [cm]

Longitud de anclaje recto: 27.94 [cm]

Longitud de anclaje c/gancho : 20.32 [cm]

Patilla espera: 20.32 [cm]

Flexión zz

Estado gobernante: n92C4

Nudo-Estado	Muzz	$\phi * M_{nzz}$	Asreq	Asreq/Asprov	M/($\phi * M_n$)
	[Ton*M]	[Ton*M]	[cm2]		

n92C4	4.93	9.48	7.97	0.881	0.521
-------	------	------	------	-------	-------

Flexión xx

Estado gobernante : n92C4

Nudo-Estado	Muxx $\phi \cdot M_{nxx}$	Asreq	Asreq/Asprov	M/($\phi \cdot M_n$)
	[Ton*M] [Ton*M]	[cm ²]		
n92C4	4.72 8.32	7.58	0.958	0.568

Corte

Factor ϕ : 0.85

Area de corte plano zz: 0.40 [M²]

Area de corte plano xx : 0.38 [M²]

Perímetro de corte (bo) : 2.97 [M]

Area de punzonamiento: 0.72 [M²]

Estado gobernante: n92C4

	Plano zz			Plano xx				
	Punzonamiento							
Nudo-Estado	Vu	Vc	Vu/($\phi \cdot V_n$)	Vu	Vc	Vu/($\phi \cdot V_n$)	Vu	Vc
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]		
n92C4	10.04	30.68	0.385	9.59	29.20	0.386	39.22	111.24

Notas aclaratorias:

- El suelo bajo la zapata se considera elástico y homogéneo. Se considera una variación lineal de presión en el suelo.
- El refuerzo requerido a flexión considera por lo menos la cuantía mínima.
La norma ACI-99 sección 15.4.42 especifica una concentración del refuerzo longitudinal en una banda central para zapatas rectangulares que no es considerada por el programa.

- En relación al diseño a flexión, el máximo momento de diseño se calcula en secciones críticas ubicadas coincidentemente a los paramentos del soporte.
- Sólo se toman en cuenta zapatas de sección constante con columnas rectangulares.
- La resistencia lineal a corte se verifica en secciones críticas ubicadas a una distancia d (d = altura útil) a partir del paramento del soporte.
- La resistencia a punzonamiento se verifica en una sección perimetral ubicada a una distancia $d/2$ alrededor de las caras del soporte.
- No se considera refuerzo transversal en las zapatas ni cargas axiales de tracción.
- Todo valor en rojo no cumple con alguna provisión de la norma.
- La denominación (q_{prom}) representa la presión promedio (compresión) sobre terreno.
- Así mismo, (q_{max}) simboliza la máxima presión (compresión) sobre el terreno. Comparar con la tensión admisible del terreno para cargas de servicio.
- (Δ_{max}) representa el asentamiento total máximo (considerando el suelo como material elástico por medio del coeficiente de balasto).
- Según la normativa utilizada (M_n) significa el momento nominal resistente.
- La siguiente relación ($M_u/(\phi*M_n)$) representa la relación de resistencia. Adicionalmente se muestra un gráfico de barras que permite observar las relaciones $M_u/(\phi*M_n)$ para cada dirección de refuerzo de los diferentes estados de carga. Si alguna barra se encuentra en rojo, la relación será mayor a la unidad.
- La siguiente denominación (V_n) representa la fuerza de corte o punzonamiento nominal (en el caso de zapatas $V_n=V_c$).
- La relación ($V_u/(\phi*V_n)$) representa la relación de resistencia a corte o punzonamiento.

Figura 8.8.
Gráfica resultante del Programa Computacional

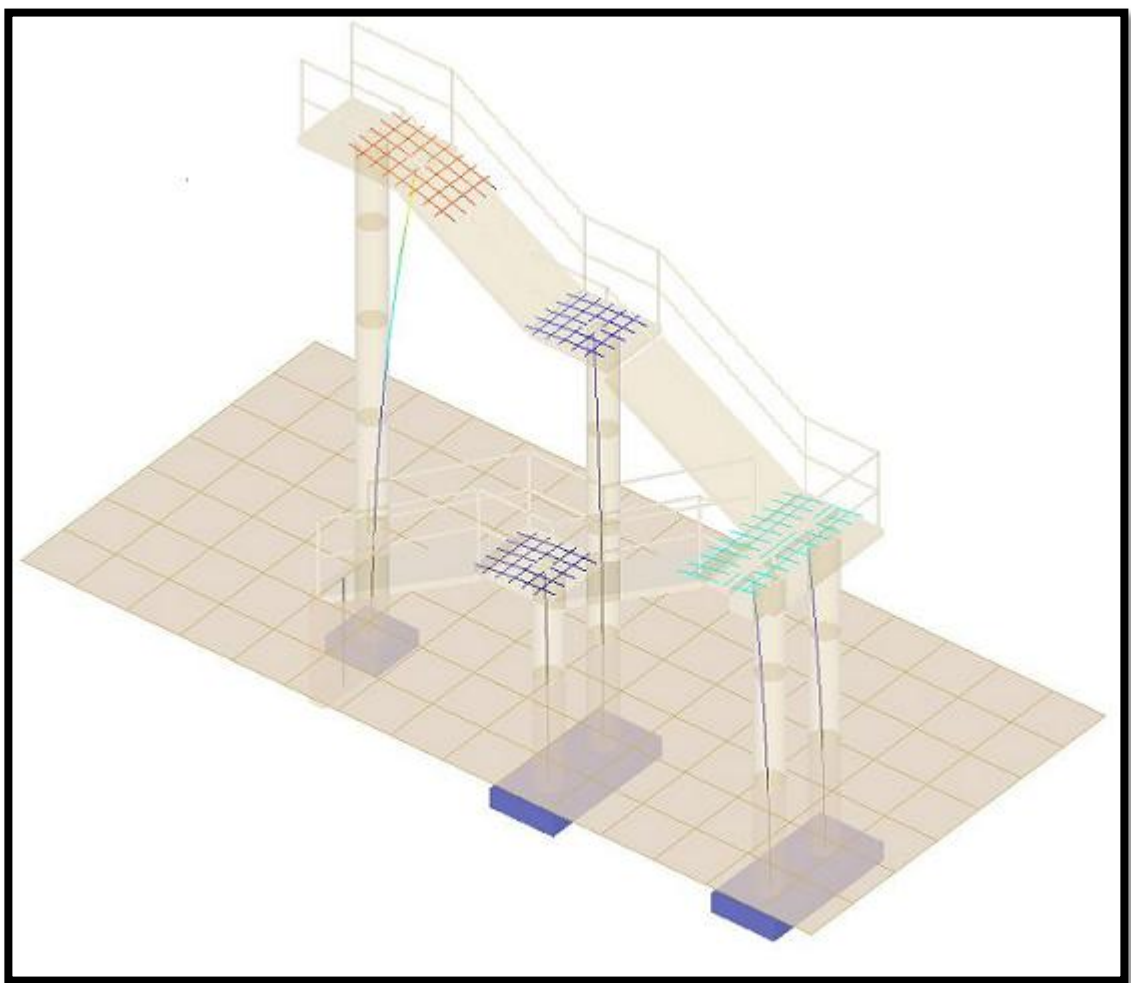
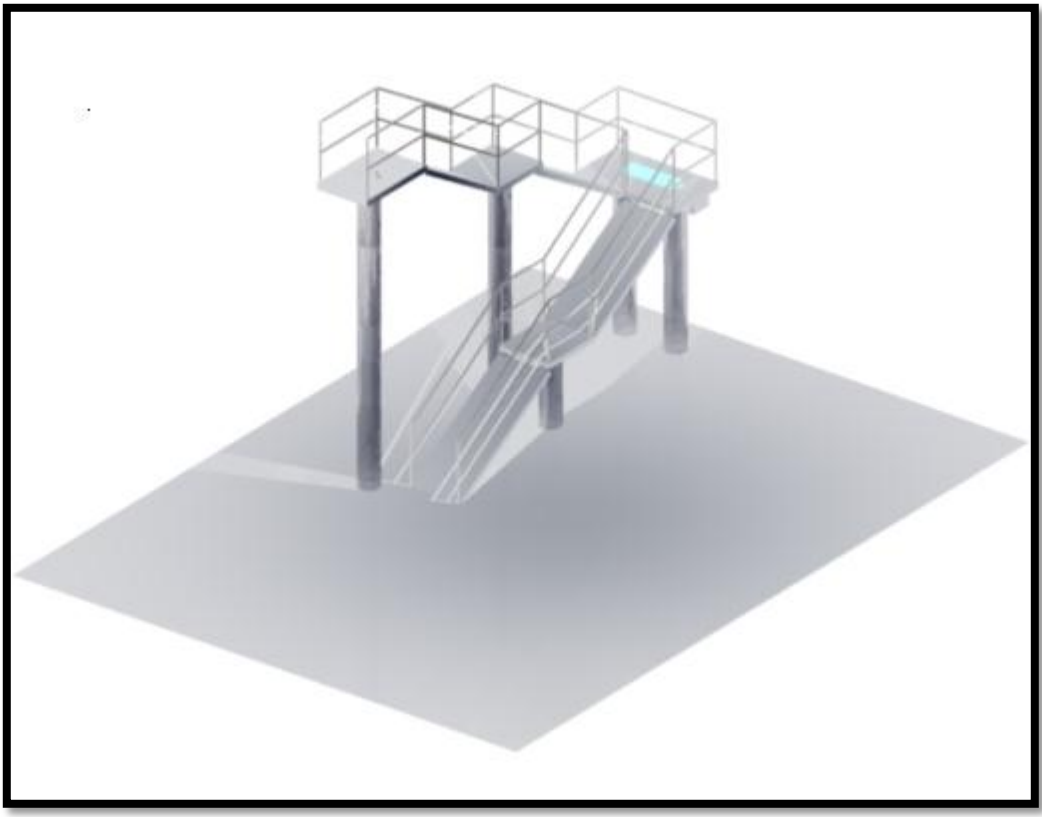


Figura 8.9.
Gráfica resultante del programa Computacional



CAPÍTULO IX
ANÁLISIS DE COSTOS

9.1. Introducción.-

El cálculo de los costos de construcción se condiciona a una serie de factores, variables, como los precios de los materiales, la mano de obra y otros, constantes, como los insumos. Que aplicados en forma correcta nos suministran los precios unitarios, los cuales, multiplicados por las cantidades de obra de cada actividad nos proporcionan de forma a priori el presupuesto o precio total de la misma.

El cálculo del precio de la obra se basó principalmente en determinar el presupuesto general de la estructura.

9.2. Cómputos Métricos.-

Se realizó el cómputo métrico de la superestructura y de la infraestructura consistente en la viga pretensada (sección doble T) y de los accesos (gradas y sus correspondientes columnas de sustentación y fundaciones de hormigón armado) y los estribos (columnas y fundaciones de hormigón armado), respectivamente.

Este análisis se refiere a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes actividades de la obra.

Tabla 9.1.

Cómputos Métricos de la Obra

Computos Métricos Pasarela Peatonal Rotonda " Oscar Alfaro " (Parada al Chaco)								
Ítem	Descripción	Unid	Dimensiones			Parc.	Part es	Total
			Largo	Ancho	Alto			
1	Instal. de Faenas	glb					1	1
	- Total	glb						1
2	Replanteo de Obra	glb					1	1
	- Total	glb						1
3	Viga Pretensada	m ³						
	Longitud de la luz	m ³	40,0	0,25	0,63		1	35,20
	- Total	m ³						35,20

4	Torones Grado 270	ml						
	Cable 1	ml	40,1			40,10	12	481,20
	Cable 2	ml	40,1			40,10	12	481,20
	- Total	ml						962,40
5	Vainas	ml						
	Cable 1	ml	40,1			40,10	1	40,10
	Cable 2	ml	40,1			40,10	1	40,10
	- Total	ml						80,20
6	Conos de Anclaje	pza						
	Conos, Placas							
	,Cuñas, Accesorios	pza				4	1	4
	- Total	pza						4,00
7	Lanzamiento	ml						
	Viga	ml	40,0			40,00	1	40,00
	- Total	ml						40,00
8	Tesado de Cables	ml						
	Cable 1	ml	40,1			40,10	1	40,10
	Cable 2	ml	40,1			40,10	1	40,10
	- Total	ml						80,20
9	Inyeccion Lechada	ml						
	Cable 1	ml	40,1			40,10	1	40,10
	Cable 2	ml	40,1			40,10	1	40,10
	- Total	ml						80,20
10	Ho Ao (Infraestructura)							
	Escaleras (Accesos)	m ³						
	Tramo 1	m ³				0,92	2	1,85
	Tramo 2	m ³				0,83	2	1,66
	Tramo 3	m ³				0,83	2	1,66
	Tramo 4	m ³				0,75	2	1,49
	Descansos (Accs)	m ³						
	Descanso 1	m ³	1,5	1,30	0,14	0,27	2	0,55
	Descanso 2	m ³	1,5	1,30	0,14	0,55	2	1,09
	Descanso 3	m ³	1,5	1,30	0,14	0,27	2	0,55
	Descanso 4	m ³	2,0	1,30	0,14	0,36	2	0,73

	Columnas (Accs)	m ³						
	Columna 1	m ³		0,50	3,84	0,75	2	1,51
	Columna 2 y 3	m ³		0,50	5,64	1,11	4	4,42
	Columna 4	m ³		0,50	7,44	1,46	2	2,92
	Columna 5	m ³		0,50	8,97	1,76	2	3,52
	Columnas (Estribos)	m ³		0,50	7,21	1,41	4	5,65
	Zapatas (Accesos)	m ³						
	Zapata 1 y 4 (Accs)	m ³	2,3	1,00	0,30	0,690	2	1,38
	Zapata 2 y 3 (Accs)	m ³	2,3	1,00	0,30	0,690	2	1,38
	Zapata 5 (Accs)	m ³	1,0	1,00	0,30	0,300	2	0,60
	Zapatas (Estribos)	m ³	2,7	1,20	0,35	1,134	2	2,27
	- Total	m ³						33,21
11	Aparato de Apoyo	m ³						
	Neopreno	m ³	0,4	0,30	0,05	0,01	4	0,02
	- Total	m ³						0,02
12	Tubo de F°G°	ml	109,3				2	218,64
	- Total	ml						218,64
13	Acero Estructural	Kg						
	Viga Pretensada	Kg				2899,69	1	2899,69
	Estribos y Fund.	Kg				444,41	2	888,83
	Accesos y Fund.	Kg				1768,17	2	3536,34
	- Total	Kg						7324,86

9.3. Precios Unitarios.-

El precio unitario está compuesto por los costos directos e indirectos, impuestos y utilidades.

Los costos directos están conformados por la mano de obra, materiales, herramientas, maquinaria y equipos de construcción.

Los costos indirectos comprenden la administración y la dirección de la obra, que son los gastos generales específicos necesarios para la realización de la obra.

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 1	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Instalación de Faenas				Unid.	Bs/\$us
				Glb	7,07
				Precio (Bs.)	
Descripción				Unid.	Rend.
				Unit.	Parcial
Materiales					
1	Global	glb	1	4000	4000
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					4000,0
Mano de Obra					
1	Albañil	hr	32,00	4,32	138,2
2	Peón	hr	32,00	6,46	206,7
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		206,98
B) Total de Mano de Obra					551,94
Herramientas y Equipo					
1					
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		27,60
C) Total de Herramientas y Equipo					27,60
D	Costo Directo (A + B + C)				4579,53
E	Gastos Generales (% DE D)			10,00%	457,95
F	Costo Neto del Item (D + E)				5037,49
G	Utilidad (% DE F)			10,00%	503,75
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				5541,23
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)			14,94%	82,46
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))			3,09%	171,22
K	Precio Unitario del Item			Bs.	5794,92

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 2	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Replanteo de la Obra				Unid.	Bs/\$us
				Glb	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción		Unid.	Rend.	Unit. Parcial
Materiales					
1	Estacas	pza	40	1,50	60
2	Pintura	lt	1	15,50	16
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					75,5
Mano de Obra					
1	Alarife	hr	30,00	4,38	131,4
2	Topografo	hr	30,00	8,13	243,9
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		225,18
B) Total de Mano de Obra					600,48
Herramientas y Equipo					
1	Equipo topográfico	hr	8,00	120,00	960,00
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		30,02
C) Total de Herramientas y Equipo					990,02
D	Costo Directo (A + B + C)				1666,00
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		166,60
F	Costo Neto del Item (D + E)				1832,60
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		183,26
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				2015,86
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		89,71
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		62,29
K	Precio Unitario del Item			Bs.	2167,87

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 3	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Viga de Hormigón Pretensado				Unid.	Bs/\$us
				m³	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Cemento	kg	350	0,87	305
2	Arena lavada bien graduada	m³	0,70	55,00	39
3	Gravilla tamaño max. 3/4"	m³	0,92	70,00	64
4	Madera de encofrado y venesta	pie²	70	4,10	287
5	Alambre de amarre	kg	2,50	11,00	28
6	Clavos	kg	2,50	11,00	28
A) Total de Materiales					749,4
Mano de Obra					
1	Encofrador	hr	16	9,38	150,1
2	Armador	hr	11	9,38	103,2
3	Albañil	hr	12	9,38	112,6
4					
Beneficios Sociales			60,00%		219,49
B) Total de Mano de Obra					585,31
Herramientas y Equipo					
1	Hormigonera	hr	1,00	22,00	22,00
2	Vibradora	hr	0,80	15,00	12,00
3					
4					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		29,27
C) Total de Herramientas y Equipo					63,27
D	Costo Directo (A + B + C)				1397,98
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		139,80
F	Costo Neto del Item (D + E)				1537,78
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		153,78
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				1691,55
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		87,45
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		52,27
K	Precio Unitario del Item			Bs.	1831,27

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 4	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Torones para Pretensado Grado 270 Ksi				Unid.	Bs/\$us
				ml	7,07
				Precio (Bs.)	
Descripción				Unid.	Rend.
				Unit.	Parcial
Materiales					
1	Cable de pretensado	ml	1	25,50	25,50
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					25,5
Mano de Obra					
1	Albañil	hr	0,01	9,50	0,10
2	Peón	hr	0,02	7,00	0,14
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		0,14
B) Total de Mano de Obra					0,38
Herramientas y Equipo					
1					
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		0,02
C) Total de Herramientas y Equipo					0,02
D	Costo Directo (A + B + C)				25,89
E	Gastos Generales (% DE D)			10,00%	2,59
F	Costo Neto del Item (D + E)				28,48
G	Utilidad (% DE F)			10,00%	2,85
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				31,33
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)			14,94%	0,06
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))			3,09%	0,97
K	Precio Unitario del Item			Bs.	32,36

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 5	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Vainas de Chapa Corrugada				Unid.	Bs/\$us
				ml	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Vaina	Kg	2,00	17,25	34,50
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					34,5
Mano de Obra					
1	Especialista	hr	0,17	18,50	3,15
2	Ayudante	hr	0,30	7,85	2,36
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		3,30
B) Total de Mano de Obra					8,80
Herramientas y Equipo					
1					
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		0,44
C) Total de Herramientas y Equipo					0,44
D	Costo Directo (A + B + C)				43,74
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		4,37
F	Costo Neto del Item (D + E)				48,11
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		4,81
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				52,93
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		1,31
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		1,64
K	Precio Unitario del Item			Bs.	55,88

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 6	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Conos de Anclaje c/Accesorios				Unid.	Bs/\$us
				pza	7,07
				Precio (Bs.)	
Descripción				Unid.	Rend.
				Unit.	Parcial
Materiales					
1	Posición anclaje	ml	1,00	165,00	165,00
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					165,0
Mano de Obra					
1	Especialista	hr	3,50	12,46	43,61
2	Ayudante	hr	4,50	3,25	14,63
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		34,94
B) Total de Mano de Obra					93,18
Herramientas y Equipo					
1	Gato hidráulico	hr	0,50	60,00	30,00
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		4,66
C) Total de Herramientas y Equipo					34,66
D	Costo Directo (A + B + C)				292,83
E	Gastos Generales (% DE D)			10,00%	29,28
F	Costo Neto del Item (D + E)				322,12
G	Utilidad (% DE F)			10,00%	32,21
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				354,33
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)			14,94%	13,92
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))			3,09%	10,95
K	Precio Unitario del Item			Bs.	379,20

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 7	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de Hormigón Pretensado Sección doble T "				Fecha	
				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Lanzamiento de la Viga				Unid.	Bs/\$us
				viga	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1					
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					0,0
Mano de Obra					
1	Especialista	hr	6,00	12,00	72,00
2	Ayudante	hr	6,00	6,25	37,50
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		65,70
B) Total de Mano de Obra					175,20
Herramientas y Equipo					
1	Grua	hr	3,00	250,00	750,00
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		8,76
C) Total de Herramientas y Equipo					758,76
D	Costo Directo (A + B + C)				933,96
E	Gastos Generales (% DE D)			10,00%	93,40
F	Costo Neto del Item (D + E)				1027,36
G	Utilidad (% DE F)			10,00%	102,74
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				1130,09
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)			14,94%	26,17
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))			3,09%	34,92
K	Precio Unitario del Item			Bs.	1191,19

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 8	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de Hormigón Pretensado Sección doble T "				Fecha	
				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Tesado de Cables				Unid.	Bs/\$us
				ml	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1					
2					
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					0,0
Mano de Obra					
1	Especialista	hr	0,10	12,00	1,20
2	Peón	hr	1,00	5,00	5,00
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		3,72
B) Total de Mano de Obra					9,92
Herramientas y Equipo					
1	Gato para tesado	hr	1,00	60,00	60,00
2					
3					
4					
5					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		0,50
C) Total de Herramientas y Equipo					60,50
D	Costo Directo (A + B + C)				70,42
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		7,04
F	Costo Neto del Item (D + E)				77,46
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		7,75
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				85,20
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		1,48
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		2,63
K	Precio Unitario del Item		Bs.		89,3

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 9	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Inyección de la Lechada de Cemento				Unid.	Bs/\$us
				ml	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Cemento	kg	2,5	0,95	2,38
2	Intraplast	m	0,10	32,00	3,20
3					
4					
5					
A) Total de Materiales					5,6
Mano de Obra					
1	Especialista	hr	0,09	8,75	0,79
2	Albañil	hr	0,09	6,25	0,56
3					
4					
	Beneficios Sociales		60,00%		0,81
B) Total de Mano de Obra					2,16
Herramientas y Equipo					
1	Bomba de Inyección	hr	1,00	3,00	3,00
2					
3					
4					
	Desgaste de herramientas y equipo (% de B)		5,00%		0,11
C) Total de Herramientas y Equipo					3,11
D	Costo Directo (A + B + C)				10,84
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		1,08
F	Costo Neto del Item (D + E)				11,93
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		1,19
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				13,12
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		0,32
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		0,41
K	Precio Unitario del Item			Bs.	13,8

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				Nº de Hoja 10	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Hormigón Armado (Estribos y Accesos)				Unid.	Bs/\$us
				m³	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Cemento Portland	kg	350,0	0,87	304,50
2	Fierro corrugado	kg	130,0	7,50	975,00
3	Arena común	m³	0,45	60,00	27,00
4	Grava común	m³	0,92	60,00	55,20
5	Madera de construcción	pie²	60,00	4,10	246,00
6	Alambre de amarre	kg	2,00	7,50	15,00
7	Clavos	kg	2,00	7,50	15,00
A) Total de Materiales					1637,7
Mano de Obra					
1	Encofrador	hr	10,00	7,38	73,80
2	Armador	hr	9,00	7,38	66,42
3	Albañil	hr	10,00	7,38	73,80
4					
Beneficios Sociales			60,00%		128,41
B) Total de Mano de Obra					342,43
Herramientas y Equipo					
1	Mezcladora	hr	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	hr	0,80	12,00	9,60
3					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		17,12
C) Total de Herramientas y Equipo					46,72
D	Costo Directo (A + B + C)				2026,85
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		202,69
F	Costo Neto del Item (D + E)				2229,54
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		222,95
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				2452,49
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		51,16
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		75,78
K	Precio Unitario del Item			Bs.	2579,4

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 11	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de Hormigón Pretensado Sección doble T "				Fecha	
				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Aparatos de Apoyo				Unid.	Bs/\$us
				dm ³	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Neopreno compuesto	dm ³	1,0	200,00	200,00
A) Total de Materiales					200,0
Mano de Obra					
1	Albañil	hr	0,02	6,50	0,13
2	Ayudante	hr	0,05	4,25	0,21
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		0,21
B) Total de Mano de Obra					0,55
Herramientas y Equipo					
1					
2					
3					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		0,03
C) Total de Herramientas y Equipo					0,03
D	Costo Directo (A + B + C)				200,58
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		20,06
F	Costo Neto del Item (D + E)				220,63
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		22,06
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				242,70
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		0,08
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		7,50
K	Precio Unitario del Item			Bs.	250,3

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 12	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Tubo de F°G°				Unid.	Bs/\$us
				ml	7,07
				Precio (Bs.)	
Descripción				Unid.	Rend.
				Unit.	Parcial
Materiales					
1	Electrodo 2 mm	kg	1,00	8,00	8,00
2	Pintura oxidante	lt	0,08	15,00	1,20
3	Placa de empotramiento	pza	1,00	14,00	14,00
4	Tubo de fierro galvanizado	ml	1,05	18,00	18,90
5					
6					
7					
A) Total de Materiales					42,1
Mano de Obra					
1	Metalurgico	hr	1,00	4,50	4,50
2	Ayudante	hr	0,80	2,84	2,27
3					
4					
Beneficios Sociales			60,00%		4,06
B) Total de Mano de Obra					10,84
Herramientas y Equipo					
1	Grupo electrogeno	hr	0,90	12,00	10,80
2					
3					
Desgaste de herramientas y equipo (% de B)			5,00%		0,54
C) Total de Herramientas y Equipo					11,34
D	Costo Directo (A + B + C)				64,28
E	Gastos Generales (% DE D)			10,00%	6,43
F	Costo Neto del Item (D + E)				70,70
G	Utilidad (% DE F)			10,00%	7,07
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				77,78
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)			14,94%	1,62
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))			3,09%	2,40
K	Precio Unitario del Item			Bs.	81,8

Universidad Autónoma " Juan Misael Saracho "					
Carrera de Ingeniería Civil				N° de Hoja 13	
Proyecto: Tesis " Diseño de una Pasarela de				Fecha	
Hormigón Pretensado Sección doble T "				Enero del 2010	
Formulario de Análisis de Precios Unitarios					
Item: Acero Estructural 4200 Kg/cm ²				Unid.	Bs/\$us
				kg	7,07
				Precio (Bs.)	
	Descripción	Unid.	Rend.	Unit.	Parcial
Materiales					
1	Acero	kg	1,10	3,97	4,37
2	Alambre de amarre	kg	0,02	6,00	0,12
3					
4					
5					
6					
7					
A) Total de Materiales					4,5
Mano de Obra					
1	Enferrador	hr	0,12	3,76	0,45
2	Ayudante	hr	0,06	2,84	0,17
3					
4					
	Beneficios Sociales		60,00%		0,37
B) Total de Mano de Obra					0,99
Herramientas y Equipo					
1	Maquina de cortar	hr	0,01	41,74	0,42
2	Maquina para doblar	hr	0,01	38,77	0,39
3					
	Desgaste de herramientas y equipo (% de B)		5,00%		0,05
C) Total de Herramientas y Equipo					0,85
D	Costo Directo (A + B + C)				6,34
E	Gastos Generales (% DE D)		10,00%		0,63
F	Costo Neto del Item (D + E)				6,97
G	Utilidad (% DE F)		10,00%		0,70
H	Precio Unitario sin Impuestos (F + G)				7,67
I	I.V.A. (% de Mano de Obra)		14,94%		0,15
J	I.T. (% DE (H - I.V.A. de Materiales))		3,09%		0,24
K	Precio Unitario del Item			Bs.	8,1

9.4. Presupuesto General.-

Es el resultado del producto de los precios unitarios por las cantidades de obra de cada actividad, el cual da el precio estimado de la obra que en ningún caso es exacto y definitivo.

El costo estimado para el presente estudio es de 378.019,05 Bs. (Trescientos Setenta y ocho Mil Diecinueve 05/100 Bolivianos).

El presupuesto general se detalla a continuación:

Tabla 9.2.

Presupuesto General de la Obra

Presupuesto General					
Expresado en Bolivianos			Tipo de cambio 1\$us = 7.07 Bs		
Item	Descripción	Unid.	Cantidad	P.U. (Bs)	C. Total (Bs)
1	Instalación de Faenas	glb	1,00	5.794,92	5.794,92
2	Replanteo de la Obra	glb	1,00	2.167,87	2.167,87
3	Viga de Hormigón Pretensada	m³	35,20	1.831,27	64.460,62
4	Torones p/Pretensado 270 Ksi	ml	962,40	32,36	31.140,44
5	Vainas de Chapa Corrugada	ml	80,20	55,88	4.481,22
6	Conos de Anclaje c/Accesorios	pza	4,00	379,20	1.516,80
7	Lanzamiento de la viga	ml	40,00	1.191,19	47.647,45
8	Tesado de Cables	ml	80,20	89,3	7.163,32
9	Inyección de Lechada de Cemento	ml	80,20	13,8	1.110,62
10	H° A° (Estribos , Accesos)	m³	33,21	2.579,43	85.663,01
11	Aparatos de Apoyo	m³	0,02	250,3	5,01
12	Tubo de F°G° D = 2"	ml	218,64	81,8	17.884,13
13	Acero Estructural 4200 Kg/cm2	Kg	7.324,86	8,1	58.983,64
Σ					378.019,05

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. Conclusiones.-

- La idea del “ pretensado “ consiste en introducir un estado de tensión, previo a la carga de la estructura, de manera tal que anule, o disminuya las tensiones de tracción en el hormigón.

- El presente trabajo de diseño logra verificar y comprobar la utilización de una viga postensada de sección transversal doble T, para conformar una pasarela peatonal. Para tal efecto se utilizaron los métodos de diseño, el de las “ Tensiones Admisibles de Trabajo “ y el de “ Diseño por Resistencia “ inherentes al Código (A.C.I.).

Debido al diseño realizado por los dos métodos propuestos por el Código (A.C.I.) y efectuados en el presente trabajo, se evidencia que el diseño por “ Resistencia Última “ puede suministrar resultados más acordes a los efectos de cargas eventuales.

- La labor realizada se enfoca principalmente en un sistema constructivo novedoso y en constante desarrollo, como lo es el presforzado del concreto. Por lo que el análisis realizado trata de servir como referencia para una mejor comprensión del mismo para así ampliar sus aplicaciones, y conjuncionar criterios propios, acordes a nuestro medio.

- La conveniente combinación del concreto con el acero, de altas resistencias, produce en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que se contrarrestan parcial o totalmente con los efectos producidos por las cargas, lográndose así, diseños eficientes. Satisfaciendo requisitos, tales como las limitaciones de los esfuerzos elásticos en los estados ($T = 0$) y ($T = \infty$), el control de grietas y deflexiones, la resistencia a la ruptura dentro de un margen de seguridad y economía dentro de otras ventajas estructurales.

- En concordancia con lo propuesto por los autores, los criterios suministrados no son restrictivos y están sujetos a análisis.

- Cuando se verifica el comportamiento de la viga ante esfuerzos de corte y de flexión, resulta prescindible la armadura transversal para corte y la armadura

longitudinal para resistir la flexión. Esto se debe a que con el presfuerzo se está logrando un equilibrio satisfactorio de esfuerzos.

Pero la normativa constructiva induce a colocar una armadura mínima (suplementaria o pasiva) para que cuando se rebasen los esfuerzos admisibles en la estructura. Así esta armadura mínima, adoptada según requerimientos de diseño, coadyuva a resistir al hormigón, redistribuyendo las fisuras para evitar el colapso con previsible advertencia.

- Al realizar la determinación de las pérdidas de la fuerza de pretensado, estas varían y se condicionan de acuerdo al procedimiento de tesado, a las propiedades de los materiales, a la magnitud de la fuerza de pretensado predominantemente, y mediante procesos iterativos se establecen los menores efectos de las mismas. Se prevee entre un 20 y 35% como valores razonables, resultantes de la sumatoria de las pérdidas.

- Cuando se introducen factores de seguridad, mayorando cargas y minorando resistencias, Método de Diseño por Resistencia o Diseño por Resistencia Última, contempla a la seguridad estructural con un enfoque más realista al Método de Diseño por Tensiones de Trabajo, ya que se consideran hipótesis de cargas para las cuales las respuestas de diseño deben cumplir, más eficientemente.

Al minorar resistencias se está evitando lo siguiente:

- Rotura del acero inmediatamente después del agrietamiento (colapso inmediato).
- Falla del concreto en la zona de compresión precedida por la fluencia y el alargamiento plástico del acero.
- Falla del concreto en la zona de compresión antes de la fluencia del acero.
- Realizando el diseño de la viga pretensada por los métodos de “ Tensiones de Trabajo “ y de la “ Resistencia Última “, se evidencia la certidumbre del segundo, debido a variabilidad de las cargas que pueden afectar a una determinada estructura.

- Se pueden lograr peraltes más reducidos y mayores luces con otro tipo de secciones transversales, como la sección cajón, para los propósitos de una pasarela peatonal.
- Aunque se evidencia, en el presente diseño, la esbeltez lograda para la sección doble T, se verificó que cumpliera con los requisitos de la obra requerida y no se rebasarán los valores y límites permisibles establecidos por los dos métodos de diseño, el de las “ Tensiones de Trabajo “, y el de la “ Resistencia Última “, de manera que no se presente el colapso repentino.
- Según la bibliografía consultada y mediante análisis realizados en hojas de cálculo (EXCEL), este tipo de sección transversal no es la más idónea para el propósito propuesto, el diseño de una pasarela peatonal (viga pretensada con sección doble T) para salvar vías vehiculares de gran tráfico, como lo representan las rutas de la Av J. Paz Zamora en inmediaciones de la Rotonda “ Oscar Alfaro “. Se puede indicar que una sección cajón logra mayores luces con menores peraltes.
- La disposición de los accesos, debido a la zona de emplazamiento prevista; una loma relativamente pronunciada, permiten vistas panorámicas y contemplativas, tanto de la Av. J. Paz Zamora como del área circundante. Al mismo tiempo, la edificación de las gradas y demás infraestructura no implican complicaciones.

10.2. Recomendaciones.-

- Se reconoce indistintamente los denominativos “ presforzado “ y “ pretensado “, como similares. Ya que a medida que se avanza con los estudios del hormigón pretensado, se establecen nuevas denominaciones análogas, como por ejemplo, en cuanto al grado de pretensado, se distingue:
 - *Pretensado total*: cuando la fuerza P se coloca de manera de eliminar completamente las tensiones de tracción del hormigón.
 - *Pretensado limitado*: en estos casos no se elimina completamente la tracción en el hormigón, pero se mantiene los valores de tensión por debajo de la resistencia a tracción del hormigón.

- *Pretensado parcial*: en este caso no se elimina la tracción y tampoco se mantiene por debajo de la resistencia del hormigón. Pero para evitar la fisuración se coloca una armadura convencional (no tesada), como en hormigón armado.
- *Pretensado moderado o constructivo*: en este caso el pretensado no se utiliza para dotar capacidad portante a la estructura, sino para evitar la fisuración de la misma.

- En el momento del predimensionamiento, es necesario adoptar valores, en cuanto a la longitud del tramo, la forma y dimensiones de la sección transversal, los accesos y el tipo de sustentación y fundaciones, de manera de adecuarse tanto estructural como estéticamente a la zona de emplazamiento. Resultando en un proceso iterativo hasta obtener la situación óptima.

- Se han de revisar las recomendaciones vigentes, propuestas por los códigos, a efectos de seleccionar la sección transversal más adecuada para determinado fin. Y así iniciar el predimensionamiento, procurando en todo caso reducir el peso de la estructura, proponiendo dimensiones reducidas y estéticamente aceptables.

- El presente trabajo se fundamenta, también, como un punto de referencia en cuanto a la eficiencia de este tipo de sección transversal, la doble T.

- Es menester realizar la determinación de las pérdidas de la fuerza de pretensado, ya que permiten estimar futuros cambios en las propiedades dependientes del tiempo de los materiales, bajo cargas de servicio. Particularmente las variaciones de las flechas.

Algunas de estas acciones se aminoran o anulan en su mayoría, en el presente análisis, debido al tipo de estructura estudiada y por las recomendaciones expuestas en la bibliografía citada.

- Es conveniente que tanto la estructura como la infraestructura, y los accesos, sean estéticamente llamativos y den la impresión de seguridad y utilidad, para así promover su uso.

- El uso irrestricto de programas computacionales como el (CYPECAD), (SAP 2000) y otros, no deben restringir el criterio y la lógica de un ingeniero. Al punto que se evidencian serias fallas en todo tipo de estructuras, en la actualidad.

Ya que estos mismos programas requieren de un concienzudo conocimiento para su correcta aplicación.

- Los costos y la capacitación para la realización de este tipo de estructuras no requieren ser superlativos, y hasta cierto punto como se indicó, pueden reducirse dependiendo de la sección transversal de la viga a utilizarse como pasarela pretensada, y de la luz a cubrir.

- La conexión que se escoja para unir trabes y columnas deberá de garantizar plenamente la transmisión de los elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerza cortante, normal).

- Como se expuso en los capítulos anteriores, las estructuras prefabricadas son únicamente un método constructivo en donde se tienen mejores controles de calidad, las tolerancias son pequeñas y los tiempos de ejecución son menores que el sistema tradicional o colado in situ. Y en sitios donde se puedan implementar, como es el caso propio, es recomendable efectivizarlos.