



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
**AYUDAS DE DISEÑO PARA TRABES
POSTENSADAS TIPO NEBRASKA**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
RODRIGO RENDÓN GARCÍA

ASESOR:
DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

**TESIS APOYADA POR EL CONSEJO ESTATAL DE
CIENCIA, TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN DEL
ESTADO DE MICHOACÁN**

MORELIA, MICH.

ABRIL 2014





**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
**AYUDAS DE DISEÑO PARA TRABES
POSTENSADAS TIPO NEBRASKA**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

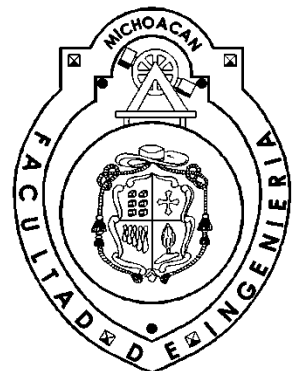
PRESENTA:
RODRIGO RENDÓN GARCÍA

ASESOR:
**JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO
DOCTOR EN INGENIERÍA**

**TESIS APOYADA POR EL CONSEJO ESTATAL DE
CIENCIA, TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN DEL
ESTADO DE MICHOACÁN**

MORELIA, MICH.

ABRIL 2014



AYUDAS DE DISEÑO PARA TRABES POSTENSADAS TIPO NEBRASKA



Planta de almacenaje, Minnesota, E.U.

Rodrigo Rendón García

Agradecimientos

Antes que a nadie, a mi madre por su apoyo incondicional, por los valores que me ha inculcado, por la educación que me impartió y simplemente por todo.

A mi padrino Rafael Rivas por inculcarme responsabilidad y trabajo duro.

A mi familia en general, por tantos momentos de alegría, por su cariño y apoyo.

A mi asesor Dr. José Manuel Jara Guerrero, por su enseñanza y paciencia ante mis preguntas sin sentido.

A mis amigos por los buenos ratos que pasamos.

Y a Dios por permitirme ser lo que soy.

Contenido

Resumen	VIII
Abstract.....	VIII
Introducción.....	1
Capítulo 1.....	2
Uso de sistemas de presfuerzo en puentes	2
1.1 Antecedentes	2
1.2 Sistemas de presfuerzo.....	3
1.2.1 Propiedades de los materiales	4
1.2.1.1 Concreto	4
1.2.1.2 Acero de presfuerzo	6
1.2.2 Pretensado	8
1.2.3 Postensado	11
Capítulo 2.....	14
Características de puentes de longitud media.....	14
2.1 Clasificación de puentes	15
2.1.1 Puentes construidos en voladizo.....	16
2.1.2 Puentes empujados.....	16
2.1.3 Puentes de concreto presforzado.....	17
2.1.4 Puentes atirantados	18
2.2 Planos de proyecto tipo.....	19
2.2.1 Primer volumen, SOP.....	19
2.2.2 Segundo volumen, SAHOP	20
2.3 Datos estadísticos de puentes	20
2.3.1 Sistema de puentes en México (SIPUMEX).....	20
2.3.1.1 Edades de los puentes	21
2.3.1.2 Material de composición de la superestructura.....	22
2.3.1.3 Longitudes de los puentes	23
Capítulo 3.....	25
Cargas muertas y cargas vivas para puentes en México.....	25
3.1 Cargas muertas.....	25
3.1.1 Componentes comunes de la superestructura	25
3.1.1.1 Trabes tipo Nebraska	25
3.1.1.1.1 Dimensiones y propiedades	26
3.1.1.2 Losa y asfalto.....	28
3.1.1.3 Diafragmas	30
3.1.1.4 Barreras de protección.....	32

3.1.2	Peso volumétrico de los materiales	35
3.1.3	Cálculo de momentos flexionantes.....	36
3.2	Cargas vivas o dinámicas	38
3.2.1	Vehículos de diseño	38
3.2.2	Cálculo de momentos flexionantes.....	40
3.2.3	Factor de distribución, método de Courbon	41
3.3	Momentos últimos	42
Capítulo 4	48
Diseño de traveses postensados tipo Nebraska	48
4.1	Estado de esfuerzos	48
4.1.1	Esfuerzos permisibles	50
4.2	Pérdidas de presfuerzo	53
4.2.1	Pérdidas instantáneas.....	54
4.2.1.1	Pérdida por deslizamiento del anclaje	54
4.2.1.2	Pérdida por fricción	54
4.2.1.3	Pérdida por acortamiento elástico	56
4.2.2	Pérdidas diferidas.....	58
4.2.2.1	Pérdida por flujo plástico.....	58
4.2.2.2	Pérdida por contracción del concreto	59
4.2.2.3	Pérdida por relajación del acero	59
4.3	Distribución de torones.....	60
4.3.1	Ductos de presfuerzo	61
4.3.1.1	Materiales	61
4.3.1.2	Dimensiones y separaciones	62
4.3.2	Distribución longitudinal	63
4.4	Ejemplo de diseño.....	66
4.4.1	Elección de la sección y propiedades.	66
4.4.2	Propiedades sección compuesta.....	67
4.4.2.1	Centroide	70
4.4.2.2	Momento de inercia	70
4.4.3	Momentos por carga muerta	71
4.4.4	Momentos por carga viva	76
4.4.4.1	Factor de distribución	76
4.4.5	Distribución de torones.....	78
4.4.5.1	Excentricidades	79
4.4.6	Proceso de diseño.....	81
4.4.6.1	Revisión etapa de transferencia	81
4.4.6.1.1	Estimación de pérdidas inmediatas.....	81
4.4.6.1.2	Cálculo y revisión de esfuerzos.....	84

4.4.6.2	Revisión etapa final, considerando cargas de servicio	86
4.4.6.2.1	Estimación de pérdidas diferidas	86
4.4.6.2.2	Cálculo y revisión de esfuerzos	87
4.4.6.3	Revisión etapa intermedia	91
4.4.6.3.1	Cálculo y revisión de esfuerzos	91
4.4.7	Reporte	92
Capítulo 5		107
Elaboración de ayudas de diseño para trabes Nebraska		107
5.1	Base de datos	107
5.2	Análisis de base de datos	110
5.3	Ayudas de diseño	111
Conclusiones		126
Referencias		127

Índice de tablas

Tabla 3.1 – Propiedades de traveses tipo Nebraska.....	27
Tabla 3.2 – Tipos de barreras de protección [PROY-NOM-037-SCT2-2011]	33
Tabla 3.3 – Peso volumétrico de materiales [SCT 2001].....	36
Tabla 3.4 – Momentos por carga viva [SAP2000 v15].....	40
Tabla 3.5 – Factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa.....	43
Tabla 3.6 – Factores y combinaciones de carga	44
Tabla 3.7 – Factores de carga para cargas permanentes	46
Tabla 3.8 – Factor de impacto o incremento por carga dinámica.....	47
Tabla 4.1 – Esfuerzos permisibles en el concreto [AASHTO LRFD 2012]	51
Tabla 4.2 – Esfuerzos permisibles en el acero de pretensado [LRFD 2012]	52
Tabla 4.3 - Coeficientes de fricción [NTC, 2004]	55
Tabla 4.4 - Coeficientes de fricción [UNAM & ANIPPAC, 2004].....	56
Tabla 4.5 – Coeficientes de fricción [LRFD 2012].....	56
Tabla 4.6 – Porcentaje de humedad anual [UNAM & ANIPPAC, 2004]	59
Tabla A1 - Propiedades traveses NU-1800	66
Tabla A2 – Cálculo de separación entre traveses	68
Tabla A3 – Cálculo de momento de inercia	71
Tabla A4 - Propiedades sección compuesta.....	71
Tabla A5 – Variables para método de Courbon, vehículo T3S2R4	77
Tabla A6 – Variables para método de Courbon, vehículo HS-20	77
Tabla A7 – Cálculo de pérdidas por fricción, ducto superior	83
Tabla A8 – Esfuerzos en etapa de transferencia	85
Tabla A9 – Revisión de esfuerzos en etapa de transferencia	85
Tabla A10 – Esfuerzos en etapa final	89
Tabla A11 – Relaciones de esbeltez.....	90
Tabla A12 - Revisión de esfuerzos en etapa final.....	90
Tabla A13 – Esfuerzos en etapa intermedia	91
Tabla A14 - Revisión de esfuerzos en etapa intermedia	92
Tabla 5.1 – Base de datos	109
Tabla 5.2 – Tipo de línea para diferentes claros en las figuras 3 a 20	112
Tabla 5.3 – Color de línea para diferentes volados en las figuras 3 a 20.....	113

Índice de figuras

Figura 1.1 - Comparación entre el costo de traveses prefabricados y reforzados [ANIPPAC]	4
Figura 1.2 - Gráfica de resistencia del concreto de alta resistencia (CAR) a diferentes edades.[CEMEX]	5
Figura 1.3 - Representación de un alambre y un torón	7
Figura 1.4 - Torones de 7 alambres, desnudos y con cubierta de polietileno [DEACERO S.A.P.I. de C.V.].....	7
Figura 1.5 - Diagrama esfuerzo-deformación tipo de aceros de prefuerzo [AASHTO LRFD 2012]8	
Figura 1.6 - Trabe AASHTO pretensada [VIBOSA S.A. de C.V.]	9
Figura 1.7 - Esquemas de sistemas de pretensado [SEPSA S.A. de C.V.]	9
Figura 1.8 - Molde para trabe tipo AASHTO [MEXPRESA S.A. de C.V.].....	10
Figura 1.9 - Momentos flexionantes en vigas prefabricadas simplemente apoyadas con prefuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A. de C.V.].....	10
Figura 1.10 - Esfuerzos al centro de claro y en el extremo de vigas simplemente apoyadas con prefuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A. de C.V.].....	11
Figura 1.11 - Esquema de sistema de postensado [SEPSA S.A. de C.V.]	11
Figura 1.12 - Trabe postensada para el puente La Perla Costanera Sur, Costa Rica	12
Figura 1.13 - Ducto y anclaje activo para postensado, “Plastic trumpet” – ducto, “Anchor” – ancla, “Wedges” – cuñas	12
Figura 1.14 - Momentos flexionantes a lo largo de vigas prefabricadas simplemente apoyadas con prefuerzo con excentricidad variable, [SEPSA S.A. de C.V.].....	13
Figura 1.15 - Esfuerzos al centro de claro y en el extremo de vigas simplemente apoyadas con prefuerzo con excentricidad variable, [SEPSA S.A. de C.V.].....	13
Figura 2.1 - Longitud de carreteras por entidad federativa y superficie de rodamiento, gráfico acumulativo [Anuario estadístico SCT 2012]	14
Figura 2.2 - Porcentaje de tipos de carreteras en Michoacán [Anuario estadístico SCT 2012]	15
Figura 2.3 - Puente “Quintana Beach”, Angleton, Texas	16
Figura 2.4 - Simulación 3D de la construcción de un puente empujado [http://m.ztopics.com/Segmental%20bridge]	17
Figura 2.5 - Colocación de traveses prefabricados [VIBOSA S.A. de C.V.].....	17
Figura 2.6 - Puente “Baluarte”, entre los Estados de Durango y Sinaloa	18
Figura 2.7 - Clasificación de los tirantes por su distribución	18
Figura 2.8 - Número de puentes por entidad federativa [SCT 2013]	21
Figura 2.9 - Cantidad de puentes construidos por década [SIPUMEX 2010].....	22
Figura 2.10 - Material de composición de los puentes [SCT 2013]	23
Figura 2.11 - Longitud total de puentes en México [SIPUMEX 2009].....	23
Figura 2.12 - Longitud del claro mayor entre apoyos [SIPUMEX 2009]	24
Figura 3.1 - Secciones transversales de traveses tipo Nebraska [Universidad de Nebraska].....	26
Figura 3.2 - Trabe NU-1800, R20 y R5 son los radios de las curvaturas (acotaciones en cm)	27
Figura 3.3 - Propiedades de trabe NU-1100, con el software SAP2000 v15	28
Figura 3.4 - Longitud efectiva de losas [AASHTO LRFD 2012].....	29
Figura 3.5 – Detalle de dimensiones mínimas de volados en función del parapeto.....	30
Figura 3.6 - Diafragmas en puente [Lima, Perú]	31
Figura 3.7 – Diafragma en trabe tipo Nebraska	32

Figura 3.8 – Ejemplos de barrera de orilla indicados en la norma N-PRY-CAR-6-01-002/01 de la SCT	32
Figura 3.9 - Diferentes tipos de barreras de orilla de corona.....	33
Figura 3.10 - Barreras separados de sentidos de circulación.....	34
Figura 3.11 - Sección de transición en barreras de acero	34
Figura 3.12 - Sección de amortiguamiento no redireccionable y redireccionable respectivamente para barrera central.....	35
Figura 3.13 - Sección extrema para barrera de orilla de corona	35
Figura 3.14 - Diagrama de cortante y momento para una viga simplemente apoyada	36
Figura 3.15 - Diagramas de cortante y momento para vigas con cargas puntuales	37
Figura 3.16 - Características del vehículo de diseño (1 kip = 0.453 ton).....	38
Figura 3.17 - Pesos y dimensiones de vehículos de diseño.....	39
Figura 3.18 - Representación de las variables para el método de Courbon	41
Figura 4.1 - Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad [UNAM & ANIPPAC, 2004].....	49
Figura 4.2 - Trabe AASHTO pretensada, patio de fabricación [TENSA PRESFUERZO S.A. de C.V., León Gto.].....	60
Figura 4.3 - Trabe postensada con ductos multitorón [SEPSA S.A. de C.V.]	61
Figura 4.4 - Ductos metálicos para presfuerzo [MEXPRESA S.A. de C.V.]	62
Figura 4.5 – Separación aceptables para ductos.....	63
Figura 4.6 - Momentos flexionantes en vigas presforzadas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A de C.V.].....	64
Figura 4.7 - Distribución longitudinal de ductos en trabe NU-1600 (fuera de escala)	64
Figura 4.8 - Distribución transversal de ductos en trabe NU-1600 (fuera de escala).....	65
Figura A1 - Trabe NU-1800 (acotaciones en cm)	66
Figura A2 – Configuración para cálculo de volado	67
Figura A3 – Ancho tributario para trabe de orilla	68
Figura A4 – Sección compuesta (acotaciones en cm).....	70
Figura A5 - Guarnición, dimensiones estándar (acotaciones en cm)	72
Figura A6 – Barrera central tipo New Jersey (acotaciones en cm).....	73
Figura A7 – Ancho considerado de carpeta asfáltica (acotaciones en cm).....	74
Figura A8 - Diagrama de cortante y momento para trabe simplemente apoyada con 5 diafragmas	74
Figura A9 – Cálculo del área de un diafragma.....	75
Figura A10 – Detalle de superestructura, unidades en centímetros (fuera de escala, acotaciones en cm).....	76
Figura A11 - Posición más desfavorable de los vehículos	77
Figura A12 – Excentricidad al centro del claro.....	79
Figura A13 – Trayectoria de ductos para ejemplo, trabe NU-1800 (fuera de escala)	80
Figura A14 – Diagrama de esfuerzos, etapa de transferencia	86
Figura A15 – Diagrama de esfuerzos en la etapa final.....	91
Figura A16 – Diagrama de esfuerzos en la etapa intermedia.....	92
Figura 5.1 – Formato para crear base de datos.....	109
Figura 5.2 – Diagrama de flujo del proceso de diseño mediante ayudas de diseño	111

Resumen

En este trabajo, se realiza el diseño de traveses Nebraska ante la acción de cargas muertas y cargas vivas de los vehículos que transitan por la red carretera nacional en México. El incremento sustancial de la resistencia del concreto y la necesidad de claros mayores de los puentes han hecho de los traveses Nebraska una alternativa eficiente para los traveses AASHTO tradicionalmente utilizados. Como resultado del trabajo, se proporciona un conjunto de gráficas para el pre-diseño de traveses Nebraska. Estas ayudas serán una herramienta importante para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, responsable de la construcción y supervisión de puentes carreteros en el país.

Palabras clave: Traveses tipo Nebraska, ayudas de diseño, combinaciones de carga

Abstract

In this study the design of post-tensioned Nebraska girders subjected to dead and live loads is conducted. The live loads were the current trucks circulating in Mexico's roads. The important increase of the concrete strengths and the increasing of the length spans of the bridges have made the Nebraska girders a very efficient alternative to the traditional AASHTO girders. As a result of the thesis, design charts for the preliminary design of Nebraska girders were developed. These graphs are a very important tool for the Transportation and Communication Secretary in Mexico, responsible of the supervision and construction of bridges in the road network of the country.

Key words: Nebraska girders, design charts, load combinations

Introducción

El presente trabajo proporciona un conjunto de ayudas de diseño, a manera de gráficas, para hacer un pre-diseño inmediato de traveses postensados tipo Nebraska.

Conocidos los datos del proyecto de un puente, por ejemplo, el ancho de calzada, el claro entre apoyos, los vehículos de diseño, entre otros, se debe hacer un dimensionamiento adecuado de la trabe. Es necesario seleccionar el elemento que cumpla de manera eficiente con las solicitaciones que se presentan, se le debe proveer de materiales con características específicas, como la resistencia a compresión del concreto, la resistencia a tensión del acero de presfuerzo, que en general es acero de baja relajación, su diámetro y su tipo. Para el caso de las traveses postensados se suelen usar ductos para albergar paquetes de torones, los cuales deben tener una cierta distribución a lo largo y a lo ancho de la trabe. Se deben también hacer propuestas del número de traveses a usar, que están en relación directa con la longitud del volado y la separación entre traveses. Para su diseño, se calculan los momentos por carga muerta que genera cada elemento del puente sobre la trabe en estudio, el momento por carga viva, que depende de la posición de los vehículos y por último se calcula cada uno de los esfuerzos en tres etapas; una primera etapa de transferencia que ocurre en el taller de fabricación, cuando se transfiere el presfuerzo a la trabe, una segunda que ocurre una vez terminada la construcción del puente, y la última cuando está en funcionamiento con la circulación de vehículos. Finalmente, los esfuerzos calculados se comparan con los permisibles que establecen los reglamentos.

Cuando es necesario obtener en forma expedita las características de la superestructura de un puente o de un conjunto de puentes, las ayudas que se elaboran en este trabajo permiten obtener como pre-diseño inicial la geometría y presfuerzo de las traveses.

Capítulo 1

Uso de sistemas de presfuerzo en puentes

1.1 Antecedentes

Las primeras ideas de presforzar el acero en elementos de concreto surgieron a finales del siglo XIX ya que muchas veces al diseñar por flexión elementos de concreto reforzado estos resultaban en secciones de dimensiones grandes e imprácticas, sin embargo, estas primeras ideas fracasaron al llevarlas a cabo debido a la baja resistencia de los materiales de la época, para el concreto se alcanzaban los 200 kg/cm^2 y para el acero de $3,000 \text{ kg/cm}^2$, lo que se traduce en una fuerza de presfuerzo muy baja que se anulaba en un corto de tiempo debido a las pérdidas que sólo se lograron cuantificar hasta décadas después. Algunas patentes registradas por esas épocas fueron:

1886 – Jackson, E.U., patente para losas de piso postensadas.

1888 – Doehring, Alemania, patente para precomprimir el concreto por medio de barras de acero.

Para el siglo XX se presentó un fuerte avance en el uso del presfuerzo, ya que se desarrolló la tecnología de materiales de alta resistencia, ofreciendo concretos de hasta 500 kg/cm^2 y aceros de hasta $15,000 \text{ kg/cm}^2$. Se lograron cuantificar las pérdidas de presfuerzo logrando que el presfuerzo fuera el suficiente para mejorar el comportamiento estructural. También se desarrollaron sistemas de anclaje y de

presfuerzo que en conjunto con lo anterior permitieron realizar aplicaciones prácticas y económicas, haciendo a esta técnica competitiva. Estos avances se reflejan en los desarrollos siguientes:

1928 – Freyssinet, Francia, uso de alambres de alta resistencia (17500kg/cm²).

1930 – Hoger, Alemania, desarrollo del pretensado, primera cama de presfuerzo.

1940 – Magnel, Bélgica, desarrollo del primer sistema de presfuerzo completo.

A partir de la segunda mitad del siglo XX el concreto presforzado ha tenido un crecimiento importante y casi constante en países como Alemania y Estados Unidos. En México la primera aparición fue en 1956, en la construcción de un puente sobre el río Santa Catarina en Monterrey, Nuevo León, pero fue hasta después de 1970 que el concreto presforzado se usaba en la mayoría de los puentes de claros medianos, desgraciadamente su uso en otras áreas no ha tenido el mismo avance.

1.2 Sistemas de presfuerzo

Concreto presforzado es aquel en el cual se han introducido esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debidos a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado (ACI).

Los esfuerzos internos se generan usando torones de acero, a los que se tensa antes o después del fraguado del concreto, pueden presentar distribuciones específicas dependiendo de cada caso. Los esfuerzos debidos a cargas externas, son producidos por elementos como la losa, el asfalto, los parapetos, los diafragmas, etc. y como bien lo dice la ACI, con el presfuerzo se busca contrarrestar estos esfuerzos y hacer que el elemento trabaje más eficientemente.

Dentro de los tipos de presfuerzo se encuentran distintas clasificaciones, pero las que interesan para este son: pretensado, se tensa antes del colado del elemento y postensado, se tensa cuando el concreto ha adquirido una resistencia específica.

Desde el punto de vista económico la ANIPPAC muestra una gráfica comparativa entre el costo relativo contra la longitud de un elemento construido de concreto reforzado y de concreto presforzado. Explica que al pre-comprimir el concreto se logra que toda la sección de un elemento a flexión aporte resistencia, a diferencia de los elementos reforzados donde las partes agrietadas no aportan resistencia. Se muestra entonces que a partir de una cierta longitud relativa el concreto presforzado es más económico.

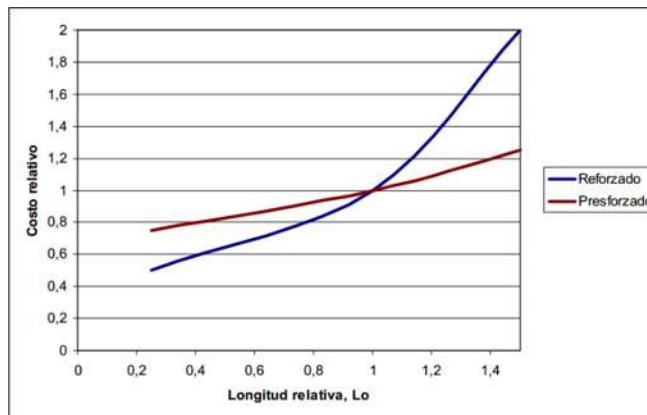


Figura 1.1 - Comparación entre el costo de travesaños presforzados y reforzados [ANIPPAC]

1.2.1 Propiedades de los materiales

1.2.1.1 Concreto

Desde su concepción las travesaños Nebraska se pensaron para el uso de concretos de alta resistencia como los que se fabrican en Estados Unidos, actualmente el intervalo que se califica como de alta resistencia son los concretos con $f'c$ entre 560 y 1050 kg/cm^2 , en México “Concretos Moctezuma” ofrece resistencias de hasta 700

kg/cm² a una edad 28 días y “Cemex” produce concretos con hasta 800 kg/cm² (Figura 1.2).

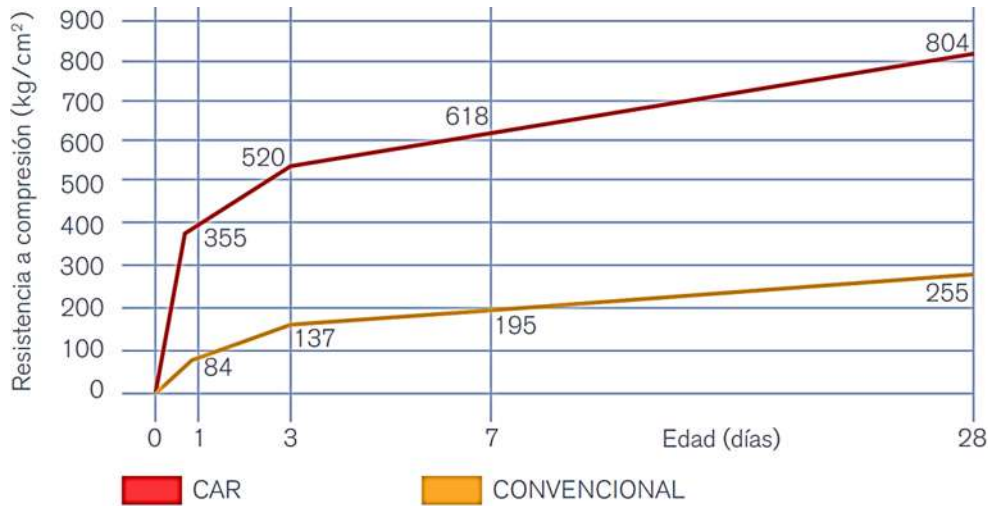


Figura 1.2 - Gráfica de resistencia del concreto de alta resistencia (CAR) a diferentes edades.[CEMEX]

De acuerdo con el IMCYC, los concretos de alta resistencia en general deben fabricarse solo con materiales que cumplan ciertos requisitos. Para el cemento son recomendables los tipos I y II, con contenidos significativos de silicato tricálcico, módulo de finura alto y composición química uniforme; de los agregados pétreos, la grava debe ser de alta resistencia mecánica, estructura geológica sana, bajo nivel de absorción, buena adherencia, de tamaño pequeño y densidad elevada, y la arena debe estar bien graduada, con poco contenido de material fino plástico y módulo de finura controlado (cercano a 3); el agua requiere estar dentro de las normas establecidas. Adicionalmente a estos requisitos de materiales, también debe cuidarse la mezcla, manteniendo relaciones agua/cemento bajas (de 0.25 a 0.35), mezclado previo del cemento y del agua con revolvedora de alta velocidad, empleo de agregados cementantes, periodo de curado más largo y controlado, compactación del concreto por presión y confinamiento de la mezcla en dos direcciones.

Desafortunadamente en México el alto costo de estos concretos ha limitado su uso, y es razón por la cual las trabes Nebraska que se fabrican en México no tienen un rendimiento tan alto como sus similares estadounidenses.

El módulo de elasticidad para concreto se debe calcular de acuerdo a normas locales o nacionales ya que están calibradas dependiendo de los materiales que se utilizan para fabricarlo. De acuerdo a las NTC del Distrito Federal (2004) el módulo de elasticidad para concretos se calcula como:

$$\text{Concretos clase 1, agregado grueso calizo} \rightarrow E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad (1.1)$$

$$\text{Concretos clase 1, agregado grueso basáltico} \rightarrow E_c = 11000\sqrt{f'_c} \quad (1.2)$$

$$\text{Concretos clase 2} \rightarrow E_c = 8000\sqrt{f'_c} \quad (1.3)$$

Los concretos clase 1 son aquellos de resistencia normal empleados para fines estructurales, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³, y los de clase 2 su peso volumétrico puede ser de 1.9 a 2.2 ton/m³.

Para concretos de alta resistencia el módulo de elasticidad se calcula como:

$$\text{Agregado grueso calizo} \rightarrow E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110,000 \quad (1.4)$$

$$\text{Agregado grueso basáltico} \rightarrow E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 50,000 \quad (1.5)$$

1.2.1.2 Acero de presfuerzo

El acero de presfuerzo es el encargado de contrarrestar los momentos y esfuerzos producidos por las cargas. Este acero se emplea en tres presentaciones, en alambres, torones o varillas de acero de aleación.

Los alambres (un solo hilo) se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de

estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm².

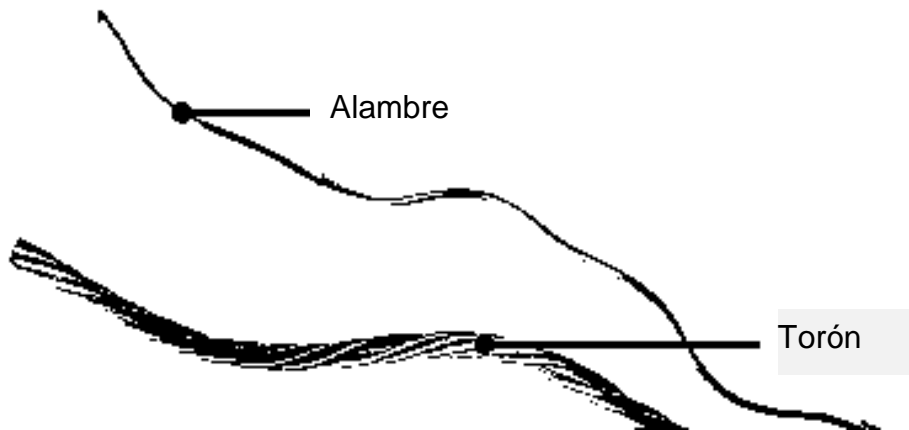


Figura 1.3 - Representación de un alambre y un torón

Los torones se fabrican con siete alambres firmemente torcidos (Figura 1.4), tienen mejores propiedades mecánicas que los alambres, especialmente la adherencia. La resistencia depende del grado, ya sea 250 o 270ksi, el más usado actualmente es el de grado 270 (19,000 kg/cm²).

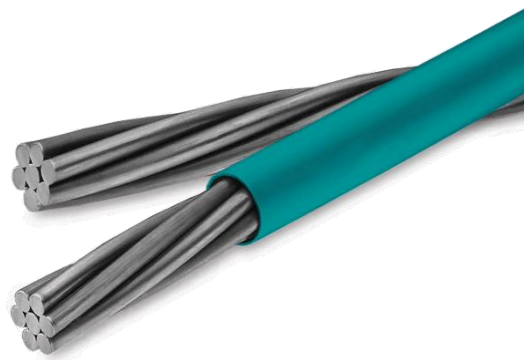


Figura 1.4 - Torones de 7 alambres, desnudos y con cubierta de polietileno [DEACERO S.A.P.I. de C.V.]

Existen torones de presfuerzo de diversos diámetros dependiendo del alambre que se emplee, la empresa Mexicana DEACERO los fabrica en tres diámetros, 9.53, 12.7 y 15.24mm (más usado) los cuales tienen un área de 54.8, 98.7 y 140mm² respectivamente. Como se muestra en la imagen 1.4 puede solicitarse al desnudo o con cubierta de polietileno y únicamente trabajan con torones de grado 270.

El acero de presfuerzo tiene un comportamiento distinto al acero de refuerzo, dicho comportamiento se muestra de manera general en la siguiente gráfica de la AASHTO. Donde se aprecia que debido a la ausencia de puntos de quiebre en la curva, el esfuerzo de fluencia se calcula con métodos arbitrarios, basados en un arreglo específico como el método del offset al 2% o el método de la extensión del 1%.

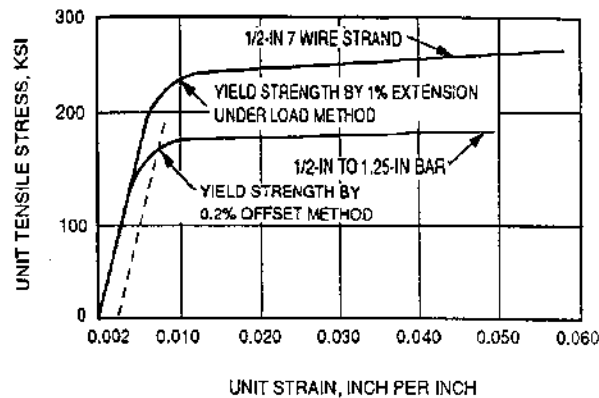


Figura 1.5 - Diagrama esfuerzo-deformación tipo de aceras de presfuerzo [AASHTO LRFD 2012]

Para aceros de baja relajación la AASHTO establece que el esfuerzo de fluencia es igual al 90% del esfuerzo de ruptura.

1.2.2 Pretensado

Se llama pretensado cuando la tensión que se le da al acero sucede antes de que se lleve a cabo el colado de la trabe. El acero de presfuerzo tiene una característica

distribución horizontal longitudinalmente y respecto al eje vertical los torones se colocan individualmente en lechos.



Figura 1.6 - Trabe AASHTO pretensada [VIBOSA S.A. de C.V.]

Este tipo de elementos pretensados son generalmente prefabricados en taller, en el que se construyen mesas de colado que consisten en una zona de colado al centro, acondicionada para los moldes que la trabe necesite, en un extremo de esta mesa se ubica un gato hidráulico que se encarga de darle la tensión a los torones y del otro lado un muerto de anclaje (elemento de concreto robusto).

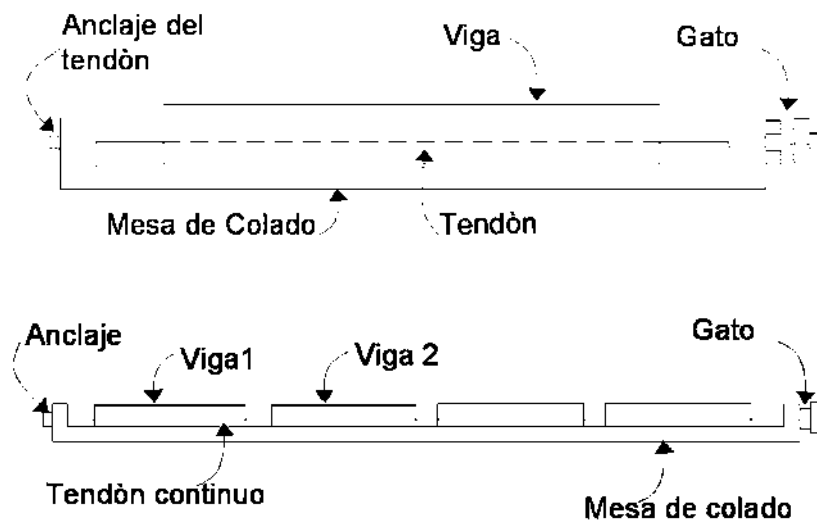


Figura 1.7 - Esquemas de sistemas de pretensado [SEPSA S.A. de C.V.]



Figura 1.8 - Molde para trabe tipo AASHTO [MEXPRESA S.A. de C.V.]

Cabe resaltar que en el pretensado no se utilizan anclajes al momento de la transferencia como en el postensado, sino que este anclaje se da debido a la adherencia acero-concreto.

La respuesta que tiene el elemento de concreto ante la aplicación de un presfuerzo de este tipo se puede observar en las siguientes imágenes.

El momento por peso propio corresponde a una trabe simplemente apoyada con carga uniforme y el momento por presfuerzo se calcula como la fuerza de presfuerzo por la excentricidad (distancia del centroide de la trabe al centroide de los torones).

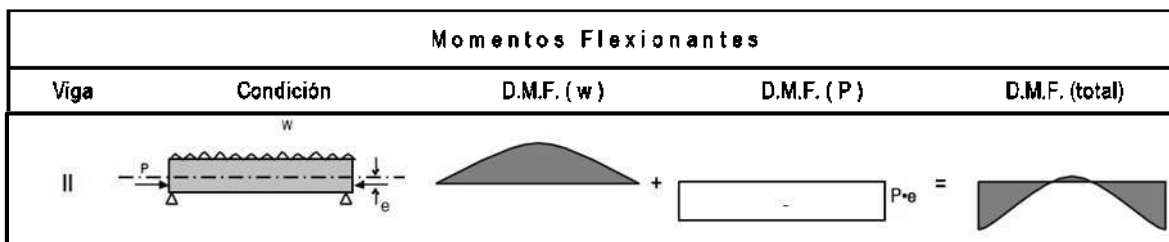


Figura 1.9 - Momentos flexionantes en vigas presforzadas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A de C.V.]

A diferencia de los momentos, los esfuerzos se separan en tres, el esfuerzo que genera el peso propio de la trabe, el esfuerzo axial del presfuerzo, es decir la fuerza de compresión ocasionada por el tensado y el esfuerzo de la excentricidad de los torones.

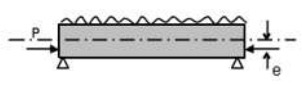







		Esfuerzos							
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO			
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total
II						0			

Figura 1.10 - Esfuerzos al centro de claro y en el extremo de vigas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A. de C.V.]

1.2.3 Postensado

Contrario al pretensado el postensado consiste en colar el elemento primero y después aplicarle el presfuerzo, que se induce a través de torones insertados en ductos previamente instalados en el interior del elemento y que cuentan con una trayectoria específica.

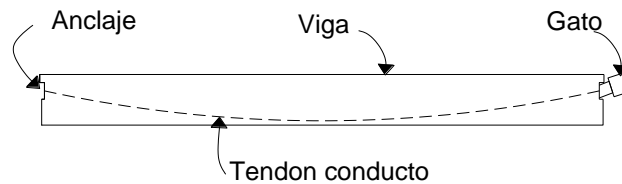


Figura 1.11 - Esquema de sistema de postensado [SEPSA S.A. de C.V.]

Son también generalmente prefabricados, pero el tensado no ocurre en la mesa de colado, ya que el concreto debe alcanzar una resistencia específica; una vez se tenga esta, se aplica la tensión desde uno o ambos extremos dependiendo de la longitud del elemento, el anclaje se realiza con dispositivos mecánicos desde los extremos ya que no se cuenta como en el pretensado con la adherencia al concreto.

Estos anclajes pueden ser activos o pasivos, los anclajes activos o móviles son los que van situados en el extremo de los cables desde el que se aplica la fuerza de tensado y los pasivos van en el lado desde el cuál no se tensa.



Figura 1.12 - Trabe postensada para el puente La Perla Costanera Sur, Costa Rica

Los ductos que se emplean para el paso de los torones deben ser metálicos o de plástico y deben cumplir ciertos diámetros máximos y separaciones, de esto se hablará en la sección 4.3.

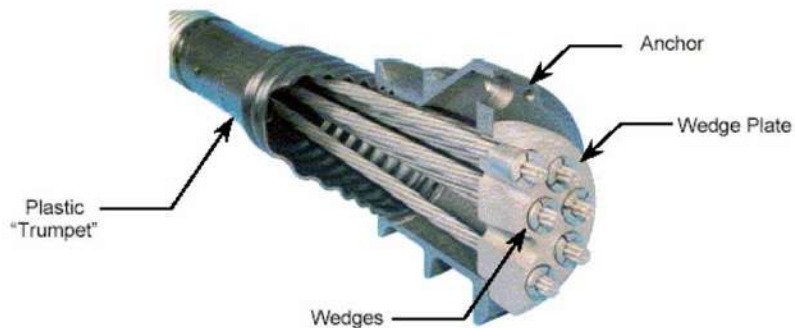


Figura 1.13 - Ducto y anclaje activo para postensado, "Plastic trumpet" – ducto, "Anchor" – ancla, "Wedges" – cuñas

El momento por presfuerzo cambia del pretensado por la trayectoria con la que se diseña pero se calcula de la misma forma, carga de presfuerzo por excentricidad (Figura 1.14).

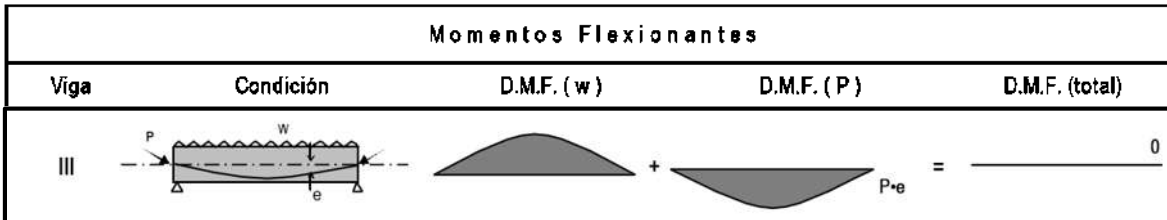


Figura 1.14 - Momentos flexionantes a lo largo de vigas presfuerzadas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad variable, [SEPSA S.A. de C.V.]

Como se busca que el presfuerzo genere un momento contrario al generado por las cargas muertas, sus esfuerzos serán contrarios también pudiendo inclusive quedar solamente el esfuerzo axial.

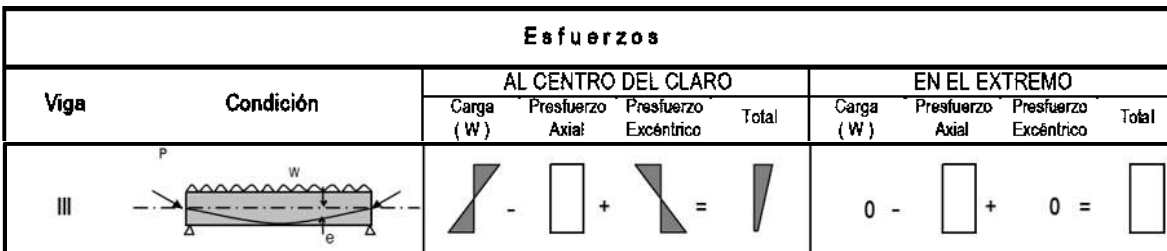


Figura 1.15 - Esfuerzos al centro de claro y en el extremo de vigas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad variable, [SEPSA S.A. de C.V.]

Capítulo 2

Características de puentes de longitud media

De acuerdo al anuario estadístico del 2012, versión más reciente que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) ofrece, la red carretera contaba con 377,660 km de longitud, siendo el estado de Jalisco el que cuenta con la mayor longitud de carreteras. En la siguiente gráfica se puede observar la distribución de la red carretera por entidad federativa y por superficie de rodamiento (Dos y cuatro carriles son carreteras pavimentadas).

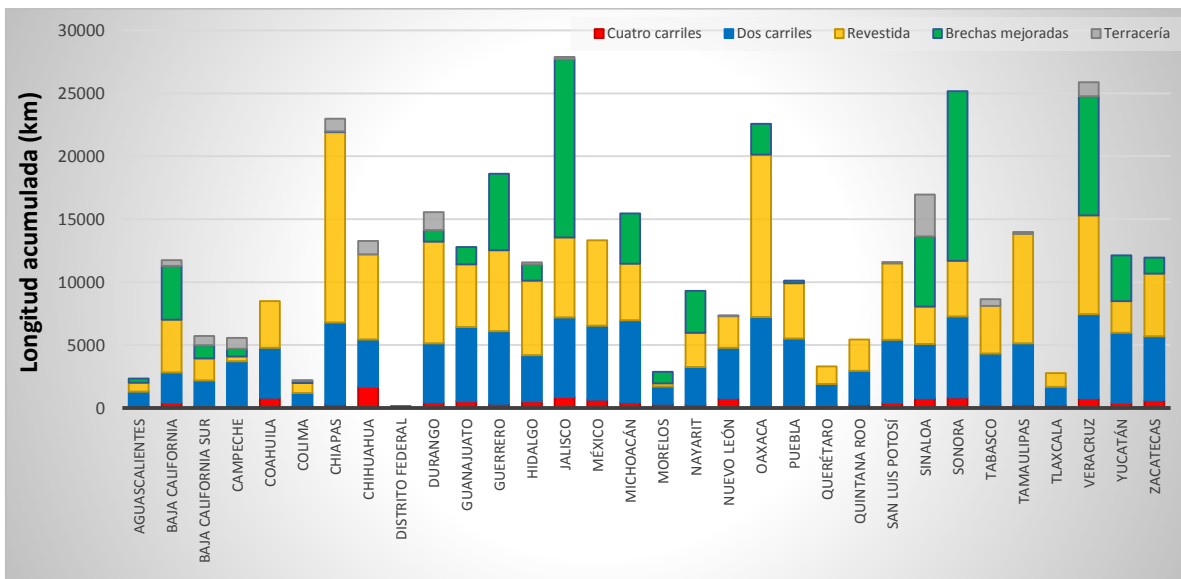


Figura 2.1 - Longitud de carreteras por entidad federativa y superficie de rodamiento, gráfico acumulativo [Anuario estadístico SCT 2012]

De la gráfica se observa que en el estado de Michoacán tienen más presencia las carreteras que cuentan con 2 carriles, seguidas por aquellas que son revestidas y las brechas mejoradas, por último están las carreteras con 4 carriles con una longitud de 436km.

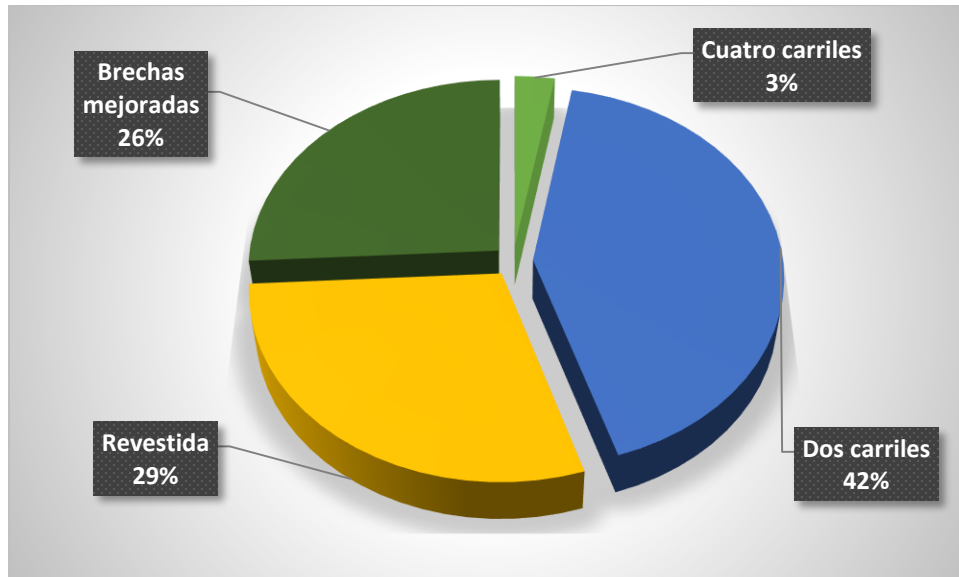


Figura 2.2 - Porcentaje de tipos de carreteras en Michoacán [Anuario estadístico SCT 2012]

Con los datos anteriores se concluye que los puentes más comunes en México son los que cuentan con dos carriles; esta información es de ayuda para la creación de ayudas de diseño ya que se limitan los posibles casos a considerar.

2.1 Clasificación de puentes

Según el Sistema de Puentes en México (SIPUMEX) donde los puentes se clasifican de acuerdo con el tipo de estructura, el 2% son especiales, clasificación que en el manual sobre consideraciones de puentes de la SCT se definen como aquellos puentes cuya topología es diferente a la común y consiste en superestructuras de claros simplemente apoyados, colados in situ, de concreto presforzado o reforzado, de acero y también en arco.

Los puentes según las normas de la SCT pueden ser puentes construidos en voladizo, puentes empujados, en arco, de concreto presforzado, atirantados y colgantes, a continuación se describen brevemente algunos de ellos.

2.1.1 Puentes construidos en voladizo

Son aquellos construidos por segmentos o dovelas con cimbra móvil, que se colocan sucesivamente a partir de un elemento previo de subestructura, formando un voladizo creciente, hasta encontrarse con el otro extremo del voladizo o con algún apoyo provisional.



Figura 2.3 - Puente “Quintana Beach”, Angleton, Texas

2.1.2 Puentes empujados

Su construcción es similar a la anterior, su superestructura está formada por dovelas o segmentos que se ensamblan al segmento anterior sobre una plataforma (cimbra fija) que se encuentra en un extremo del puente y una vez unida a la anterior el conjunto se empuja hacia adelante para liberar el sitio que ocupará la siguiente dovela. Igualmente se puede realizar sólo desde un extremo o desde ambos.

En la descripción de la siguiente imagen se encuentra el enlace de una simulación 3D del proceso constructivo de un puente empujado.

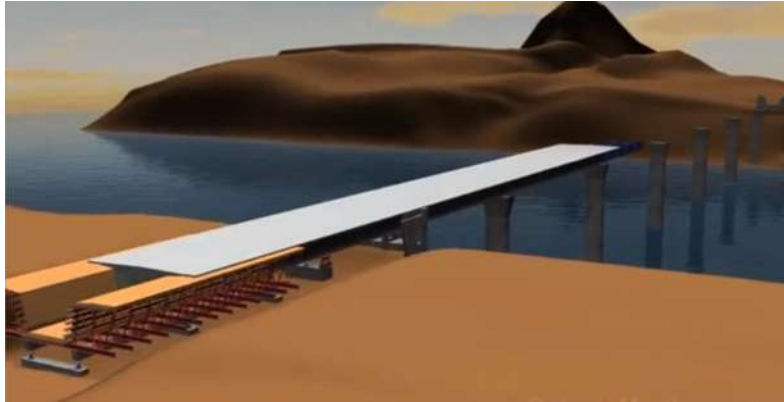


Figura 2.4 - Simulación 3D de la construcción de un puente empujado [<http://m.ztopics.com/Segmental%20bridge>]

2.1.3 Puentes de concreto presforzado

Son mayormente utilizados para cubrir claros medianos de 15 a 60 metros, su funcionamiento, dependiendo del momento en que se tense el acero, (pretensado y postensado) se describió en el capítulo anterior.

El concreto presforzado en puentes se utiliza principalmente en traveses prefabricados y ha demostrado ser técnica y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medianos como para aquellos de más de 40 metros. Una gran cantidad de puentes se construyen de esta manera actualmente por la rapidez de construcción, la eficiencia de los elementos y menores peraltes.



Figura 2.5 - Colocación de traveses prefabricados [MIBOSA S.A. de C.V.]

2.1.4 Puentes atirantados

Son aquellos cuyo tablero se encuentra suspendido de torres mediante cables o tirantes. Son una solución en México para librar claros grandes, de más de 100m y son distinguidos por su estética.

Recientemente se construyó el puente Baluarte que utiliza este sistema; se encuentra entre los estados de Durango y Sinaloa y cuenta con una distancia de pila a pila de 520m.



Figura 2.6 - Puente “Baluarte”, entre los Estados de Durango y Sinaloa

Los tirantes son elementos flexibles que soportan al tablero y se conectan en diferentes puntos, y dependiendo de la distribución de éstos pueden clasificarse como: de arpa o tirantes paralelos (b), semi-Arpa o tirantes semi-paralelos (c) y en abanico o tirantes radiales (a).

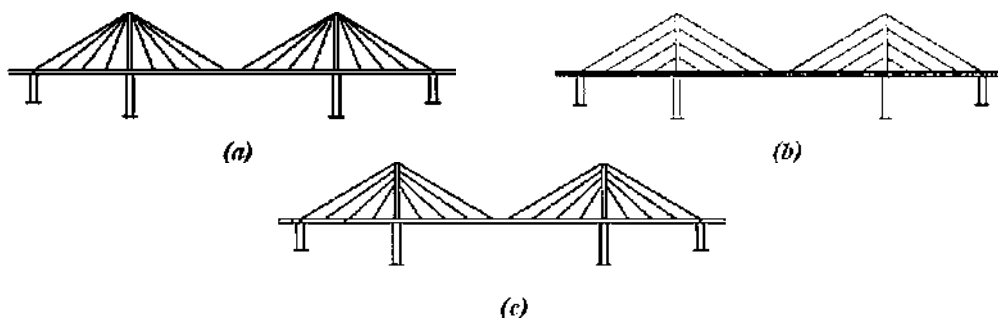


Figura 2.7 - Clasificación de los tirantes por su distribución

2.2 Planos de proyecto tipo

En México desde los años 1960 y hasta principios de los 1980 la construcción de puentes se realizaba con base en planos tipo realizados por la SOP, que se usaban a conveniencia dependiendo de las solicitudes del proyecto.

Estos planos dieron origen a varios volúmenes, entre los que se encuentran el desarrollado por la Secretaría de Obras Públicas (SOP) en 1966 y el de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) en 1980.

2.2.1 Primer volumen, SOP

Este volumen comprendía varios tipos de superestructura considerando al HS-15 como vehículo de diseño y un ancho total de 8 m. Los tipos descritos tenían indicado el claro en el que se podían usar, algunos de estos tipos son: losas macizas con claros de 6 a 10 m, dos traveses de concreto reforzado de 8 a 32 m, tres traveses de concreto reforzado de 8 a 16 m, traveses de concreto presforzado de 30 a 45 m.

Para la subestructura solo se contaba con información de pilas y estribos de mampostería donde la altura de estos se medía desde el nivel de desplante, para losas planas macizas consideraba altura de estribos de 4 a 10 m y de igual manera para las pilas, y para traveses de concretos reforzado iban de 6 a 14 m en ambos casos.

En estos planos tipo no se consideraba el uso de topes sísmicos para restringir el desplazamiento transversal o longitudinal en sismos extremos.

Otra característica considerada en estos planos son los tipos de apoyo, tales como apoyos de plomo, de neopreno y de acero.

2.2.2 Segundo volumen, SAHOP

Este manual desarrollado en 1980 mejora los rendimientos de los anteriores y agrega un par de opciones para los tipos de losas, los diseños ahora se hacen con los vehículos HS-15 y HS-20 y los anchos pueden ser de 8 a 10 m.

Los tipos de superestructura: losas macizas que pueden cubrir claros de hasta 14 m, las aligeradas hasta 18 m y por último las losas con dos nervaduras hasta 28 m. Los estribos para losas macizas de 5.3 a 13 m y de 5 a 12.7m para las losas nervadas, la altura de las pilas iban de 4 a 12 m y de 6 a 14 m respectivamente.

El concreto tenía resistencias que alcanzaban los 350 kg/cm², para el acero de refuerzo de 4200 kg/cm² y para el presfuerzo de 19,000 kg/cm².

2.3 Datos estadísticos de puentes

2.3.1 Sistema de puentes en México (SIPUMEX)

SIPUMEX es el nombre del programa implantado en 1992 por la SCT para contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la red federal de carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación, con lo que se logra una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios.

Según datos obtenidos de este programa en 2013, se contaba en México con 8265 puentes siendo el estado de Michoacán el que sobresale del resto de los estados con 526 puentes (SCT 2013).

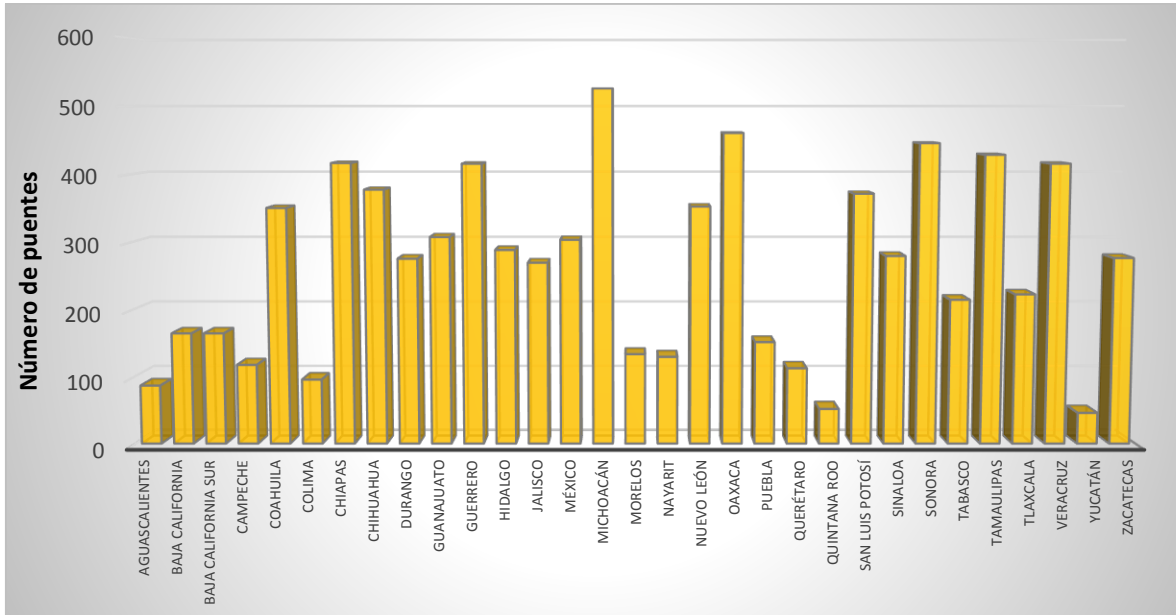


Figura 2.8 - Número de puentes por entidad federativa [SCT 2013]

2.3.1.1 Edades de los puentes

Todas las estructuras son susceptibles a presentar fallas, esto por distintas razones, ya sea que los materiales no poseían las características de diseño, que las condiciones de servicio fueron mayores, por socavación o por la acción de temblores o huracanes, entre otras posibles razones.

Los puentes carreteros son susceptibles a fallar por fatiga debido al tipo de carga a la que se someten. Adicionalmente, si se considera que en los últimos años el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados para satisfacer la demanda de los transportistas, aquellos puentes que se diseñaron en el siglo pasado pueden verse realmente afectados, por lo que se deben llevar a cabo estudios de los efectos que se presentan en estos puentes. De

acuerdo al SIPUMEX de los 7585 puentes que había en el 2010, el 61.75% fue construido entre los años 1931 y 1980.

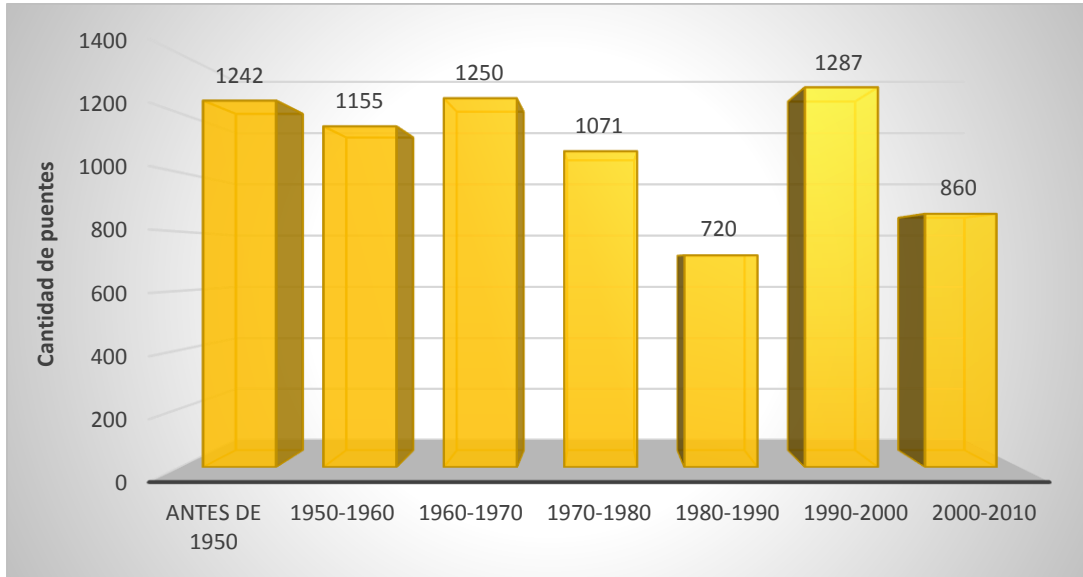


Figura 2.9 - Cantidad de puentes construidos por década [SIPUMEX 2010]

Dentro de 6 años, es decir, en el 2020, un alto porcentaje de los puentes tendrán en promedio 50 años de operación, muy por arriba de la edad de servicio para la que fueron diseñados, por lo que en los próximos años se prevé una renovación importante.

2.3.1.2 Material de composición de la superestructura

Otra clasificación que se encuentra en las bases de datos del SIPUMEX, es de acuerdo al material del que se compone la superestructura.

Se aprecia en la figura 2.10 que los puentes de concreto reforzado son los que, a pesar de que su construcción ha ido a la baja, conforman el 57% del total de los puentes (SCT 2013).

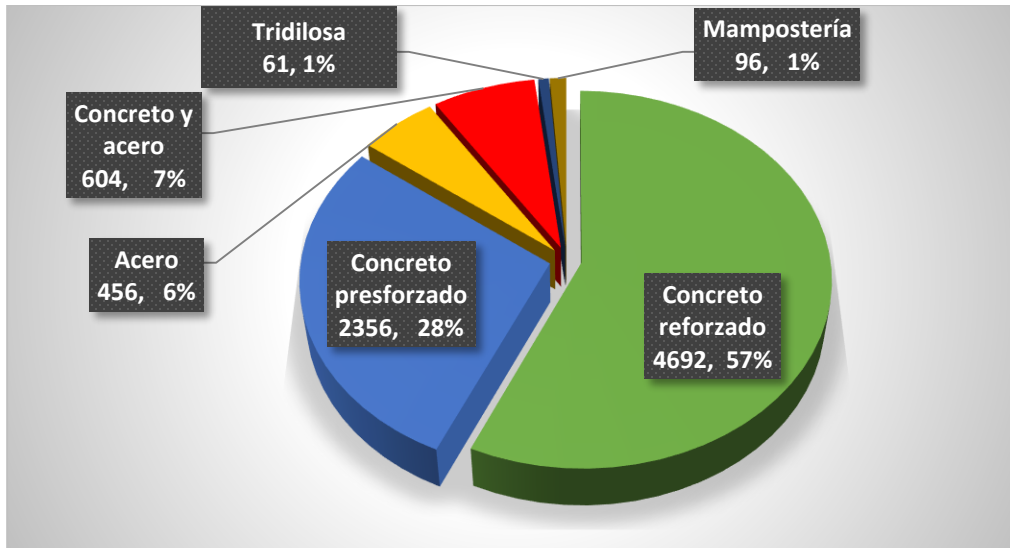


Figura 2.10 - Material de composición de los puentes [SCT 2013]

2.3.1.3 Longitudes de los puentes

Los datos recabados se muestran en la figura 2.11, en la que se aprecia que la mayoría de los puentes tiene longitudes totales entre 15 y 45 m.

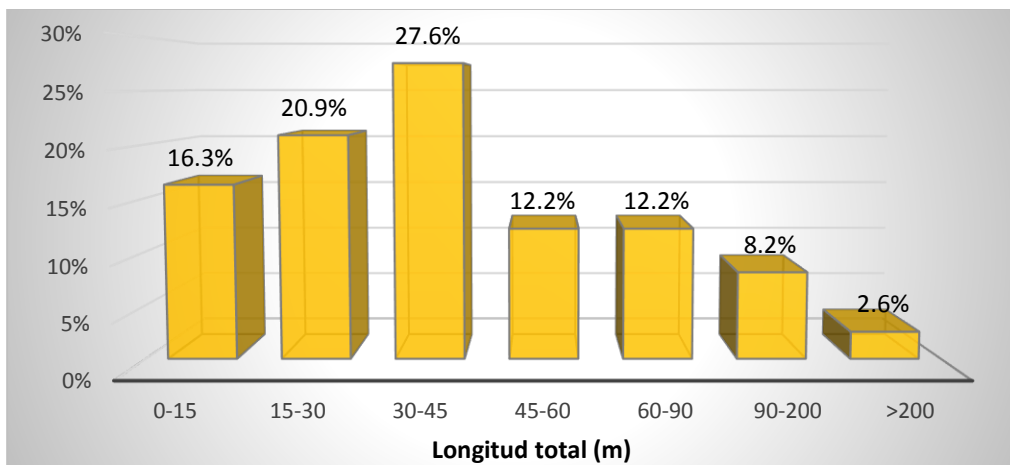


Figura 2.11 - Longitud total de puentes en México [SIPUMEX 2009]

Se observa en la figura 2.12 que el claro de mayor longitud entre apoyos que predomina varía entre 10 a 25 m, y con un porcentaje muy bajo están aquellos entre 35 y 45 m que puede deberse a las limitaciones de los sistemas que se implementaban. Actualmente, sin embargo, se observa que hay un gran número de

puentes donde se usan traveses pretensados tipo AASHTO, que suelen librar claros de hasta 35 m (en el caso de la trabe AASHTO IV), contrario al número de puentes donde se emplean las traveses Nebraska por ejemplo, las cuales como se verificará más adelante pueden llegar a librar claros de hasta 60m, y que de ser así, la mayoría de los puentes que se construyen podrían construirse con un solo claro, evitando la construcción de pilas intermedias y a su vez reduciendo costos de manera importante.

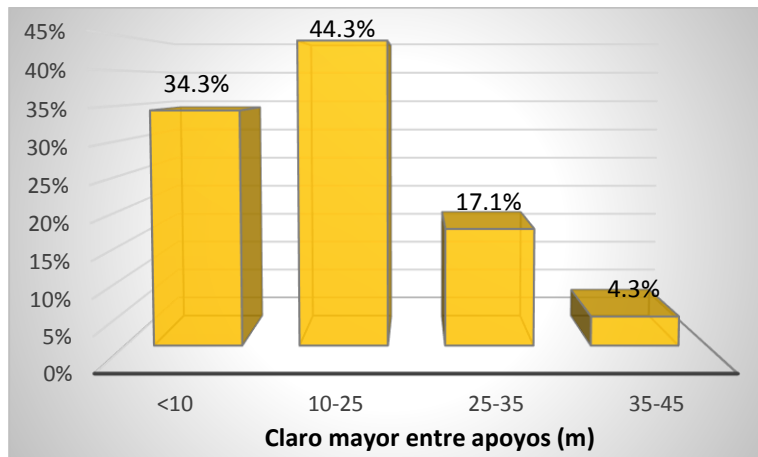


Figura 2.12 - Longitud del claro mayor entre apoyos [SIPUMEX 2009]

Capítulo 3

Cargas muertas y cargas vivas para puentes en México

3.1 Cargas muertas

3.1.1 Componentes comunes de la superestructura

La superestructura de los puentes la componen las traveses, la losa, el asfalto, diafragmas, parapetos y barreras. El peso propio de todos ellos forma parte de la carga muerta de la estructura. A continuación se hablará de las características de cada uno.

3.1.1.1 Traveses tipo Nebraska

La universidad de Nebraska menciona: “Los puentes construidos con traveses prefabricados presforzados se han vuelto el sistema estructural predominante en puentes en los Estados Unidos. En etapas tempranas de diseño, el diseño preliminar es un primer paso vital para el diseño de un puente económico.”

El centro de investigación de infraestructura de la universidad de Nebraska, ahora incorporado en el Nebraska Transportation Center, es el responsable de la creación de esta serie de traveses cuyo uso se ha esparcido a otras partes de los Estados Unidos, además de Canadá y México.

Como mencionan es vital un diseño preliminar, por lo que en sus estudios incluyen ayudas a manera de gráficas para realizar diseños preliminares con diferentes alternativas, dependiendo de la sección (trabe), separación entre traveses, número de torones, claro, etc.

Su ventaja respecto a las traveses AASHTO es la longitud de los claros que pueden salvar, de acuerdo con un artículo publicado por el propio centro de investigación, el claro puede llegar a ser de hasta 70 m para la NU-2000 con una separación entre traveses de 1.8 m y torones de 1.78 cm de diámetro. Esta clara mejoría hace que posiblemente sea más factible, económica y constructivamente, para ciertos claros el uso de estas traveses en lugar de las usuales AASHTO.

3.1.1.1.1 Dimensiones y propiedades

Las vigas Nebraska cuentan con un característico ancho patín superior para mejorar la fortaleza del momento negativo en claros continuos, un patín inferior grueso para albergar una cantidad grande de torones de presfuerzo y esquinas redondeadas o curvas para reducir la concentración de esfuerzos y ayudar al flujo del concreto durante el colado.

La serie de traveses tipo Nebraska (Figura 3.1) cuenta con 7 vigas de dimensiones idénticas para los patines y el alma, su única diferencia radica en el peralte, que varía desde los 90 hasta los 240cm.

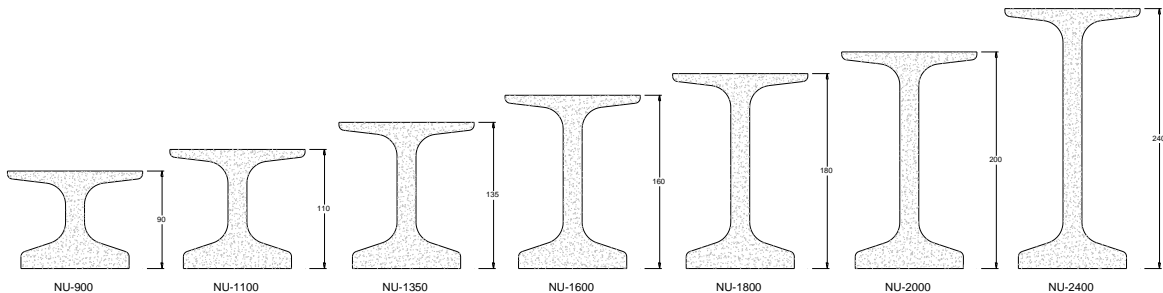


Figura 3.1 - Secciones transversales de traveses tipo Nebraska [Universidad de Nebraska]

Como la única variación entre las distintas secciones transversales es el peralte, se pueden representar todas las dimensiones de la trabe en una sola figura (3.2).

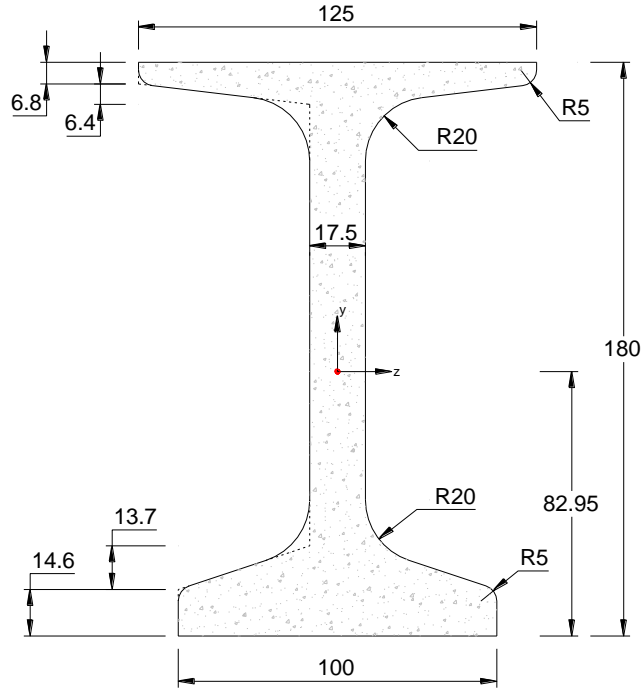


Figura 3.2 - Trabe NU-1800, R20 y R5 son los radios de las curvaturas (acotaciones en cm)

Conocidas las dimensiones se procede al cálculo de las propiedades, pero debido a lo complejo que resultaría hacerlo manualmente se optó por calcularlas con el programa SAP2000, los resultados para cada una de las traves se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.1 – Propiedades de traves tipo Nebraska

Sección	Peralte (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)
NU-900	90	4622.09	41.82	4958791
NU-1100	110	4972.09	50.74	8244920
NU-1350	135	5409.59	62.10	13745494
NU-1600	160	5847.09	73.63	20924539
NU-1800	180	6197.09	82.95	27969861
NU-2000	200	6547.09	92.34	36249499
NU-2400	240	7247.09	111.31	56794680

El procedimiento para obtener las propiedades por medio del programa SAP2000 es dibujando las vigas a base de coordenadas, mediante el uso de la herramienta “Section Designer”. Las propiedades se muestran en una tabla anexa, siendo “A” el área gruesa, “I33” el momento de inercia y “Y_{cg}” el centroide.

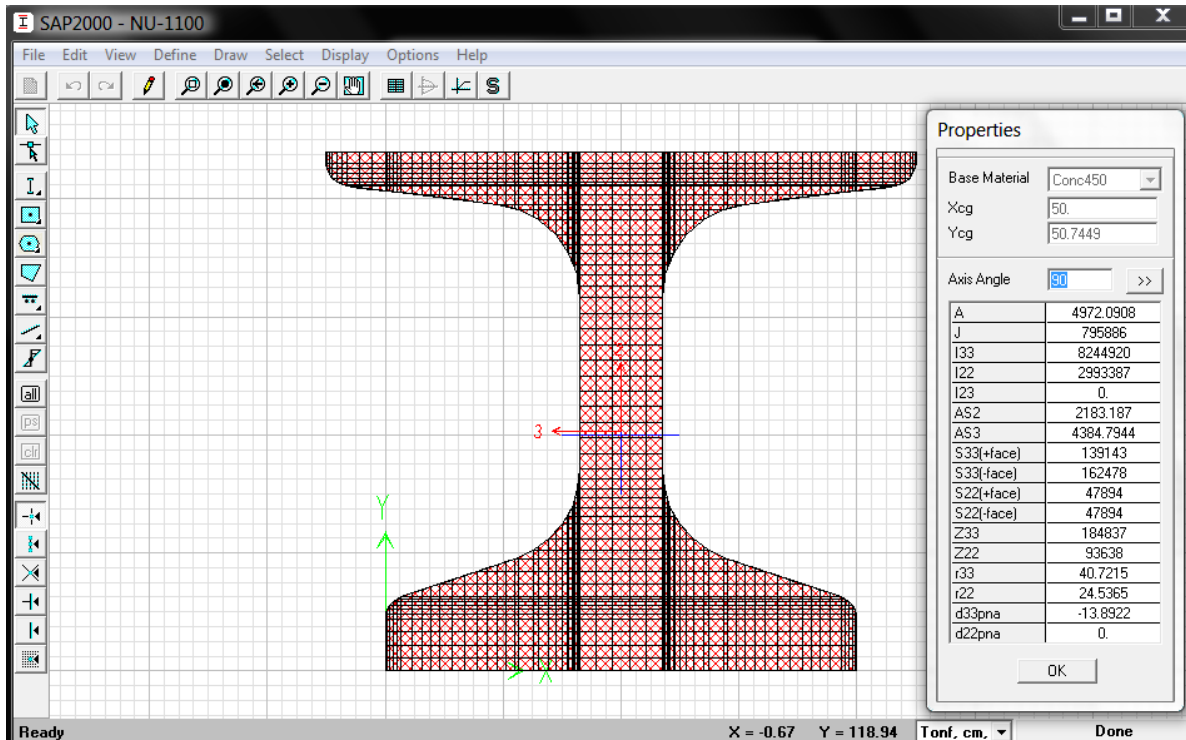


Figura 3.3 - Propiedades de trabe NU-1100, con el software SAP2000 v15

3.1.1.2 Losa y asfalto

La losa de concreto armado aumenta la capacidad de la sección, cumple la función de sistema de rodamiento y rigidiza a la superestructura repartiendo las cargas vivas las traveses, evitando movimientos entre las estas.

Dependiendo de la separación del elemento estructural sobre el que se apoye puede tener un espesor de 15 a 20 cm, y deberá aumentarse si se usa como superficie de rodamiento (considerando el desgaste). En general la losa es de 18 a 20 cm.

Las normas de la AASHTO (LRFD 2012) establecen lo siguiente para el diseño de la losa:

- La longitud efectiva para losas apoyadas en traveses de acero o concreto (Figura 3.4) deberá tomarse como: la longitud libre entre patines (m) más el volado del patín medido desde el extremo libre de éste al paño del alma (k). Sin embargo en México se considera el ancho tributario como la separación entre traveses (centro a centro).

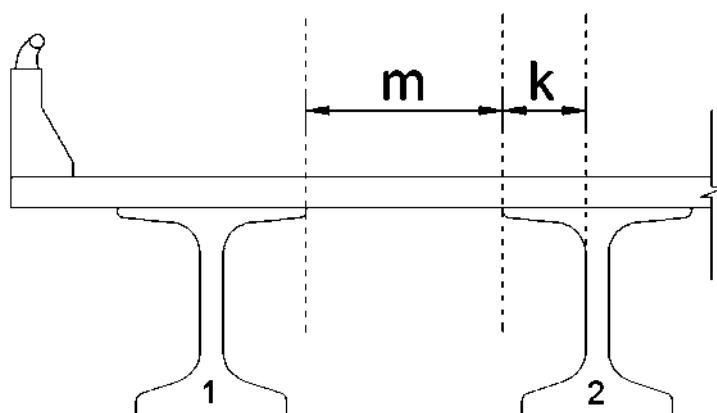


Figura 3.4 - Longitud efectiva de losas [AASHTO LRFD 2012]

- La losa será completamente colada en sitio, curada con agua y tendrá un espesor constante, excepto en las uniones con los patines de las traves. El espesor mínimo será de 18 cm sin considerar la superficie de desgaste. Los 18 cm se distribuyen en 5 cm de recubrimiento superior, armado (acero de refuerzo) de 10 cm y 3 cm de recubrimiento inferior.
- La relación de longitud efectiva contra espesor de diseño de la losa no excederá 18 y no será menor que 6.
- El volado en los extremos será cuando menos de 5 veces el espesor de la losa o si se construye un parapeto inmerso en la losa, se podrá reducir hasta ser 3 veces el espesor de la losa. En ningún caso podrá exceder de 1.8 m

desde el centro de línea de la trabe exterior y la superficie de rodamiento en el volado será como máximo de 90 cm.

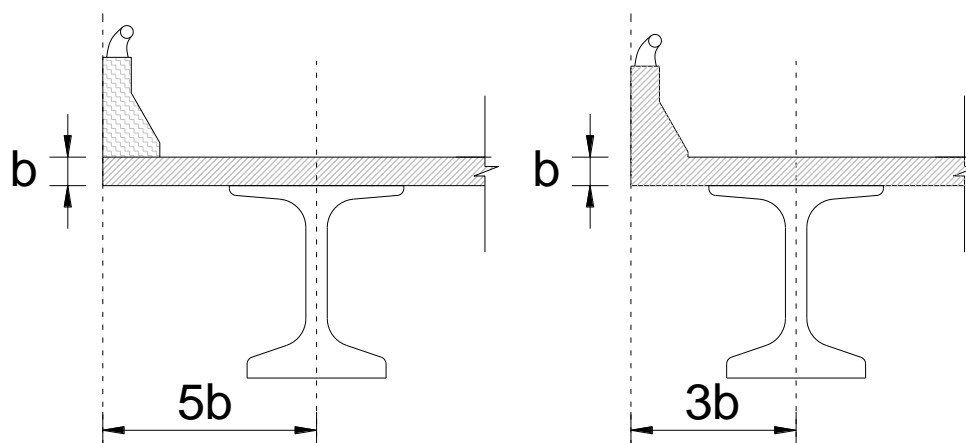


Figura 3.5 – Detalle de dimensiones mínimas de volados en función del parapeto

- La resistencia a la compresión a los 28 días del concreto deberá ser cuando menos de 250 kg/cm².

Resumiendo, el peralte recomendable para la losa es de 20 cm, considerando que se use como superficie de rodamiento, pero si se tiene proyectado la colocación de una carpeta asfáltica puede reducirse a 18 cm.

De acuerdo al *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas* (UNAM & ANIPPAC, 2004), con el fin de cuantificar la carga muerta, el espesor de la carpeta asfáltica no debe considerarse menor a 10 cm, previendo futuros reencarpetamientos.

3.1.1.3 Diafragmas

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las traveses y a la superestructura en general. Estos consisten en traveses de concreto reforzado que se colocan en los extremos del puente y en puntos intermedios, de manera transversal a las traveses longitudinales.

Los diafragmas que se ubican en los extremos unen a las vigas entre sí y con la losa además de darle gran rigidez al puente. Los intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión. [UNAM & ANIPPAC, 2004].

La cantidad y separación de diafragmas dependerá de la rigidez lateral y el claro del puente. En general, claros mayores a 10 m (con vigas I o T) deben llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de alrededor de 5 m entre ellos.

Las vigas deberán contar con las preparaciones necesarias para el paso de varillas o torones para postensar, varillas ahogadas o placas para soldar diafragmas metálicos.



Figura 3.6 - Diafragmas en puente [Lima, Perú]

En este tipo de vigas (Nebraska) los diafragmas tienen una forma como la de la figura 3.7, con un ancho de 20 a 30 cm.

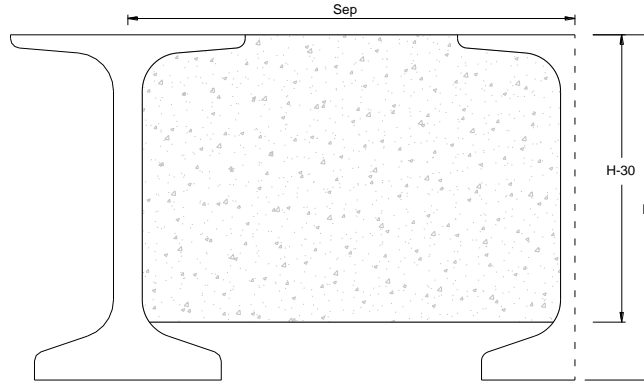


Figura 3.7 – Diafragma en trabe tipo Nebraska

3.1.1.4 Barreras de protección

Otro de los elementos que se encuentran en los puentes son las barreras de protección que de acuerdo al proyecto de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-037-SCT2-2011, son dispositivos que se instalan longitudinalmente en uno o ambos lados del camino, con el objeto de impedir, por medio de la contención y redireccionamiento, que algún vehículo fuera de control salga del camino, por fallas en la conducción, condiciones meteorológicas o por fallas mecánicas. Según su ubicación, las barreras de protección son las que se indican en la siguiente tabla (3.2).

- Barreras de orilla de corona: También conocidas como barreras laterales o defensas, son dispositivos de seguridad que se colocan en la orilla de las carreteras o vialidades urbanas, donde exista un peligro potencial, como puede ser una curva cerrada, la altura excesiva de un terraplén o la cercanía de estructuras u objetos fijos. Son concebidas para recibir impactos sólo por uno de sus lados.

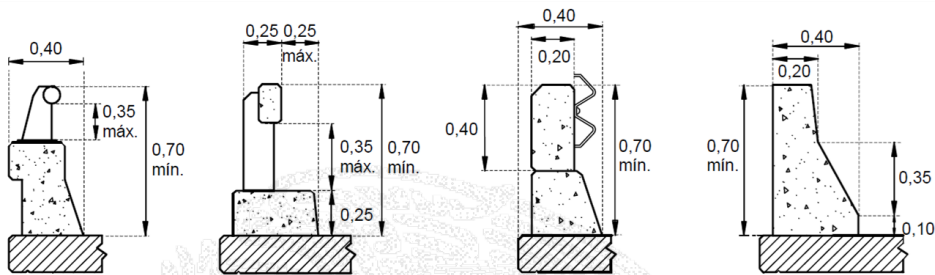


Figura 3.8 – Ejemplos de barrera de orilla indicados en la norma N-PRY-CAR-6-01-002/01 de la SCT

Tabla 3.2 – Tipos de barreras de protección [PROY-NOM-037-SCT2-2011]

Tipo	Materiales
Barrera de orilla de corona	Flexible (Defensas de acero, cables de acero u otro material)
	Semirrígida (Defensas de acero u otro material)
	Rígida (Defensas de acero o barreras monolíticas o modulares de concreto u otro material)
Barrera separadora de sentidos de circulación	Flexible (Defensas de acero, cables de acero u otro material)
	Semirrígida (Defensas de acero u otro material)
	Rígida (Defensas de acero o barreras monolíticas o modulares de concreto u otro material)
Barrera de transición	-----
Secciones extremas	Sección de amortiguamiento
	Sección terminal



Figura 3.9 - Diferentes tipos de barreras de orilla de corona

- Barreras separadoras de sentidos de circulación: También conocidas como barreras centrales, son dispositivos de seguridad que se colocan en caminos divididos para separar un arroyo vial de otro con flujo vehicular en sentido opuesto, con el propósito de impedir que algún vehículo abandone su arroyo vial e invada el otro. Son concebidas para recibir impactos por ambos lados.



Figura 3.10 - Barreras separados de sentidos de circulación

- Barreras de transición: Son barreras con arreglos y configuraciones particulares, que se colocan para conectar dos barreras comunes para lograr la transición progresiva del nivel de contención de las primeras al de los segundos.

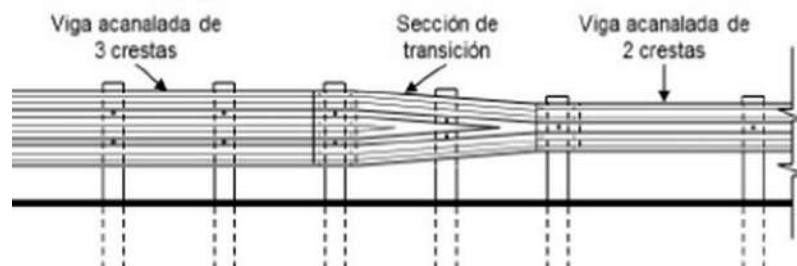


Figura 3.11 - Sección de transición en barreras de acero

- Secciones extremas: Dispositivos conectados en los extremos de una barrera, ya sea de orilla de corona o separadora de sentidos de circulación, con el objeto de protegerla y reforzarla o disminuir el peligro que representa para los ocupantes de un vehículo el impacto en el extremo inicial de la

barrera. Son secciones de amortiguamiento cuando se instalan para amortiguar el impacto potencial e impedir que la barrera penetre en el vehículo, o son terminales cuando se colocan para reforzar y proteger la barrera.

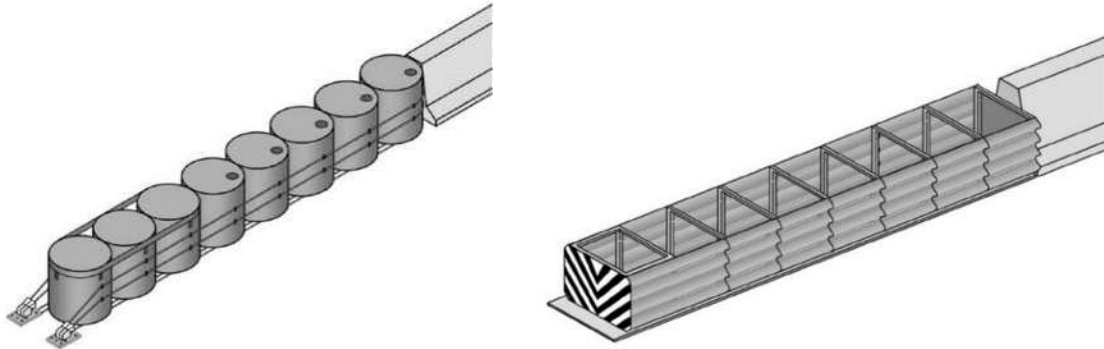


Figura 3.12 - Sección de amortiguamiento no redireccionable y redireccionable respectivamente para barrera central



Figura 3.13 - Sección extrema para barrera de orilla de corona

3.1.2 Peso volumétrico de los materiales

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, *Proyecto de puentes y estructuras*, capítulo *Cargas y acciones*, los pesos volumétricos para el cálculo de la carga muerta pueden tomarse los indicados en la siguiente tabla. En el caso de materiales que no se incluyen, el peso volumétrico nominal se determinará mediante un estudio estadístico de los pesos volumétricos de muestras del material y será igual al valor que tenga una probabilidad de no ser excedido del 2%.

Tabla 3.3 – Peso volumétrico de materiales [SCT 2001]

Material	Peso volumétrico (ton/m ³)
Acero o fundición de acero	7.85
Madera tratada o sin tratar	0.80
Concreto asfáltico	2.20
Concreto hidráulico simple	2.30
Concreto hidráulico reforzado	2.40
Mampostería de piedra	2.72

3.1.3 Cálculo de momentos flexionantes

Los momentos que generan las cargas muertas se calculan considerando que se trata de una trabe simplemente apoyada con carga uniformemente repartida excepto para los diafragmas que se toman como cargas puntuales. Se debe recordar que el momento máximo se presenta al centro del claro y por lo tanto es la sección más desfavorable para la trabe.

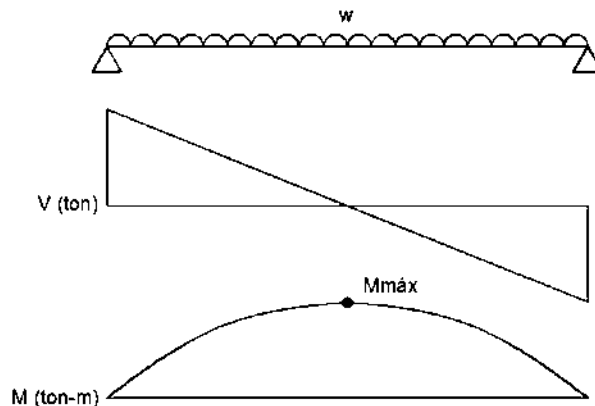


Figura 3.14 - Diagrama de cortante y momento para una viga simplemente apoyada

El momento máximo para estos casos es:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wL^2}{8} \tag{3.1}$$

donde:

w – peso por metro lineal (ton/m)

L – longitud del claro (m)

En el caso de los parapetos que se construyen después de fraguada la losa, se considera el peso por metro que generan, repartidos en todas las traveses, esto también aplica para barreras centrales.

El momento flexionante producto del peso de los diafragmas se calculará con el área del diagrama de fuerzas cortantes. Se presentan dos casos posibles, cuando el número de diafragmas es par y cuando no. En la siguiente figura se muestran dos ejemplos, uno en color rojo que ejemplifica un número par de diafragmas, en este caso 4 y uno en color azul para un número impar, se muestran 3.

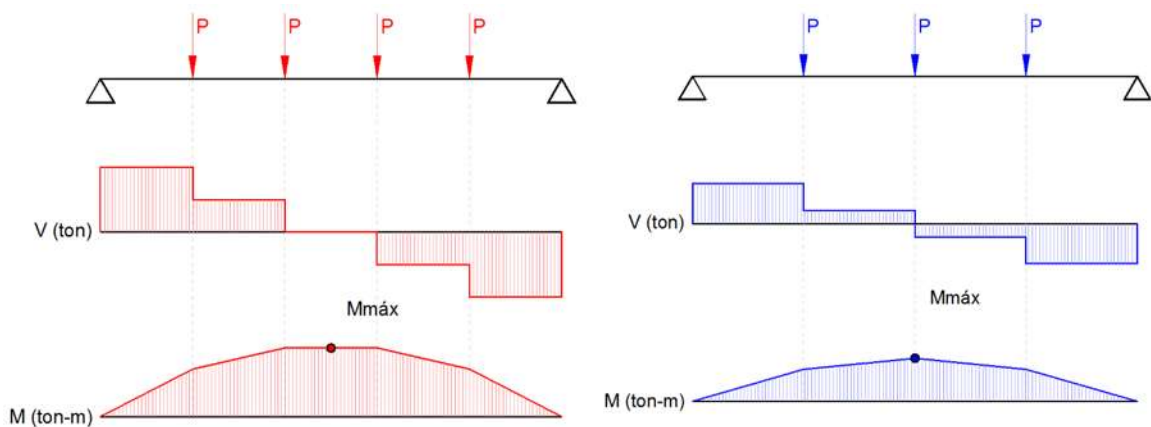


Figura 3.15 - Diagramas de cortante y momento para vigas con cargas puntuales

Si el número de diafragmas aumenta, el diagrama de cortantes tiene un comportamiento idéntico a los anteriores, de manera burda podría decirse que por la forma del diagrama, la escalera sigue creciendo, para el caso del diagrama de momentos la forma en general tendería a una parábola.

3.2 Cargas vivas o dinámicas

Las cargas que se consideran vivas son aquellas que por su naturaleza son transitorias. En puentes carreteros este tipo de cargas son exclusivamente generadas por vehículos, sin embargo en puentes dentro de ciudades se generan adicionalmente cargas debidas al paso de los peatones. Para el presente caso se considera solo la carga viva vehicular.

3.2.1 Vehículos de diseño

Para el cálculo de los momentos por carga viva se deben establecer los sistemas de carga viva que se utilizarán, esto se refiere al peso y dimensiones de los vehículos que se prevé circularán por el puente.

Las normas AASHTO (LRFD 2012) proponen un vehículo de diseño que tiene la siguiente configuración.

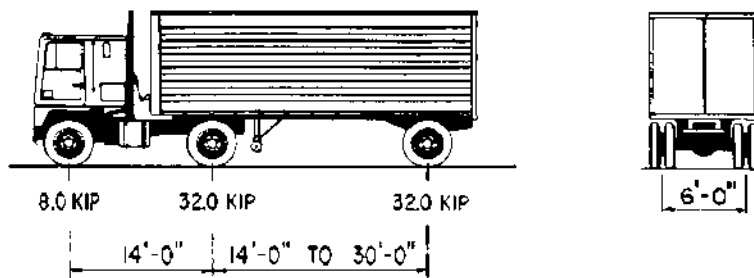


Figura 3.16 - Características del vehículo de diseño (1 kip = 0.453 ton)

Las cargas por eje equivalen entonces a 3.63 ton y 14.51 ton respectivamente. El espacio entre los ejes traseros puede variar desde 4.26 m hasta 9.14 m para producir mayores esfuerzos.

Si se considera en lugar de un eje trasero sencillo, un tándem, los ejes de este deberán estar separados 1.2 m y cada uno tendrá un peso de 11.33 ton.

Sin embargo en México la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación (UNAM & ANIPPAC, 2004) establece tres sistemas de carga para el diseño de puentes, que son la carga del T3-S2-R4, el T3-S3 y el HS-20, cuyos pesos y dimensiones (figura 3.13) se encuentran reglamentados en la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008.

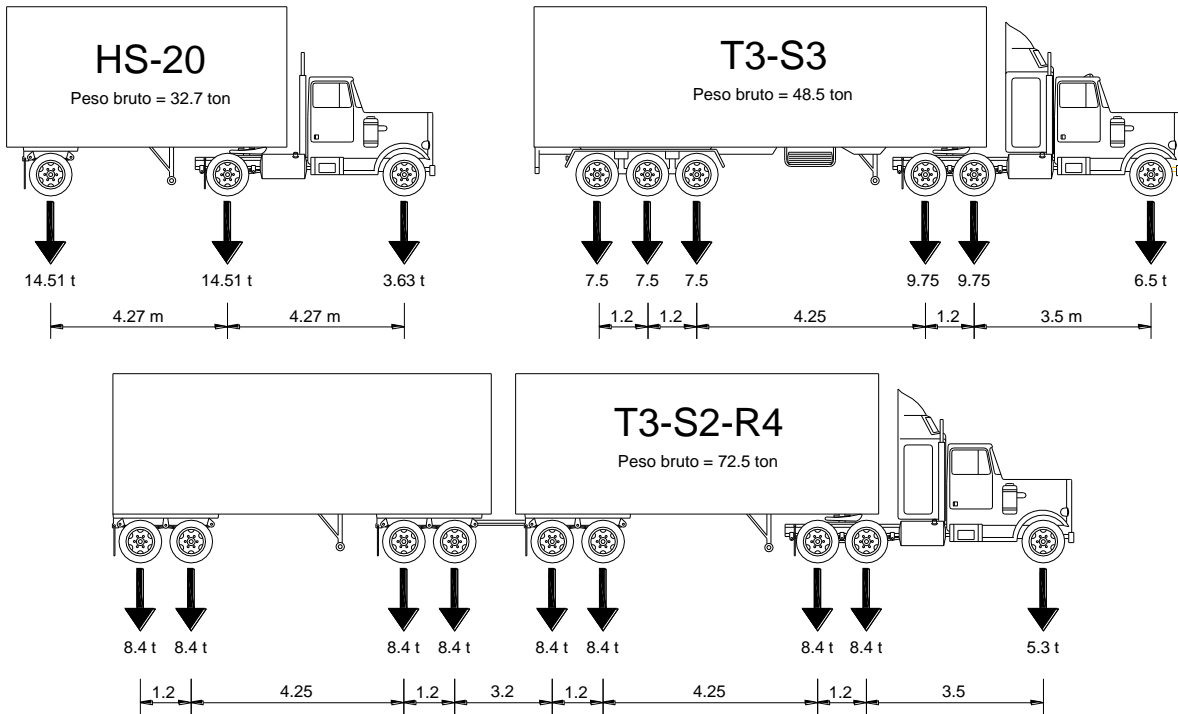


Figura 3.17 - Pesos y dimensiones de vehículos de diseño

Es importante considerar el ancho de carril de diseño, ya que de este dependerá el número de vehículos que podrán circular por el puente. Este ancho depende

principalmente de las dimensiones de los vehículos más grandes que circularán por esa vía, también depende de la velocidad de diseño ya que a mayor velocidad, mayor oscilación dentro del carril. Finalmente las normas Mexicanas (SCT, Manual de diseño geométrico), así como las de Estados Unidos (AASHTO LRFD 2012) establecen un ancho mínimo de 3 m, pudiendo ampliarse hasta 3.6 m para los caminos más importantes.

3.2.2 Cálculo de momentos flexionantes

Los momentos máximos por carga viva se calculan para cada tipo de vehículo y para cada claro, estos momentos son fácilmente obtenibles usando el programa SAP2000, que los calcula con base en la teoría de líneas de influencia.

En la siguiente tabla se muestran los momentos máximos por carga viva obtenidos con el programa SAP2000 y los cuales se requirieron para realizar los diseños de las trabes. Cabe mencionar que los momentos máximos en algunos casos no se presentaron al centro del claro, pero su variación con respecto a estos fue mínima.

Tabla 3.4 – Momentos por carga viva [SAP2000 v15]

Claro (m)	Vehículo	Momento por carga viva (kg/cm ²)	Claro (m)	Vehículo	Momento por carga viva (kg/cm ²)
40	HS20	287.85062	55	HS20	410.30183
	T3S3	402.33337		T3S3	584.48936
	T3S2R4	532.61288		T3S2R4	803.14311
45	HS20	328.59128	60	HS20	451.14627
	T3S3	463.22830		T3S3	644.83474
	T3S2R4	621.40511		T3S2R4	895.11609
50	HS20	369.45323			
	T3S3	523.86389			
	T3S2R4	712.30940			

3.2.3 Factor de distribución, método de Courbon

El factor de distribución se usa para obtener la porción correspondiente del total de las cargas vivas para cada una de las traveses. La AASHTO propone una ecuación para realizar la distribución transversal de la carga viva. Sin embargo, es más frecuente utilizar en México el método de Courbon que se basa en la ecuación que se muestra a continuación.

$$R_n = \frac{\sum P}{NT} \pm \frac{M_{CL} X}{\sum X^2} \quad (3.2)$$

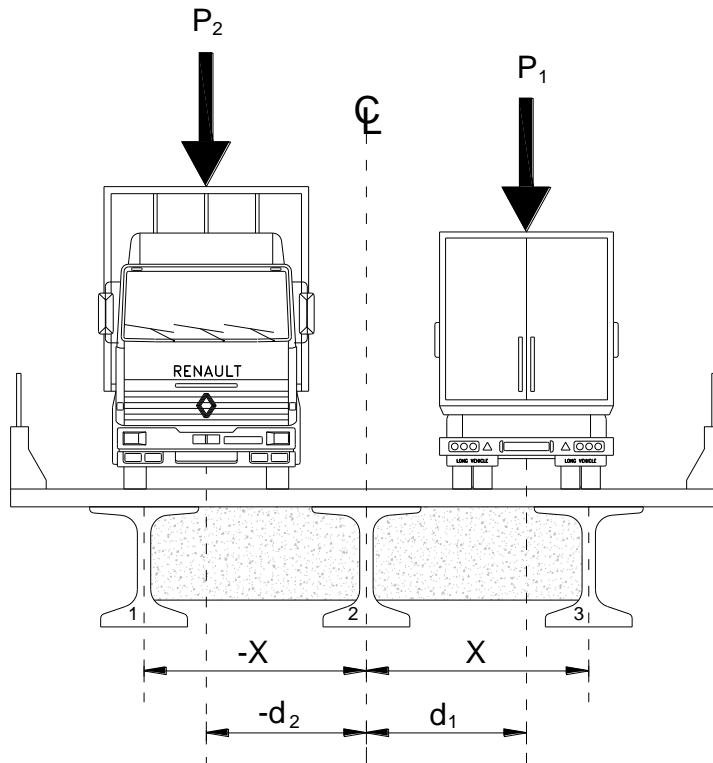


Figura 3.18 - Representación de las variables para el método de Courbon

donde:

P – cargas

NT – número de traveses

M_{CL} – momento al centro de la calzada debido a las cargas, se calcula como el producto de la sumatoria de los brazos de palanca de las cargas por la sumatoria de estas $M_{CL} = \sum d * \sum P$, considerando las distancias hacia la izquierda negativas y hacia la derecha positivas (m)

X – distancia de cada trabe con respecto al centro de calzada (m)

Para obtener el momento que producen los camiones en el centro del puente, se obtiene su resultante (P₁ y P₂ en la figura 3.18) y con estas cargas se obtiene el momento respectivo. Como en general la carga que circula por un carril no es la misma que la del otro, el factor de Courbon se obtiene para cada camión por separado y el momento por carga viva en la trabe se calcula como la sumatoria del momento que produce cada camión multiplicado por su respectivo factor de distribución.

3.3 Momentos últimos

Para el cálculo de los momentos últimos se utilizó la metodología indicada por el LRFD 2012, el cual plantea para su determinación la siguiente ecuación:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.3)$$

donde:

η_i – factor de modificación de cargas relacionado con la clasificación de ductilidad, redundancia e importancia operativa.

γ_i – factor de carga

Q_i – solicitud

Para cargas donde se usa el factor de carga (γ_i) máximo

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (3.4)$$

Para cargas donde se usa el factor de carga (γ_i) mínimo

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (3.5)$$

Tabla 3.5 – Factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa

Factor	Factor de ductilidad η_D	Factor de redundancia η_R	Factor de importancia operativa η_I
≥ 1.05	Elementos y conexiones no dúctiles	Elementos no redundantes	Puentes importantes
1.00	Diseños y detalles convencionales	Niveles convencionales de redundancia	Puentes típicos
≥ 0.95	Elementos y conexiones a los que se especifican medidas adicionales para mejorar la ductilidad	Niveles excepcionales de redundancia	Puentes de relativamente poca importancia
1.00	Para todos los demás estados límites		

El factor de carga (γ_i) se obtiene dependiendo de la sollicitación o carga analizada y de la combinación de cargas que se quiera revisar, esto de acuerdo a la tabla 3.4.1-1 de la AASHTO (LRFD 2012) que se muestra a continuación.

Los estados límites que se muestran en la tabla 3.6 se refieren a:

- Resistencia I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Resistencia II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

- Resistencia III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- Resistencia IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas de carga muerta sobre carga viva.
- Resistencia V – Combinación de cargas relacionadas con el tránsito de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

Tabla 3.6 – Factores y combinaciones de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

- Evento extremo I – Combinación de cargas que incluye sismos. El factor de carga por carga viva se determinará de acuerdo a cada proyecto.
- Evento extremo II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una

baja carga viva diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

- Servicio I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, con el control del ancho del agrietamiento de las estructuras de concreto armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- Servicio II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la carga vehicular en las conexiones de deslizamiento crítico.
- Servicio III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en superestructuras de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar el agrietamiento.
- Servicio IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en subestructuras de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar el agrietamiento.
- Fatiga I – Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con vida a fatiga por carga inducida infinita.
- Fatiga II – Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con vida a fatiga por carga inducida finita.

Al seleccionar el estado límite que se utilizará para el diseño se obtienen los factores de carga, para el presente caso, se usará el estado “Resistencia I” que representa

una combinación básica de cargas producto del tránsito vehicular normal sin considerar viento.

Para este caso los factores que arroja la tabla son, para carga muerta (γ_p) y para carga viva (LL) de 1.75. El factor γ_p se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.7 – Factores de carga para cargas permanentes

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
<i>DC</i> : Component and Attachments	1.25	0.90	
<i>DC</i> : Strength IV only	1.50	0.90	
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O’Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active	1.50	0.90	
• At-Rest	1.35	0.90	
• <i>AEP</i> for anchored walls	1.35	N/A	
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00	
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability	1.00	N/A	
• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00	
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90	
• Rigid Frames	1.35	0.90	
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations	1.5	0.9	
o Thermoplastic culverts	1.3	0.9	
o All others	1.95	0.9	
<i>ES</i> : Earth Surcharge	1.50	0.75	

El factor buscado es para carga muerta (DC) por lo tanto se aprecia que hay dos opciones, una para elementos y accesorios, y la otra para el estado límite “Resistencia IV”. Dado que en los análisis posteriores se considera el caso de combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente (Resistencia 1), se elige el valor de 1.25.

Conociendo los factores de carga se debe determinar el factor de modificación de cargas (η_i). Para este proyecto se tomará considerando lo siguiente: se usará un factor de carga máximo, el diseño es de carácter convencional, los niveles de redundancia son convencionales y se trata de un puente típico. Por lo tanto:

$$\eta_i = 1.00 * 1.00 * 1.00 = 1.00$$

Finalmente se debe considerar el factor de impacto o incremento por carga dinámica que menciona el LRFD 2012 (AASHTO) en la sección 3.6.2. El incremento por carga dinámica es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento. Este factor se calcula como: $(1+IM/100)$ donde IM se obtiene de la siguiente tabla (3.8).

Tabla 3.8 – Factor de impacto o incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Por lo tanto para el caso que se analiza el factor de impacto que se obtiene es:

$$\text{si } IM = 33\% \rightarrow I = 1 + \frac{IM}{100} = 1.33$$

De esta manera se determinaron todos los factores necesarios para obtener los momentos últimos de diseño con base en las ecuaciones siguientes:

$$M_u = 1.25M_{cm} + 1.33(1.75)M_{cv}$$

$$M_u = 1.25 M_{cm} + 2.3275 M_{cv} \quad (3.6)$$

Donde:

M_{cm} – *Momento por carga muerta*

M_{cv} – *Momento por carga viva*

Capítulo 4

Diseño de traves postensadas tipo Nebraska

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste, desde el punto de vista constructivo, en proponer un elemento que sea funcional y económicamente óptimo. Desde el punto de vista estructural el diseño, consiste en proporcionar al elemento los materiales y propiedades adecuados para que tenga un comportamiento aceptable durante su vida útil.

4.1 Estado de esfuerzos

Cualquier elemento prefabricado se sabe que está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento por lo que se deben revisar las condiciones de servicio a las que se someterá al puente. Estas revisiones se llevan a cabo por etapas, primeramente se tiene la etapa de transferencia y posteriormente la etapa final; adicionalmente, en este diseño de traves para puentes se revisa una tercera o intermedia que a diferencia de la etapa final omite la carga viva.

En cada una de las etapas se revisan los esfuerzos que actúan en el elemento, los cuáles se calculan individualmente para cada una de las acciones (carga muerta, carga viva y presfuerzo) y con las correspondientes propiedades geométricas de la sección.

Esfuerzos									
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO			
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total
I			-	+ 0 =		0 -		+ 0 =	
II			-	+	=	0 -		+	=
III			-	+	=	0 -		+ 0 =	

Figura 4.1 - Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad [UNAM & ANIPPAC, 2004]

La acción por carga muerta es generada por todo elemento estructural y no estructural que se encuentre en el puente; para la acción por carga viva se consideran para diseño sólo los vehículos pesados, pues son los que influyen más en el comportamiento del puente; por último el esfuerzo por presfuerzo se divide en dos, el de carga axial y el debido a la excentricidad del acero de presfuerzo. Cada uno de estos elementos genera una acción que debe cuantificarse y revisarse.

Los esfuerzos se calculan como sigue:

- Esfuerzos de flexión para cargas muertas y carga viva

$$\sigma = \frac{M * d}{I} \tag{4.1}$$

donde:

M = Momento por carga muerta o viva (kg-cm)

d = Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra deseada (cm)

I = Momento de inercia de la sección (cm⁴)

- Para presfuerzo
 - Carga axial

$$\sigma = \frac{P}{A} \tag{4.2}$$

donde:

P = Fuerza de presfuerzo (kg)

A = Área de la sección (cm²)

- Flexión

$$\sigma = \frac{P * e * d}{I} \tag{4.3}$$

donde:

e = Excentricidad, distancia del centroide de la sección al centroide del acero de presfuerzo (cm)

La convención de signos considerada es negativa para esfuerzos de compresión y positiva para esfuerzos de tensión.

4.1.1 Esfuerzos permisibles

Constituyen una filosofía de diseño en la que los esfuerzos que se presentan en el elemento o estructura no deben sobrepasar los establecidos por los reglamentos, los cuales estipulan que los esfuerzos permisibles están en función de la resistencia de los materiales, para el concreto, por ejemplo, se basan en su resistencia a la compresión, la cual varía dependiendo de la etapa que se esté revisando (edad del concreto), en el caso del acero de presfuerzo los esfuerzos permisibles son porciones de, ya sea la resistencia a tensión o el esfuerzo de fluencia.

Para el concreto, de acuerdo con la AASHTO (LRFD 2012), se especifican los siguientes esfuerzos permisibles, tabla 4.1 (unidades kg/cm²)

Tabla 4.1 – Esfuerzos permisibles en el concreto [AASHTO LRFD 2012]

Compresión	Tensión	
Etapa de transferencia		
Elementos pretensados y postensados $0.6 f'ci$	En áreas sin acero de refuerzo	$0.8\sqrt{f'ci} < 14.06$
	En áreas con acero de refuerzo suficiente para resistir la fuerza de tensión en el concreto, asumiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado usando un esfuerzo de 0.5fy sin exceder 2100 kg/cm ²	$2\sqrt{f'ci}$
Etapa final		
Debidos a la suma de presfuerzo efectivo, cargas permanentes y cargas vivas así como durante el traslado y acomodo $0.6 \phi_w f'c$	Para elementos con acero de presfuerzo adherido o refuerzo sujetos a condiciones moderadamente corrosivas	$1.6\sqrt{f'c}$
	Para elementos con acero de presfuerzo adherido o refuerzo sujetos a severas condiciones corrosivas	$0.8\sqrt{f'c}$
Etapa intermedia		
Debido a la suma de presfuerzo efectivo y cargas permanentes (compresión)		$0.45 f'c$

donde:

ϕ_w = Factor de reducción que se aplica dependiendo las relaciones de esbeltez (λ_w) de alma y patines, tomando la mayor como más desfavorable y aplicando a esta la siguiente regla (LRFD 2012).

- Si $\lambda_w \leq 15$ entonces $\phi_w = 1.0$
- Si $15 < \lambda_w \leq 25$ entonces $\phi_w = 1 - 0.025(\lambda_w - 15)$
- Si $25 < \lambda_w \leq 35$ entonces $\phi_w = 0.75$

Los esfuerzos permisibles para el acero de presfuerzo están en función del tipo de acero, la condición que se revisa y se establecen también en las normas.

La AASHTO (2012) proporciona una tabla (4.2) para los esfuerzos permisibles a tensión; tipo de tendón se refiere a la presentación y propiedades en las que se usará el presfuerzo; f_{pu} es la resistencia a tensión y f_{py} es el esfuerzo de fluencia; para aceros de baja relajación $f_{pu} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{py} = 0.90 f_{pu}$.

Tabla 4.2 – Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo [LRFD 2012]

Condición	Tipo de tendón		
	Tendones aliviados de esfuerzos y barras planas de alta resistencia	Tendones de baja relajación	Barras de alta resistencia deformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia	$0.7 f_{pu}$	$0.75 f_{pu}$	-----
Estado límite de servicios, después de todas las pérdidas	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$
Postensado			
Antes de la transferencia	$0.9 f_{py}$	$0.9 f_{py}$	$0.9 f_{py}$
En anclaje y acopladores inmediatamente después de pérdidas por anclaje	$0.7 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$
En cualquier punto a lo largo del elemento lejos de anclajes y acopladores inmediatamente después de pérdidas por anclaje	$0.7 f_{pu}$	$0.74 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$
Estado límite de servicios después de pérdidas	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$

4.2 Pérdidas de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo efectiva aplicada a la viga siempre es menor a aquella aplicada por el gato, ésta diferencia o pérdida se puede obtener de manera poco conservadora mediante un porcentaje como lo permiten las normas para el Distrito Federal, pero las consecuencias de sobrestimarlas o subestimarlas aparecerán una vez que todas las pérdidas se presenten.

Las normas NTC (2004) del Distrito Federal proponen tres métodos para la estimación de las pérdidas; una estimación global donde las pérdidas se determinan mediante un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato, una estimación individual donde se calculan de manera individual mediante fórmulas y una estimación por el método de los intervalos, donde las pérdidas inmediatas se calculan con la estimación individual y las pérdidas diferidas se calculan en cuatro intervalos como mínimo, tomando en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida.

En elementos pretensados el porcentaje que se establece varía entre 20 y 25 por ciento. En postensado, sin incluir la pérdida por fricción, se puede suponer entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Cabe mencionar que en estas normas sólo se establece la fórmula para determinar la pérdida por fricción por lo que se recurrió a las especificaciones de la AASHTO (LRFD 2012) que proponen un detallado procedimiento para calcular individualmente cada pérdida, esto permite realizar un correcto diseño del elemento.

Dentro de estas normas se puede encontrar que las pérdidas se clasifican en dos grupos dependiendo del momento en que se presentan; primero se tienen las pérdidas instantáneas que ocurren inmediatamente después de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, y posteriormente se presentan las pérdidas diferidas.

4.2.1 Pérdidas instantáneas

4.2.1.1 Pérdida por deslizamiento del anclaje

Al liberar la fuerza del gato ésta se transfiere al concreto por medio de dispositivos de anclaje, generando inevitablemente un deslizamiento entre éstos dispositivos y el acero de presfuerzo, a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones o a medida que se deforma el anclaje.

La pérdida por deslizamiento del anclaje se calcula con la siguiente expresión [UNAM & ANIPPAC, 2004].

$$\Delta DA = \frac{dl}{L} \cdot E_{sp} \quad (4.4)$$

donde:

dl = Deslizamiento

L = Longitud del tendón

E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

El deslizamiento es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado pudiendo variar entre 1 y 10 mm.

4.2.1.2 Pérdida por fricción

Ésta pérdida se presenta sólo en elementos postensados, durante el proceso de tensado; al deslizarse el acero a través de los ductos se genera la resistencia por fricción ocasionando que la tensión en el extremo anclado sea menor que en el gato.

Los ductos tienen una distribución especial y única para cada caso a lo largo del elemento (viga), ésta suele incluir curvaturas intencionales (pérdidas primarias) y

deformaciones no intencionales (pérdidas secundarias), las cuáles son principales responsables de las pérdidas por fricción.

La pérdida debida a las deformaciones no intencionales es directamente proporcional a la distancia, por lo tanto, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes se deberá tensar por ambos lados del elemento.

Ésta pérdida se calcula con la siguiente expresión [AASHTO LRFD, 2012].

$$\Delta FR = f_{sbt} * (1 - e^{-(kx + \mu\alpha)}) \tag{4.5}$$

donde:

f_{sbt} = Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de transferencia (kg/cm²)

x = Distancia del anclaje al punto en revisión (cm)

k = Coeficiente de fricción secundario o de deformación accidental (1/m)

μ = Coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/rad)

α = Suma total de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del presfuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración (rad)

Las normas técnicas complementarias del Distrito Federal ofrecen una sencilla tabla para obtener los coeficientes de fricción, la cual está en función del tipo de tendón que se esté empleando.

Tabla 4.3 - Coeficientes de fricción [NTC, 2004]

Tendones dentro de una camisa metálica inyectada con lechada formados por	Coeficiente k, por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

El Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (UNAM) amplía los intervalos de deformación accidental y adiciona dos casos en los que los tendones pueden tener algún tipo de recubrimiento (tabla 4.4).

Tabla 4.4 - Coeficientes de fricción [UNAM & ANIPPAC, 2004]

Tendones dentro de una camisa metálica inyectada con lechada formados por		Coeficiente k, por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, μ
Alambres		0.001 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia		0.0001 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres		0.0005 a 0.0065	0.15 a 0.25
Alambre y torones de siete alambres no adheridos	Cubiertos con resina	0.001 a 0.002	0.05 a 0.15
	Preengrasados	0.0003 a 0.002	0.05 a 0.15

Adicionalmente las normas AASHTO (LRFD 2012) proponen una tabla (4.5) de valores más práctica, en la que solo establece un valor para determinado caso, tomando en cuenta el ducto en el que se insertan los torones.

Tabla 4.5 – Coeficientes de fricción [LRFD 2012]

Tipo de acero	Tipo de ducto	Coef. k, por cm de longitud	Coef. de curvatura, μ
Alambres o torones	Rígido y semirrígido de metal galvanizado	6.562×10^{-6}	0.15 - 0.25
	Polietileno		0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos		0.25
Barras de alta resistencia	Metal galvanizado		0.30

4.2.1.3 Pérdida por acortamiento elástico

El acortamiento elástico del concreto se genera a medida que éste se comprime debido a la transferencia del presfuerzo del gato al elemento. Éste acortamiento

puede fácilmente calcularse con la relación esfuerzo-deformación del concreto y dependiendo del método de presfuerzo utilizado es que se determina la cantidad de acortamiento elástico que contribuye a las pérdidas.

Ésta pérdida puede variar, como ya se mencionó, por el método de presforzado que se utilice, en el caso de elementos postensados esto se refiere al número de veces que se tensa, ya sea que todos los tendones se tensen simultáneamente o tengan una secuencia de tensado. Numéricamente éste proceso constructivo se traduce a la siguiente expresión [UNAM & ANIPPAC, 2004].

$$\frac{N - 1}{2N} \quad (4.6)$$

Donde N es el número de veces que se tensa y cuando éste es muy grande tiende a ½ por lo que es usual así considerarlo.

Las pérdidas por acortamiento se calculan con la siguiente expresión [AASHTO LRFD, 2012].

$$\Delta AE = \frac{N - 1}{2N} * \frac{A_s f_{sbt} (I + e^2 * A_g) - e * M_{pp} * A_g}{A_s (I + e^2 * A_g) + \frac{A_g * I * E_{ci}}{E_s}} \quad (4.7)$$

donde:

A_s = Área de acero de presfuerzo (cm^2)

A_g = Área gruesa de la sección (cm^2)

I = Momento de inercia de la sección (cm^4)

e = Excentricidad al centroide de los torones en el centro del claro (cm)

M_{pp} = Momento por peso propio de la sección al centro del claro ($kg-cm$)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en el momento de la transferencia
(kg/cm²)

E_s = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (kg/cm²)

f_{sbt} = Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia (kg/cm²)

4.2.2 Pérdidas diferidas

4.2.2.1 Pérdida por flujo plástico

Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas mantenidas como la carga muerta y el presfuerzo. Se calcula con la siguiente expresión [AASHTO LRFD, 2012]

$$\Delta FP = 10 \frac{f_{sbt} * A_s}{A_g} * \gamma_h * \gamma_{st} \quad (4.8)$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad (4.9)$$

$$\gamma_{st} = \frac{351.5352}{(70.3070 + f'_{ci})} \quad (4.10)$$

donde:

γ_h = Factor de corrección para humedad relativa del aire (adimensional)

γ_{st} = Factor de corrección para determinada resistencia del concreto al momento de la transferencia (adimensional)

H = Porcentaje promedio anual de humedad (%)

f'_{ci} = Resistencia del concreto al momento de la transferencia (kg/cm²)

El Instituto de Ingeniería muestra en su manual una tabla para la obtención teórica del porcentaje promedio de humedad anual con base en el tipo de clima del lugar.

Tabla 4.6 – Porcentaje de humedad anual [UNAM & ANIPPAC, 2004]

Tipo de clima	H (%)
Muy húmedo	90
Humedad intermedia	70
Seco	40

4.2.2.2 Pérdida por contracción del concreto

La contracción se debe a la pérdida gradual de humedad en el concreto, esto significa que la viga sufre un acortamiento, lo que a su vez origina una reducción en el valor del presfuerzo.

Ésta pérdida se obtiene con la siguiente expresión (AASHTO LRFD, 2012).

$$\Delta CC = 843.685 * \gamma_h * \gamma_{st} \quad (4.11)$$

La constante que muestra la norma de la AASHTO se debe modificar por el cambio de unidades quedando como se muestra en la ecuación superior.

4.2.2.3 Pérdida por relajación del acero

La relajación es una propiedad del acero que ocasiona una deformación longitudinal debida a la aplicación sostenida de una fuerza de presfuerzo. El relajamiento tiene una duración indefinida pero con magnitudes decrecientes. Esta magnitud varía dependiendo del tipo y grado del acero, pero principalmente del tiempo y la intensidad del esfuerzo.

A diferencia del cálculo para las demás pérdidas la AASHTO no propone alguna fórmula para calcular esta pérdida, ofrece en su lugar un par de equivalencias dependiendo si el acero es de baja relajación o no. Para aceros de baja relajación la pérdida es 168.74 kg/cm² y 703.07 kg/cm² para aceros aliviados de esfuerzos u

otros tipos. En el apartado de método refinado de estimación de pérdidas proponen una fórmula para el cálculo de esta pérdida en dos etapas, después de la transferencia hasta su colocación y después de esta, pero para aceros de baja relajación no aplica, sino que dividen la equivalencia antes dada en 50% para cada etapa. En México los aceros de baja relajación son los más usuales.

Baja relajación es la propiedad del acero que minimiza las pérdidas de presfuerzo a través del tiempo.

4.3 Distribución de torones

El acero de presfuerzo dentro de cualquier elemento presforzado debe contar al igual que el acero de refuerzo con un cierto acomodo. Generalmente en elementos pretensados encontramos una distribución de torones tradicional, es decir, los torones se encuentran distribuidos horizontalmente y respetando simetría con respecto al eje de la trabe.



Figura 4.2 - Trabe AASHTO pretensada, patio de fabricación [TENSA PRESFUERZO S.A. de C.V., León Gto.]

En elementos postensados los torones se acomodan a través de ductos, que pueden ser monotorón, es decir, un ducto para un torón, o multitorón cuando se acomodan varios torones por ducto.



Figura 4.3 - Trabe postensada con ductos multitorón [SEPSA S.A. de C.V.]

4.3.1 Ductos de presfuerzo

Los ductos de presfuerzo se utilizan principalmente en elementos postensados, aunque se pueden usar también para desadherir algunos tramos en elementos pretensados. Pueden estar formados bien sea por ductos rígidos o semirrígidos y pueden ser metálicos o de polietileno.

4.3.1.1 Materiales

Los ductos metálicos serán semirrígidos, galvanizados y corrugados. Los ductos rígidos deberán tener paredes interiores suaves y deberán ser capaces de permitir curvaturas hasta los límites requeridos, sin sufrir achatamiento. Para cables y torones, el espesor del ducto será 0.455 mm para diámetros menores a 6.5 cm; para diámetros mayores el espesor será de 0.60 mm y para barras de presfuerzo el espesor no será menor de 0.267 mm (SCT 2004).

Los ductos de polietileno serán de alta densidad (HDPE), corrugados y con un espesor mínimo de material de 1.3 mm. Deberán cumplir con alguna de las siguientes especificaciones: ASTM D1248, ASTM D3350, ASTM F714 o ASTM D2447.



Figura 4.4 - Ductos metálicos para presfuerzo [MEXPRESA S.A. de C.V.]

4.3.1.2 Dimensiones y separaciones

La norma M-PRY-CAR-6-01-008/04 de la SCT recomienda que para tendones hechos de varios alambres, barras o torones, el área del ducto será cuando menos el doble del área neta del acero de presfuerzo. La colocación de cables por el método del insertado directo requiere un área de ducto de 2.5 veces el área del acero de presfuerzo.

Para tendones hechos de un solo alambre, barra o torón, el diámetro interior del ducto será cuando menos de 6.4 mm mayor que el diámetro nominal del alambre, barra o torón.

El diámetro máximo de los ductos no excederá de 0.4 veces el espesor del alma. Los radios de curvatura no serán menores a 6 m, excepto en las zonas de anclaje donde se permitirá hasta 3.6 m. Para ductos de polietileno el radio de curvatura no será menor a 9 m por su baja resistencia a la abrasión durante el insertado y el tensado.

Dependiendo del tipo de ducto las normas establecen las separaciones mínimas permitidas entre ductos, esto reduce el número máximo de ductos a usar y a su vez el número máximo de torones, resultando problemático para las traveses de menor peralte, ya que son las que mayor presfuerzo requieren y puede limitar su uso a ciertos claros.

El LRFD 2012 de la AASHTO (5.10.3.3.2 y 5.10.3.3.3) indica que la separación libre entre ductos no será menor a 3.8 cm (1.5 pulgadas) o 1.33 veces el tamaño máximo del agregado (T.M.A.); los ductos podrán estar agrupados siendo no más de tres siempre que la separación para ductos individuales se respete entre cada ducto en la zona ubicada a 90 cm o menos de los anclajes; para los grupos de ductos la separación mínima libre horizontal será de 10 cm y cuando existan dos o más lechos los grupos serán sólo de dos ductos como máximo; para prefabricados la mínima distancia horizontal entre grupos de ductos se reduce a 7.6 cm.

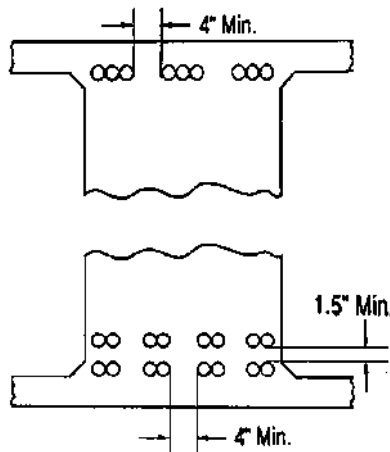


Figura 4.5 – Separación aceptables para ductos

4.3.2 Distribución longitudinal

La distribución longitudinal de los ductos puede ser horizontal o con presencia de curvas, la selección de la distribución varía para cada proyecto, pero para elementos postensados en los que se usan ductos, especialmente multitorón, una distribución con excentricidad variable o con presencia de curvas es ideal para reducir los momentos en los extremos causados por el presfuerzo, aunque lo mismo se busca en elementos pretensados.

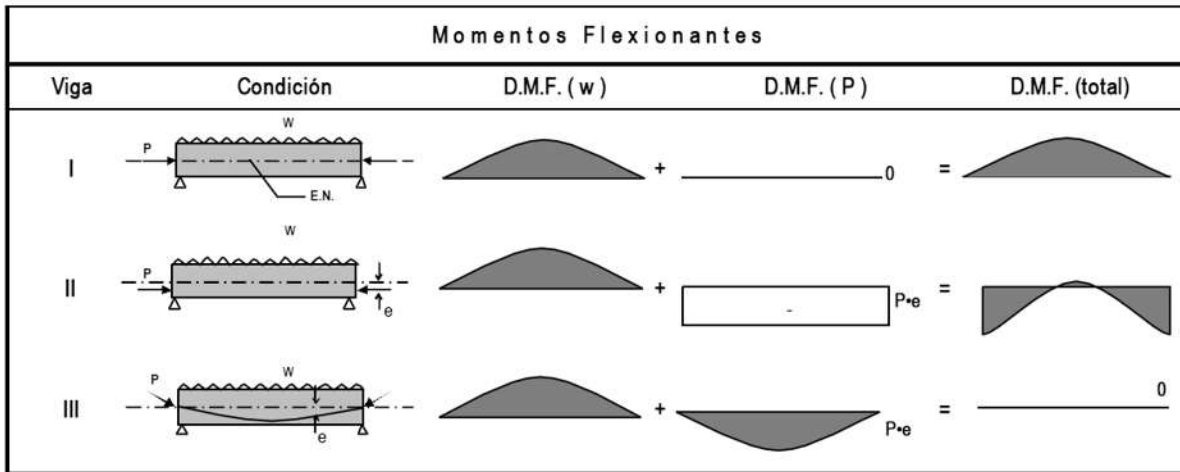


Figura 4.6 - Momentos flexionantes en vigas presforzadas simplemente apoyadas con presfuerzo con excentricidad constante, [SEPSA S.A de C.V.]

En la figura anterior se puede apreciar los momentos que se generan por las distintas distribuciones de los torones o ductos que generalmente se emplean.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de distribución longitudinal para la trabe NU-1600 y en la figura 4.7 se muestra su distribución transversal en planta.

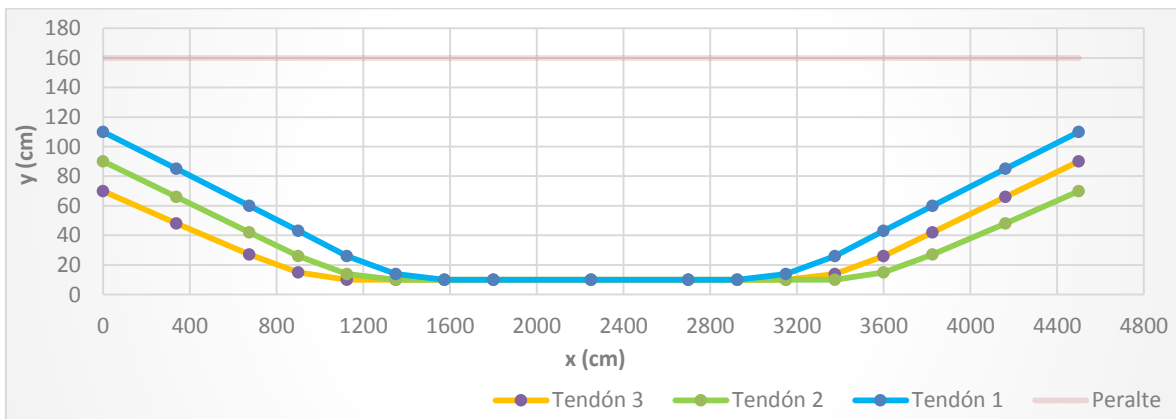


Figura 4.7 - Distribución longitudinal de ductos en trabe NU-1600 (fuera de escala)

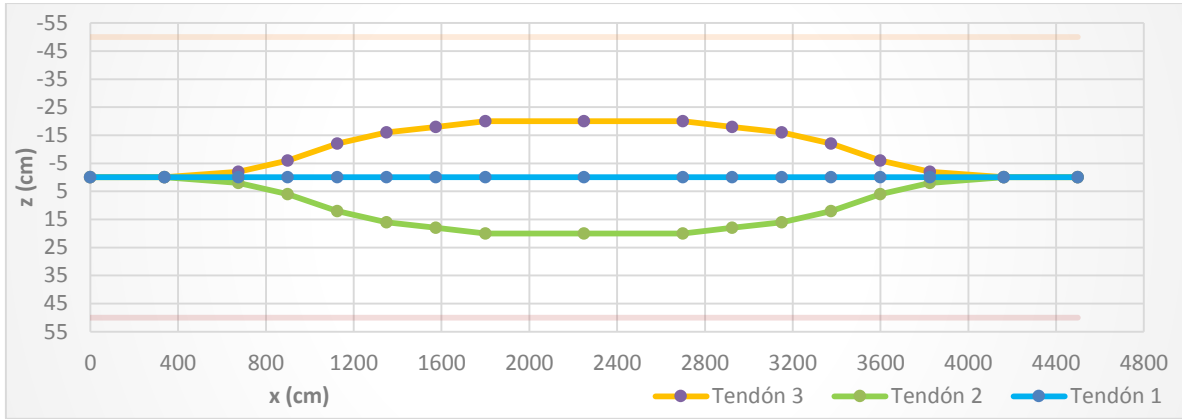


Figura 4.8 - Distribución transversal de ductos en trabe NU-1600 (fuera de escala)

4.4 Ejemplo de diseño

Para ejemplificar el proceso de diseño, a continuación se muestra la obtención del prefuerzo necesario en una viga de orilla, para un puente con un ancho total de 10 m y un claro de 45 m. Los materiales a emplear son: concreto con resistencia $f'c = 650 \text{ kg/cm}^2$ para la trabe, $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para la losa y torones grado 270 de 1.524 cm de diámetro.

4.4.1 Elección de la sección y propiedades.

El primer paso es elegir una sección; suponiendo que no hay limitaciones en el espacio vertical para el peralte de la trabe y considerando el claro que suelen librar, se propone la NU-1800 (Figura A1), cuyas propiedades son:

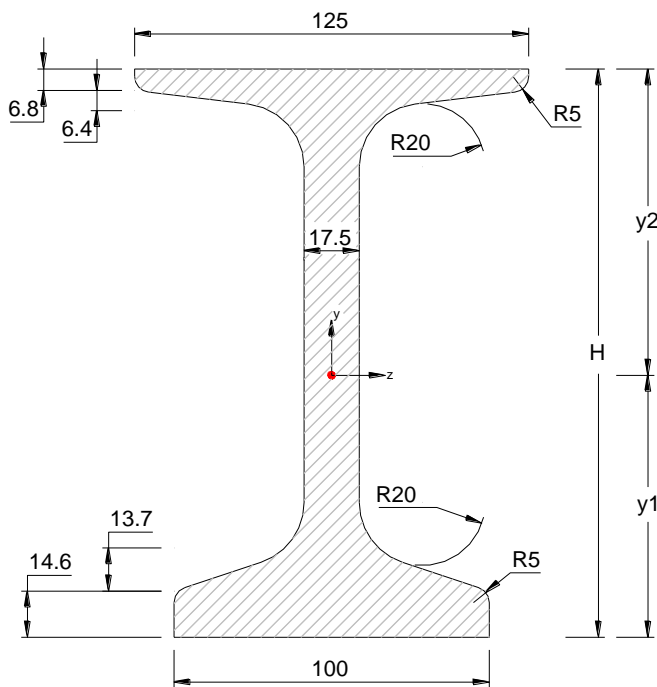


Tabla A1 - Propiedades trabe NU-1800

Propiedades	
H (cm)	180
y ₁ (cm)	82.95
y ₂ (cm)	97.05
Ag (cm ²)	6197.09
I (cm ⁴)	27969861

Figura A1 - Trabe NU-1800 (acotaciones en cm)

4.4.2 Propiedades sección compuesta

La sección compuesta se refiere a la unión losa-trabe (figura A4). Para determinar las propiedades de esta sección compuesta se debe definir el espesor de la losa, que de acuerdo a lo establecido en el capítulo 3, se propone de 18 cm considerando que no se usará como superficie de rodamiento. Conocido el espesor de la losa se debe proponer la dimensión del volado (v) pudiendo ser máximo de 180 cm y mínimo de 90 cm (considerando que el parapeto no está embebido con la losa). De la figura A2, “ b ” es el ancho del parapeto de 40 cm, “ L ” es la menor distancia a la que se puede considerar la llanta del vehículo al parapeto (60 cm) y “ R ” es la superficie de rodamiento que no puede exceder de 90 cm. Por lo tanto se propone un voladizo de 150 cm, considerando $b = 40\text{ cm}$, $L = 60\text{ cm}$ y $R = 50\text{ cm}$.

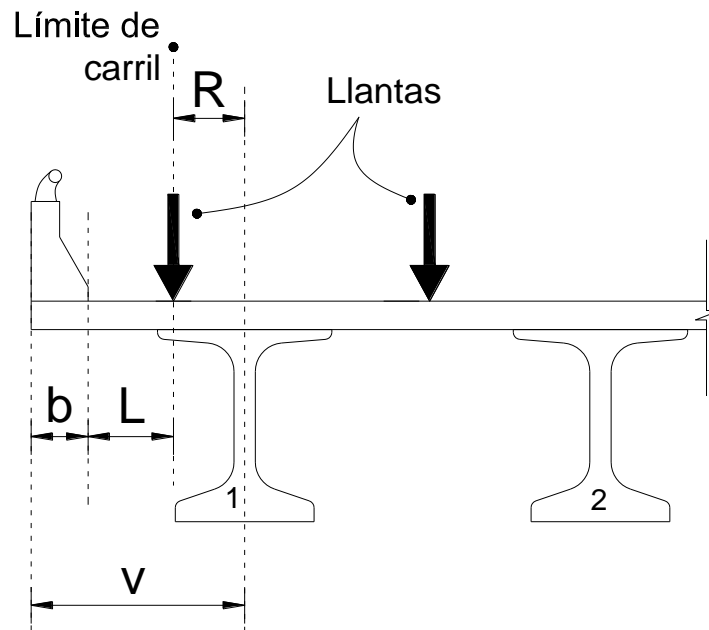


Figura A2 – Configuración para cálculo de volado

Conocida la dimensión del volado (150 cm) se debe proponer el número de traves a usar para calcular la separación entre estas procurando que no se exceda de 300 cm y no menos de 150 cm. En la siguiente tabla se muestran las propuestas para este ejemplo.

De acuerdo a las posibles separaciones encontradas en la tabla A2, se descarta la posibilidad de usar tanto 3 como 6 traves por lo que se propone el uso de 4, aprovechando las propiedades características de este tipo de traves y atendiendo un poco al tema económico.

Tabla A2 – Cálculo de separación entre traves

No. traves	Separación (X)
3	3.50
→ 4	2.33
5	1.75
6	1.40

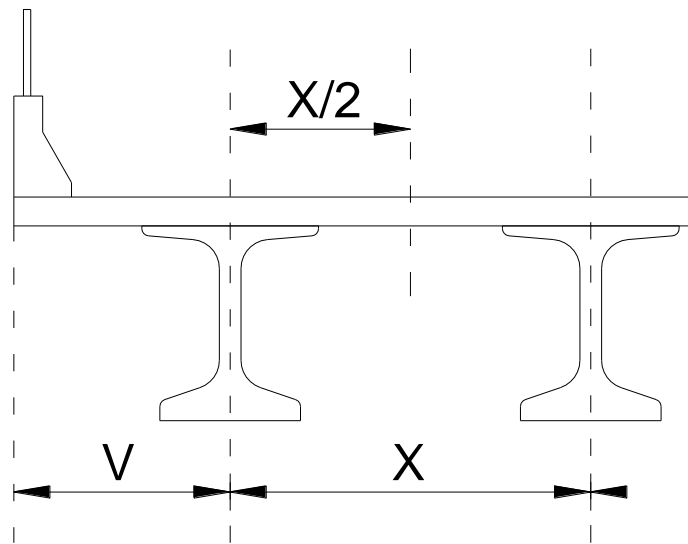


Figura A3 – Ancho tributario para trave de orilla

Una vez determinada la separación entre traves se debe calcular el ancho tributario de losa para la trave de orilla que corresponde al 50% de la separación entre traves interiores ($X/2$), más la longitud del volado (V), resultando,

$$B = V + \frac{x}{2} = 1.5 + \frac{2.33}{2} = 2.667 \text{ m}$$

Por lo tanto, la losa tendrá un ancho de 2.667 m y un peralte de 18 cm. Antes de proceder con el cálculo de las propiedades se debe recordar que los elementos losa-trabe tienen diferentes resistencias por lo que para considerarlos como una sección compuesta se debe hacer una equivalencia con base en la relación modular de ambas resistencias, con la cual se obtiene un ancho efectivo de losa con la misma resistencia de la trabe.

De acuerdo a las NTC del Distrito Federal los módulos de elasticidad para concretos clase 1 y para concretos de alta resistencia (ambos considerando agregado grueso calizo) se calculan respectivamente como:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad E_c = 8,500\sqrt{f'_c} + 110,000$$

La relación modular se calcula de la siguiente manera usando las ecuaciones adecuadas para cada módulo de elasticidad.

$$Rm = \frac{E_{c\text{losa}}}{E_{c\text{trabe}}} = \frac{14000\sqrt{f'_c}}{8500\sqrt{f'_c} + 110000}$$

$$Rm = \frac{14000\sqrt{250}}{8500\sqrt{650} + 110000} = \frac{221359.4}{326708.3} = 0.6775$$

Una vez obtenida la relación modular, el ancho real de la losa (B) se multiplica por esta para obtener el ancho efectivo (Bm), posteriormente sólo resta calcular las propiedades de la sección compuesta que se necesitarán para determinar los esfuerzos.

$$Bm = B * Rm = 266.67 * 0.6775 = 180.67 \text{ cm}$$

4.4.2.1 Centroide

El centroide se calcula como:

$$\bar{y} = \frac{\sum(A * y)}{\sum A} = \frac{(6197.09 * 82.95) + ((18 * 180.67) * 190)}{6197.09 + (18 * 180.67)} = 119.45 \text{ cm}$$

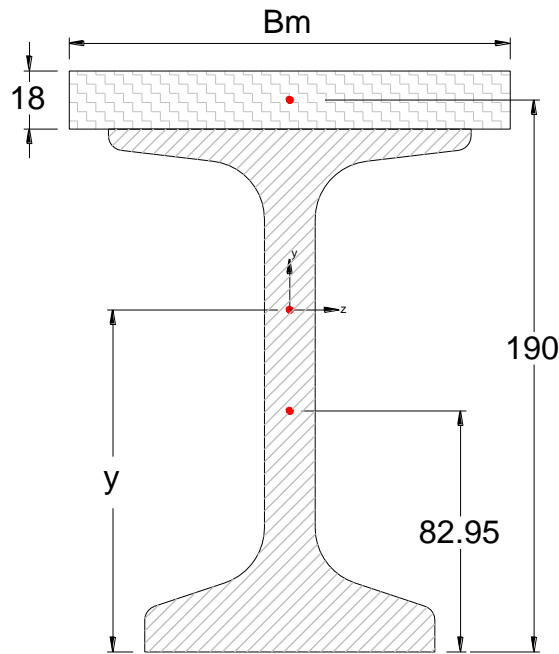


Figura A4 – Sección compuesta (acotaciones en cm)

4.4.2.2 Momento de inercia

Conocido el centroide, el momento de inercia se obtiene como la suma de los momentos de inercia de cada sección más la sumatoria del producto de las áreas por su correspondiente distancia centroidal al cuadrado.

$$I = \sum I_c + \sum A * \bar{y}^2$$

$$I_{c_{losa}} = Bm * \frac{h^3}{12} = 180.67 * \frac{18^3}{12} = 87,809.77 \text{ cm}^4$$

Tabla A3 – Cálculo de momento de inercia

Sección	Área (cm ²)	\bar{y} (cm)	$A * \bar{y}^2$ (cm ⁴)	I_c (cm ⁴)
Trabe	6,197.09	82.95	8,255,883.69	2,7969,861.00
Losa	3,252.21	189.00	15,731,580.42	87,809.77
Σ	9449.30	---	23,987,464.11	28,057,670.77

Por lo tanto el momento de inercia de la sección compuesta es:

$$I = 23,987,464.11 + 28,057,670.77 = 52,045,134.88 \text{ cm}^4$$

Tabla A4 - Propiedades sección compuesta

Propiedades	
H (cm)	198
y_1 (cm)	119.45
y_2^* (cm)	60.55
A_g (cm ²)	9449.30
I (cm ⁴)	52,045,134.88

* y_2 = distancia a la fibra superior de la trabe desde el centroide

4.4.3 Momentos por carga muerta

Se recuerda que los momentos flexionantes se analizan para una trabe simplemente apoyada con carga uniformemente repartida, por lo tanto su cálculo radica en determinar el peso por metro lineal, el cual se obtiene multiplicando el área transversal del elemento por el peso volumétrico del material del que se compone.

1. Trabe

$$A_g = 0.6197 \text{ m}^2 \quad W_v = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$w = A * W_v = 1.4873 \text{ ton/m}$$

$$M_{popo} = \frac{w L^2}{8} = \frac{1.4873 * 45^2}{8} = 376.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

2. Losa

$$A = 0.18 * 2.67 = 0.48 \text{ m}^2 \quad Wv = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$w = A * Wv = 1.152 \text{ ton/m}$$

$$M_L = \frac{1.152 * 45^2}{8} = 291.60 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

3. Guarnición y parapeto

$$A = 0.195 \text{ m}^2 \quad Wv = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Sobre la guarnición de concreto reforzado, se coloca una barrera metálica (parapeto), esta última se considera de 100 kg por metro lineal. Su construcción se realizará una vez fraguada la losa, por lo que el peso de las dos guarniciones se reparte entre todas las traves.

$$w = 2 * (A * Wv + 0.1) = 1.136 \text{ ton/m}$$

$$NT * M_P = \frac{1.136 * 45^2}{8} = 287.56 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_P = \frac{287.56}{4} = 71.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

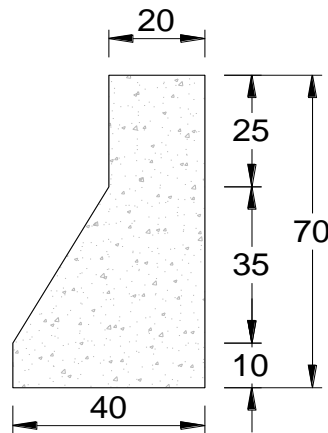


Figura A5 - Guarnición, dimensiones estándar (acotaciones en cm)

4. Barrera central

La barrera considerada es la tipo New Jersey, que es la más usada en México. Su geometría se muestra en la figura A6. Para el cálculo del momento se toman las mismas consideraciones que para la guarnición.

$$A = 0.2514 \text{ m}^2 \quad Wv = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$w = A * Wv = 0.603 \text{ ton/m}$$

$$NT * M_B = \frac{0.603 * 45^2}{8} = 152.726 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_B = \frac{152.726}{4} = 38.181 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

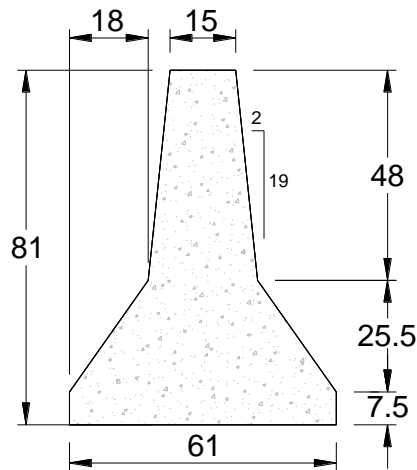


Figura A6 – Barrera central tipo New Jersey (acotaciones en cm)

5. Asfalto

Para diseño se considera con espesor de 10 cm previendo futuros reencarpetamientos. Se debe recordar que al analizar la trabe de orilla la carpeta asfáltica no se encuentra en todo el ancho tributario de la losa. Por lo tanto el ancho a considerar de asfalto será (figura A7):

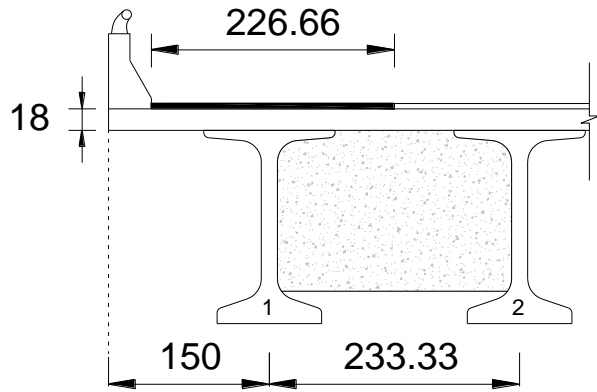
$$A = 0.1 * 2.27 = 0.227 \text{ m}^2 \quad Wv = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

$$w = A * Wv = 0.499 \text{ ton/m}$$

$$M_A = \frac{0.499 * 45^2}{8}$$

$$M_A = 126.225 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Figura A7 – Ancho considerado de carpeta asfáltica (acotaciones en cm)



6. Diafragmas

Para el caso de los diafragmas el momento se calculará con área de cortante. Los diagramas se suelen colocar entre 5 m y 10 m separados el uno del otro, si tenemos un claro de 45 m, y colocamos 5 diafragmas, quedarían separaciones aceptables de 7.5 m.

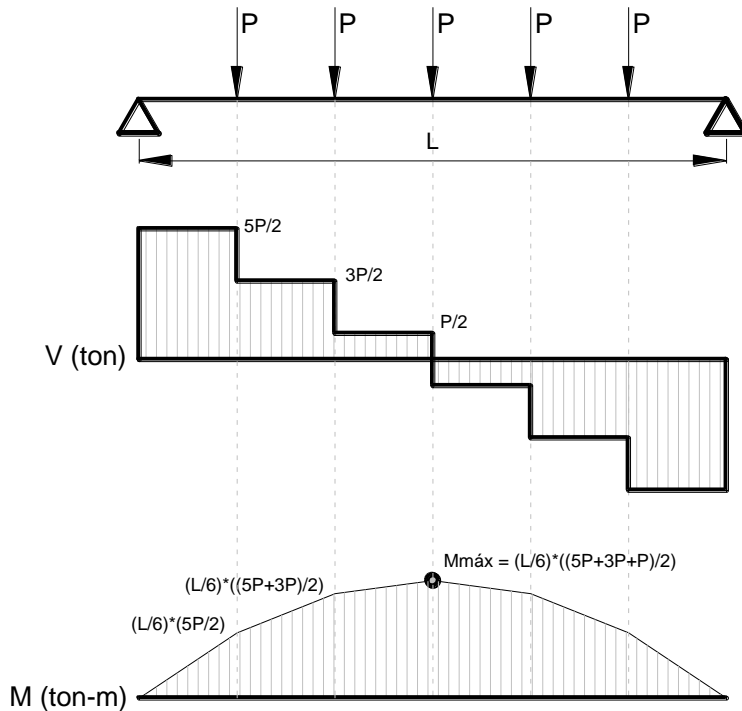


Figura A8 - Diagrama de cortante y momento para trabe simplemente apoyada con 5 diafragmas

Usando la fórmula deducida (figura A8) para este caso, se tiene que el momento flexionante producido por diafragmas es:

$$M_D = \frac{1}{6} L * \left(\frac{9P}{2} \right)$$

Donde “P” es el peso muerto total de la mitad de un diafragma en toneladas (se considera la mitad debido a que se trata de la trabe de orilla). “P” se calcula como:

$$P = A * b * Wv$$

En la expresión anterior “b” es el ancho del diafragma. Para el cálculo del área se considera un rectángulo de las dimensiones que se muestran en la figura A9, sustrayendo el área inmersa en la trabe.

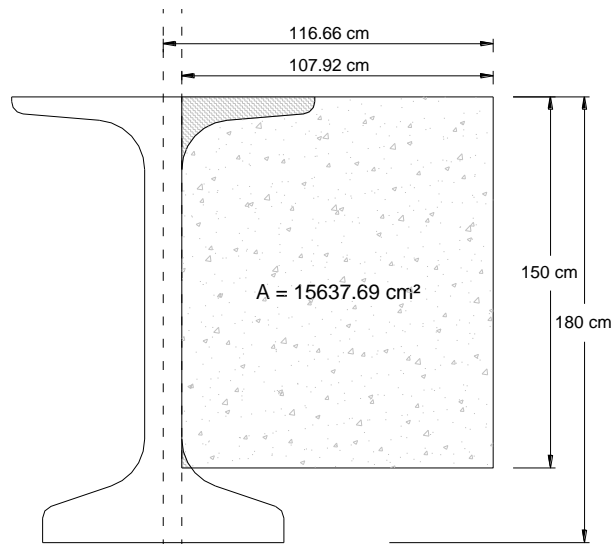


Figura A9 – Cálculo del área de un diafragma

$$A = (107.92 * 150) - 550.31 = 15637.69 \text{ cm}^2 = 1.564 \text{ m}^2$$

$$P = 1.564 * 0.30 * 2.40 = 1.126 \text{ ton}$$

$$M_D = \frac{45}{6} * \frac{9(1.126)}{2} = 38 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

El momento por carga muerta final es la suma de los momentos generados por todos los elementos analizados, quedando:

$$M_{cm} = M_T + M_L + M_P + M_B + M_A + M_D$$

$$M_{cm} = 376.47 + 291.60 + 71.89 + 38.181 + 126.23 + 38.00 = 904.19 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

4.4.4 Momentos por carga viva

Al tratarse de una calzada de 10 m se consideran solo dos carriles (1 por sentido). Los carriles se diseñarán con un ancho de 3.5 m, recomendado para caminos principales. La configuración final de la superestructura se muestra en la siguiente figura.

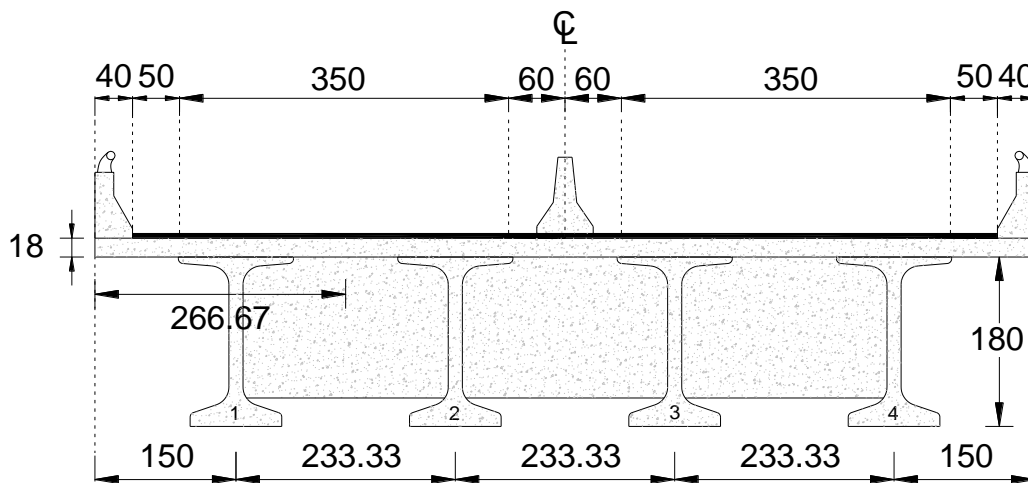


Figura A10 – Detalle de superestructura, unidades en centímetros (fuera de escala, acotaciones en cm)

4.4.4.1 Factor de distribución

De acuerdo a la configuración mostrada en la figura A10, se establece a la trabe 1 como la sujeta a diseño. Para el factor de distribución se aplica el método de Courbon, para el cual se debe establecer la posición más desfavorable de los vehículos (figura A11), que como ya se explicó con anterioridad, se trata de los camiones HS20 y T3S2R4. El cálculo del factor se debe realizar camión por camión.

Tabla A5 – Variables para método de Courbon, vehículo T3S2R4

Trabe	x (cm)	x ² (cm)	Carga (P)	e (cm)	M _{CL}
1	-350.00	122,500	1	-310.00	-310.00
2	-116.66	13,611.11			
3	116.66	13,611.11			
4	350.00	122,500			
	Σ	272,222.22			

Por lo que el cálculo del factor de distribución sería:

$$Rn_{T1-T3S2R4} = \frac{\sum P}{NT} \pm \frac{M_{CL}X}{\sum X^2} = \frac{1}{4} + \frac{-310 * -350}{272,222.22} = 0.6486$$

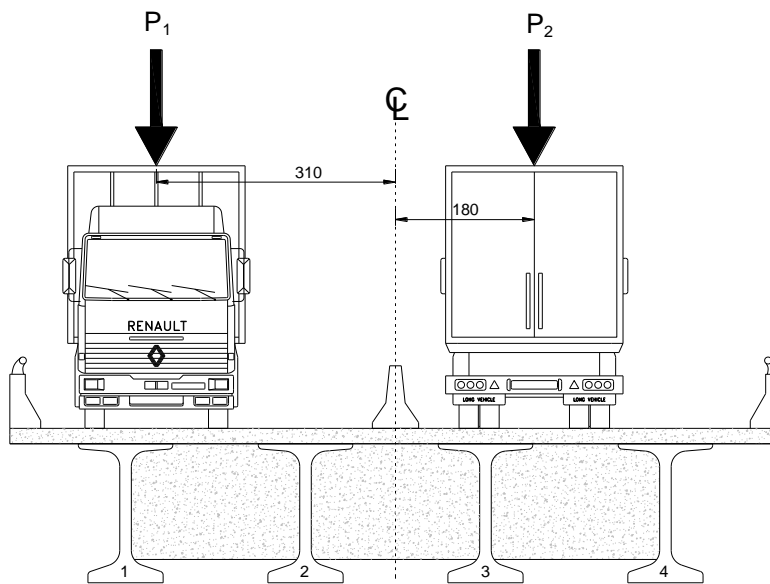


Figura A11 - Posición más desfavorable de los vehículos

Tabla A6 – Variables para método de Courbon, vehículo HS-20

Trabe	x (cm)	x ² (cm)	Carga (P)	e (cm)	M _{CL}
1	-350.00	122,500.00	1	180.00	180.00
2	-116.66	13,611.11			
3	116.66	13,611.11			
4	350.00	122,500.00			
	Σ	272,222.22			

$$Rn_{T1 \cdot HS20} = \frac{\sum P}{NT} \pm \frac{M_{CL}X}{\sum X^2} = \frac{1}{4} + \frac{180 * -350}{272,222.22} = 0.0186$$

Conocidos los factores de distribución para cada camión, se calculan los momentos que generan en la trabe, esto puede realizarse con la teoría de las líneas de influencia y con el programa SAP2000, entre otros. Se decidió aprovechar el software disponible y los momentos que se obtuvieron fueron:

$$M_{T3S2R4} = 621.405 \text{ ton} \cdot m \qquad M_{HS20} = 328.591 \text{ ton} \cdot m$$

El momento por carga final se calcula con la sumatoria de los productos de los factores de distribución por su correspondiente momento.

$$M_{cv} = \sum Rn * M = 0.6486 * 621.405 + 0.0186 * 328.591 = 409.15 \text{ ton} \cdot m$$

4.4.5 Distribución de torones

La distribución de torones para elementos postensados se llevará a cabo a través de ductos de presfuerzo metálicos con espesor de 0.6 mm, el diámetro a considerar se debe ajustar a lo establecido en el LRFD 2012 de la AASHTO, el cual dice que debe ser como máximo de un 40% del ancho del alma (17.5 cm), para este caso el diámetro máximo sería de 7cm.

En la figura A13 se muestra una propuesta de trayectoria (no es exclusiva ni limitativa) que cumple con reglamento y proyecto. En esta se propone el uso de 3 ductos respetando una separación libre de 7.5 cm (la mínima de reglamento es 3.8 cm). La trayectoria se debe hacer por tramos ya que estos son requeridos más adelante para el cálculo de la pérdida de fricción, la información numérica (tablas) de esta trayectoria se encuentra en el apartado 4.4.7.

El número de torones a usar se debe proponer mediante tanteos, para este ejemplo se usará el número definitivo que son 47 torones, acomodando 16 torones en dos ductos y 15 en el tercero.

4.4.5.1 Excentricidades

Las excentricidades se calculan dependiendo de la sección que se quiere revisar y midiéndose de la posición del centroide de los ductos al centroide de la sección, ya sea simple (etapa de transferencia) o compuesta (etapa final e intermedia).

Para este caso la excentricidad que interesa es aquella que se presenta al centro del claro, en la siguiente figura se muestran los centroides de la sección y de los torones.

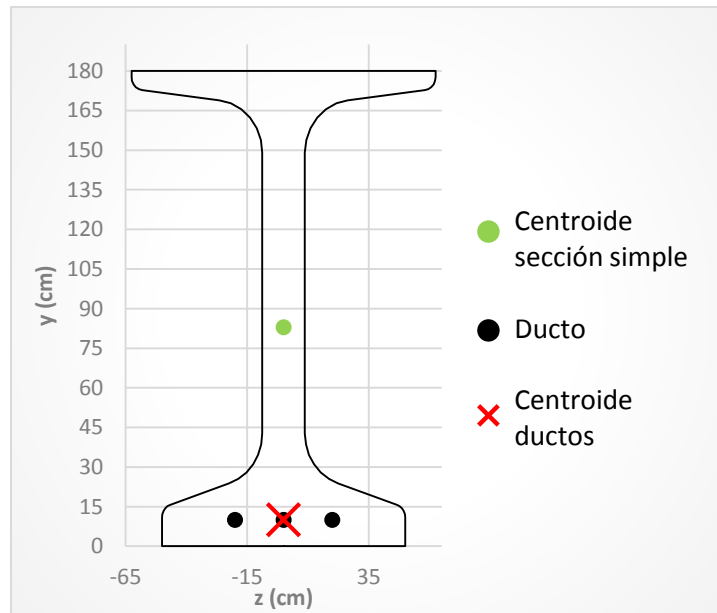


Figura A12 – Excentricidad al centro del claro

Por lo tanto la excentricidad es:

$$e = CSS - CD = 82.95 - 10 = 72.95 \text{ cm}$$

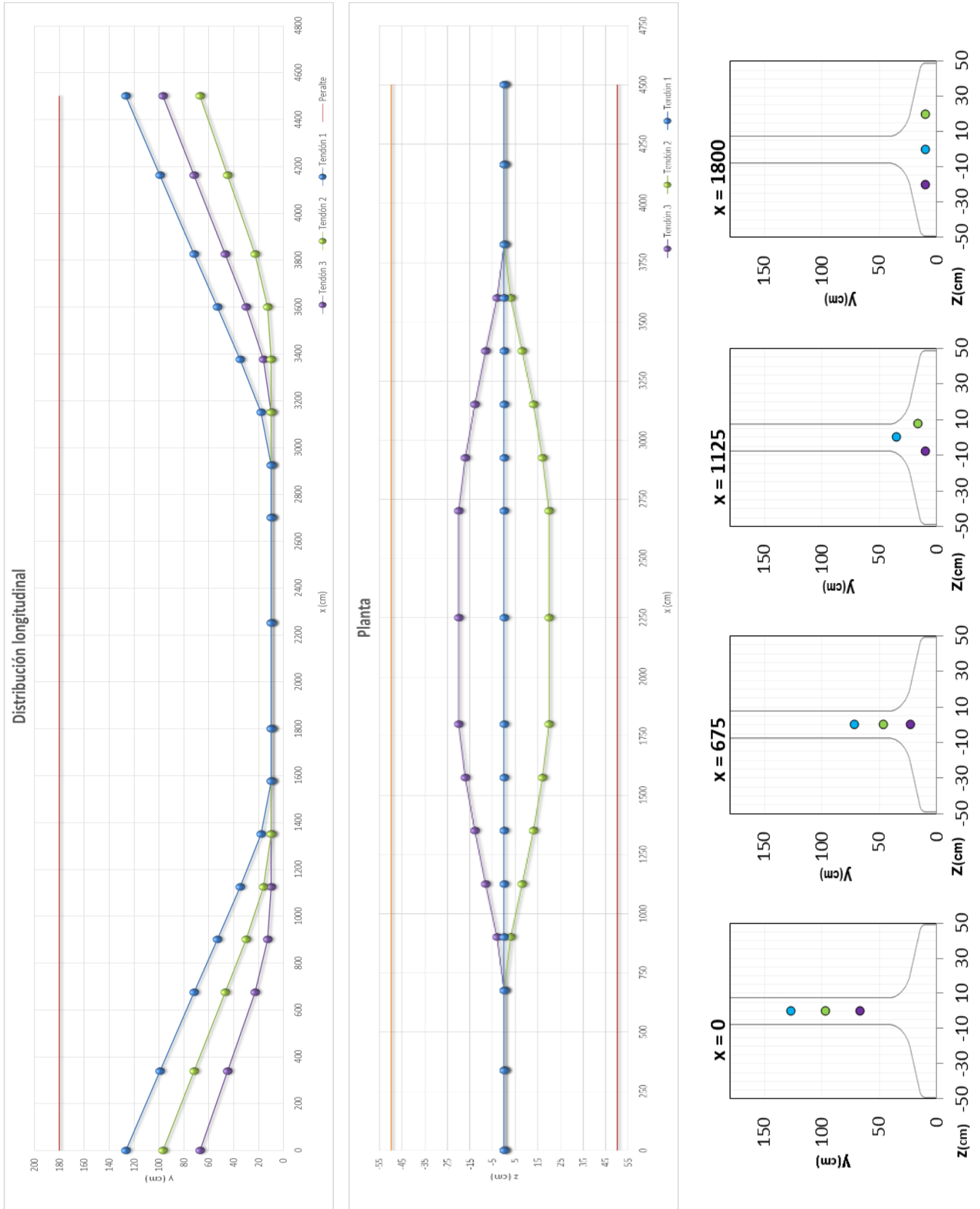


Figura A13 – Trayectoria de ductos para ejemplo, trabe NU-1800 (fuera de escala)

4.4.6 Proceso de diseño

Este paso consiste en calcular las pérdidas de presfuerzo y los esfuerzos debidos a las acciones en cada una de las etapas, comparándolos con los esfuerzos permisibles establecidos en el LRFD 2012 (AASHTO).

4.4.6.1 Revisión etapa de transferencia

La etapa de transferencia comienza a partir de la transferencia del presfuerzo a la trabe y abarca hasta que se ve sometida a otras acciones por ejemplo, su traslado.

4.4.6.1.1 Estimación de pérdidas inmediatas

Las pérdidas inmediatas descritas en el apartado 4.2.1 son: pérdidas por deslizamiento del anclaje, pérdida por fricción y pérdida por acortamiento elástico.

$$\Delta PI = \Delta DA + \Delta FR + \Delta AE$$

Pérdida por deslizamiento del anclaje (fórmula 4.4)

El deslizamiento en el anclaje es un parámetro proporcionado por el fabricante que para este caso se tomará de 5 mm. La longitud de los torones debe incluir extremos lo suficientemente largos para el tipo de gato que se utilizará, por lo tanto, la longitud total es de 46.86 m; por último se debe conocer el módulo de elasticidad del acero que a reserva de datos del fabricante se tomará como 1,960,000 kg/cm².

$$\Delta DA = \frac{dl}{L} \cdot E_{sp} = \frac{0.5}{4686} * 1,960,000 = 209.134 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por acortamiento elástico (fórmulas 4.6 – 4.7)

El área de los torones de diámetro 1.524 cm es de 1.4 cm².

$$\therefore A_s = 47 * 1.4 = 65.8 \text{ cm}^2$$

Para calcular el módulo de elasticidad (E_{ci}) se debe indicar la resistencia que se desea que tenga el concreto al momento de la transferencia, comúnmente el 90% de la resistencia de diseño (650 kg/cm²), por lo tanto:

$$f'_{ci} = 0.9 * f'_c = 0.9 * 650 = 585 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 8,500\sqrt{f'_{ci}} + 110,000 = 315,587.57 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el acero antes de la transferencia, de acuerdo a la tabla 4.2, es $0.9f_{py}$, por lo tanto, $f_{sbt} = 0.9(0.9f_{pu}) = 0.81 * 19,000 = 15,390 \text{ kg/cm}^2$

Finalmente la pérdida por acortamiento elástico (fórmula 4.7) es:

$$\Delta AE = \frac{N - 1}{2N} * \frac{A_s f_{sbt} (I + e^2 * A_g) - e * M_{pp} * A_g}{A_s (I + e^2 * A_g) + \frac{A_g * I * E_{ci}}{E_s}}$$

$$\Delta AE = \frac{1}{2} * \frac{(65.8)(15390)(27969861+72.95^2*6197.09)-72.95*37647000*6197.09}{(65.8)(27969861+72.95^2*6197.09)+\frac{6197.09*27969861*315587.57}{1960000}} = 700.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pérdida por fricción (fórmula 4.5)

La pérdida por fricción se calcula para cada ducto, por tramos, y considerando los cambios de dirección. Si se revisa otra sección que no sea la central se debe considerar si el tensado se hace desde un lado o ambos de la viga, si es de ambos la mayor pérdida se presenta al centro, pero si es de un lado la mayor pérdida se presenta en el extremo opuesto. Para este caso se está revisando la sección al centro del claro, por lo cual no hay

diferencia. A continuación se muestra el cálculo para solo un ducto, los otros dos se pueden consultar en la sección 4.4.7. El resultado de las pérdidas de los tres ductos se promedia.

$$\Delta FR = f_{sbt} * (1 - e^{-(kx + \mu\alpha)})$$

Los coeficientes de fricción de acuerdo a la tabla 4.5 y considerando ductos de metal galvanizado son:

$$k = 6.562 \times 10^{-6} \quad y \quad \mu = 0.20$$

Debido a la cantidad de cálculos que demanda se recomienda utilizar una hoja de cálculo, se muestra a continuación el cálculo para el tramo 1800-2250 $x = 2250 - 1800 = 450 \text{ cm}$.

$$\Delta FR = 15390 * (1 - e^{-(6.562 \times 10^{-6}(450) + 0.20(0))}) = 45.38$$

Tabla A7 – Cálculo de pérdidas por fricción, ducto superior

Tramo	Δx (cm)	x (cm)	y (cm)	α (rad)	ΔFR (kg/cm ²)	ΔFR acum (kg/cm ²)
Origen	0.000	0.0	127.0	0.000	0.00	0.00
Recta	337.50	337.5	99.4	0.000	34.05	34.05
Recta	337.50	675.0	71.8	0.000	34.05	68.09
Recta	225.00	900.0	53.4	0.000	22.71	90.80
Recta	225.00	1125.0	35.0	0.000	22.71	113.50
Parabola	225.00	1350.0	18.0	0.000	22.71	136.21
Parábola	225.00	1575.0	10.0	0.081	268.34	404.55
Recta	225.00	1800.0	10.0	0.000	22.71	427.25
Recta	450.00	2250.0	10.0	0.000	45.38	472.63
Recta	450.00	2700.0	10.0	0.000	45.38	518.01
Recta	225.00	2925.0	10.0	0.000	22.71	540.72
Parabola	225.00	3150.0	18.0	0.082	271.45	812.17
Parabola	225.00	3375.0	35.0	0.000	22.71	834.87
Recta	225.00	3600.0	53.4	0.000	22.71	857.58
Recta	225.00	3825.0	71.8	0.000	22.71	880.29
Recta	337.50	4162.5	99.4	0.000	34.05	914.33
Recta	337.50	4500.0	127.0	0.000	34.05	948.38

Los tramos que indican parábolas son aquellos en los que la trayectoria del cable es curva, y en los cuales el cambio angular de la trayectoria se debe calcular, como ejemplo, α en la primera parábola se calcula como:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{127 - 10}{1350 - 0} \right) = 0.0865 \text{ rad}$$

Después de calcular las pérdidas para los tres ductos se obtiene que la pérdida por fricción final es de:

$$\Delta FR = \frac{472.63 + 453.691 + 425.764}{3} = 450.695 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente las pérdidas instantáneas totales son:

$$\Delta PI = \Delta DA + \Delta FR + \Delta AE = 209.134 + 700.23 + 450.695 = 1360.059 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.6.1.2 Cálculo y revisión de esfuerzos

En esta etapa se revisan los esfuerzos generados por el presfuerzo y el peso propio de la viga para las fibras inferiores y superiores. A continuación se muestra el cálculo de los esfuerzos en las fibras superiores, para las inferiores se muestran los resultados en la tabla A7.

- Peso propio

$$f_{popo} = -\frac{M_{popo} * d}{I} = -\frac{37647000 * (180 - 82.95)}{27969861} = -130.627 \text{ kg/cm}^2$$

- Presfuerzo, carga axial

La fuerza de presfuerzo debe reducirse debido a las pérdidas instantáneas, quedando:

$$f_{sail} = f_{sbt} - \Delta PI = 15390 - 1360.06 = 14029.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P = f_{sail} \cdot A_s = 14029.94 * 65.8 = 923170.05 \text{ kg}$$

$$f_{Pa} = -\frac{P}{A_s} = -\frac{923170.05}{6197.09} = -148.97 \text{ kg/cm}^2$$

- Presfuerzo, excentricidad

$$f_{Pe} = \frac{P * e * d}{I} = \frac{923170.5 * 72.95 * (180 - 82.95)}{27969861} = 233.68 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla A8 – Esfuerzos en etapa de transferencia

	Presfuerzo		PoPo	Σ
	Carga axial	Excentricidad		
Superior	-148.968	233.674	-130.628	-45.92
Inferior	-148.968	-199.727	111.651	-237.04

De acuerdo con los esfuerzos actuantes se observa que la trabe en esta etapa está trabajando completamente a compresión, por lo tanto, debemos calcular los permisibles para esta etapa, en este caso solo se requiere a compresión (tabla 4.1).

Esfuerzo permisible: $f_{PC} = 0.6 f'ci = 0.6 * 585 = -351 \text{ kg/cm}^2$

Tabla A9 – Revisión de esfuerzos en etapa de transferencia

	Permisible	(-, <) y (+ , >)	Actuante
Superior	-351.00	<	-45.92
Inferior	-351.00	<	-237.04

Se concluye que está dentro de los límites y se continúa con el proceso de cálculo.

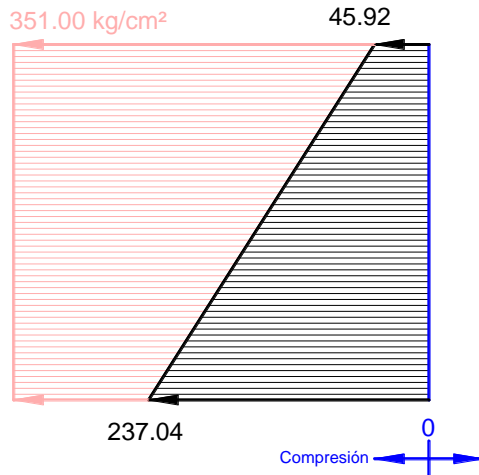


Figura A14 – Diagrama de esfuerzos, etapa de transferencia

4.4.6.2 Revisión etapa final, considerando cargas de servicio

Esta etapa comienza al abrir el puente al tránsito y continúa durante su vida útil.

4.4.6.2.1 Estimación de pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas tienen efecto en esta etapa, se describen en el apartado 4.2.2 y son: pérdida por flujo plástico, pérdida por contracción del concreto y pérdida por relajación del acero. Se calculan como:

$$\Delta PD = \Delta FP + \Delta CC + \Delta RA$$

Pérdida por flujo plástico (fórmulas 4.8 – 4.10)

Para calcular esta pérdida primero se debe definir el porcentaje promedio anual de humedad, que para fines prácticos se tomará una humedad intermedia de 70% (tabla 4.6).

Posteriormente se calculan los dos factores de corrección (fórmula 4.8 y 4.9)

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H = 1.7 - 0.01(70) = 1.00$$

$$\gamma_{st} = \frac{351.5352}{(70.3070 + f'_{ci})} = \frac{351.5352}{(70.3070 + 585)} = 0.5364$$

Por lo tanto la pérdida por flujo plástico es:

$$\Delta FP = 10 \frac{f_{sbt} * A_s}{A_g} * \gamma_h * \gamma_{st} = 10 * \frac{15390 * 65.8}{9449.30} * 0.5364 = 574.85 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por contracción del concreto (fórmula 4.11)

Esta pérdida depende de una constante y los factores calculados para la pérdida por flujo plástico, por lo tanto:

$$\Delta CC = 843.685 * \gamma_h * \gamma_{st} = 843.685 * 0.5364 = 452.54 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por relajación del acero

Para aceros de baja relajación esta pérdida tiene un valor fijo que es:

$$\Delta RA = 168.74 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente las pérdidas diferidas totales son:

$$\Delta PD = \Delta FP + \Delta CC + \Delta RA = 574.85 + 452.54 + 168.74 = 1196.13 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.6.2.2 Cálculo y revisión de esfuerzos

Los esfuerzos que se presentan en esta etapa son los debidos al presfuerzo, cargas muertas y cargas vivas. Se debe prestar especial atención al proceso constructivo, ya que de este dependerá la sección transversal a considerar para el cálculo de cada esfuerzo. En este ejemplo el proceso constructivo empieza con los diafragmas, seguidos de la losa, el asfalto y finalmente el parapeto y barrera.

Al igual que en la etapa anterior se ilustrará el cálculo de los esfuerzos para la fibra superior.

- Peso propio

$$f_{popo} = -\frac{M_{popo} * d}{I} = -\frac{37647000 * (180 - 82.95)}{27969861} = -130.627 \text{ kg/cm}^2$$

- Presfuerzo, carga axial

La fuerza de presfuerzo debe reducirse debido a las pérdidas diferidas, quedando:

$$f_{satl} = f_{sail} - \Delta PD = 14029.94 - 1196.13 = 12833.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P = f_{satl} \cdot A_s = 12833.81 * 65.8 = 844464.69 \text{ kg}$$

$$f_{Pa} = -\frac{P}{A_s} = -\frac{844464.69}{6197.09} = -136.27 \text{ kg/cm}^2$$

- Presfuerzo, excentricidad

$$f_{Pe} = \frac{P * e * d}{I} = \frac{844,464.69 * 72.95 * (180 - 82.95)}{27969861} = 213.75 \text{ kg/cm}^2$$

- Diafragmas

$$f_D = -\frac{M_D * d}{I} = -\frac{3,800,000 * (180 - 82.95)}{27969861} = -13.18 \text{ kg/cm}^2$$

- Losa

$$f_L = -\frac{M_L * d}{I} = -\frac{29160000 * (180 - 82.95)}{27969861} = -101.18 \text{ kg/cm}^2$$

- Asfalto

$$f_A = -\frac{M_A * d}{I} = -\frac{12622500 * (180 - 119.45)}{52045134.88} = -14.69 \text{ kg/cm}^2$$

- Parapeto

$$f_P = -\frac{M_P * d}{I} = -\frac{7189000 * (180 - 119.45)}{52045134.88} = -8.36 \text{ kg/cm}^2$$

- Barrera

$$f_B = -\frac{M_B * d}{I} = -\frac{3818100 * (180 - 119.45)}{52045134.88} = -4.44 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga viva

$$f_V = -\frac{M_{cv} * d}{I} = -\frac{40915000 * (180 - 119.45)}{52045134.88} = -47.60 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla A10 – Esfuerzos en etapa final

	Presfuerzo		Peso propio	Cargas de servicio				Carga viva	Σ
	Carga axial	Excentricidad		Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto		
Superior	-136.27	213.75	-130.63	-101.18	-13.19	-14.69	-12.81	-47.59	-242.59
Inferior	-136.27	-182.69	111.65	86.48	11.27	28.97	25.26	93.90	38.57

En esta etapa se presentan esfuerzos tanto a compresión (fibra superior) como a tensión (fibra inferior), por lo tanto los esfuerzos permisibles se calculan como sigue.

Esfuerzo permisible a compresión

Para calcular este esfuerzo es necesario determinar las relaciones de esbeltez del alma y los patines, y así obtener el factor de reducción (ϕ_w).

Tabla A11 – Relaciones de esbeltez

Alma	Patín superior	Patín inferior
$\lambda_w = \frac{138.5}{17.5} = 7.91$	$\lambda_w = \frac{125}{6.8} = 18.38$	$\lambda_w = \frac{100}{14.6} = 6.85$

Por lo tanto, la relación del patín superior es la mayor, aplicando la regla de la AASHTO (LRFD 2012) se tiene:

Si $\lambda_w \leq 15$ entonces $\phi_w = 1.0$

Si $15 < \lambda_w \leq 25$ entonces $\phi_w = 1 - 0.025 (\lambda_w - 15)$

Si $25 < \lambda_w \leq 35$ entonces $\phi_w = 0.75$

$$15 < \lambda_w = 18.38 < 25 \quad \therefore \quad \phi_w = 1 - 0.025(18.38 - 15) = 0.9155$$

$$\therefore f_{PC} = -0.6 \phi_w f'c = -0.6 * 0.9155 * 650 = -357.022 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a tensión

Para este esfuerzo se debe establecer si las condiciones corrosivas son moderadas o severas.

Considerando la primera opción se tiene un esfuerzo permisible de:

$$f_{PT} = 1.6\sqrt{f'c} = 1.6\sqrt{650} = 40.79 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla A12 - Revisión de esfuerzos en etapa final

	Permisible	(- , <) y (+ , >)	Actuante
Superior	-357.02	<	-242.59
Inferior	40.79	>	38.57

El esfuerzo que se aprecia más crítico es en la fibra inferior, aun así se encuentran dentro de los permisibles, se acepta esta revisión y se continúa con la siguiente etapa.

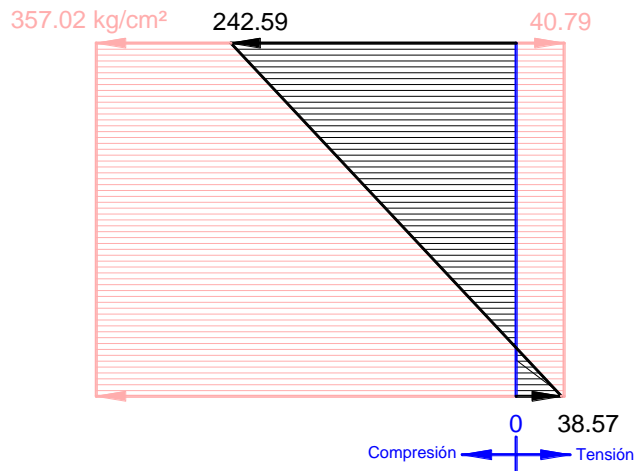


Figura A15 – Diagrama de esfuerzos en la etapa final

4.4.6.3 Revisión etapa intermedia

Esta etapa intermedia abarca una vez terminado la construcción del puente, pero antes de ponerlo en funcionamiento.

4.4.6.3.1 Cálculo y revisión de esfuerzos

Los esfuerzos por carga muerta en esta etapa son iguales a los de la etapa final, la diferencia es que en este caso no se consideran los esfuerzos generados por carga viva, por lo tanto los esfuerzos son:

Tabla A13 – Esfuerzos en etapa intermedia

	Presfuerzo		Peso propio	Cargas de servicio				Σ
	Carga axial	Excentricidad		Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto	
Superior	-136.27	213.75	-130.63	-101.18	-13.19	-14.69	-12.81	-194.99
Inferior	-136.27	-182.69	111.65	86.48	11.27	28.97	25.26	-55.33

Como se aprecia la viga trabaja solo a compresión y por lo tanto el esfuerzo permisible se calcula como sigue.

$$f_{PC} = -0.45f'_c = -0.45(650) = -292.5 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla A14 - Revisión de esfuerzos en etapa intermedia

	Permisible	(- , <) y (+ , >)	Actuante
Superior	-292.50	<	-194.99
Inferior	-292.50	<	-55.33

Finalmente se puede concluir que el acero de presfuerzo considerado es suficiente para soportar las cargas aplicadas.

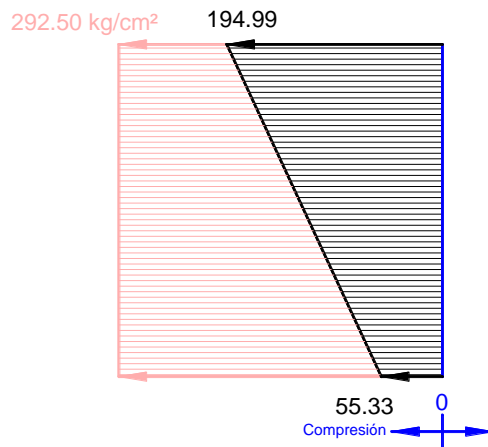


Figura A16 – Diagrama de esfuerzos en la etapa intermedia

4.4.7 Reporte

En esta sección se presenta un modelo de informe que se elaboró como parte de este trabajo, y en el cual se muestran algunos detalles adicionales del ejemplo que se acaba de realizar.



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 1/14

DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA VIGA

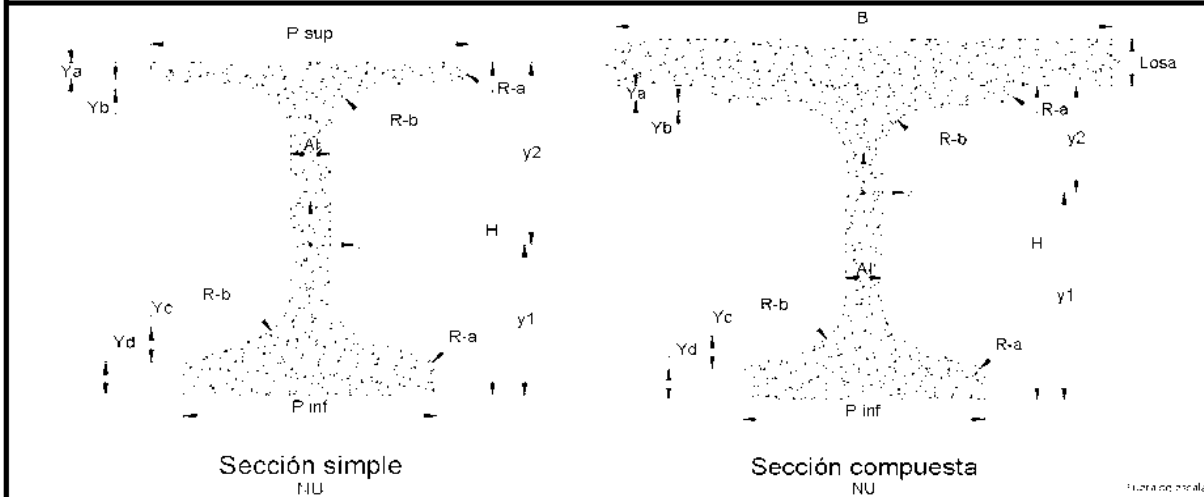
DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Características de los materiales (unidades en kg/cm²)

f'c (trabe)	f'ci (trabe)	f'c (losa)	Ec (trabe)	Ø torón	f's	Esf. tensado	Es
650	585	250	326708.3	15.24 mm	19000.0	15390.0	1960000.0

Secciones transversales típicas



Dimensiones y propiedades

Dimensiones (cm)							
Patin sup.	Alma	Patin inf.	Peralte	Ya	Yb	Yc	Yd
125.0	17.5	100.0	180.0	6.8	6.4	13.7	14.6
			Radio - a	Radio - b	Losa	B	
			5.0	20.0	18.0	266.7	

Propiedades							
Sección simple				Sección compuesta			
Ag (cm ²)	ȳ1 (cm)	ȳ2 (cm)	I (cm ⁴)	Ag (cm ²)	ȳ1 (cm)	ȳ2 (cm)	I (cm ⁴)
6197.09	82.95	-97.05	27969861	9449.30	119.45	-60.55	52045135
	r (cm)	S inf (cm ³)			r (cm)	S inf (cm ³)	
	67.18	337187.37			74.21	435706.16	



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 2/14

ELEMENTOS ADICIONALES

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Dimensiones y propiedades de barreras

A (cm ²)
1950.00

Parapeto

Barrera

A (cm ²)
2514.00

Barandal
W (ton/m)
0.10

Fuente de escala

Dimensiones y propiedades del diafragma

Porción de diafragma correspondiente a trabe de orilla

A (m ²)	1.564	Número de diafragmas 5
Ancho (m)	0.300	
V (m ³)	0.469	
Peso (ton)	1.126	

Nota: el área se calcula considerando un diafragma rectangular y sustrayendo una superficie que representa las perforaciones en la sección de la viga que no se deben considerar. Esto se cuando se determina con Auto.Cad. El peso corresponde a la masa del diafragma más el peso para calcular el momento.

Separación entre traves y volados

No. Traves	Calzada (m)	Volado (m)
4	10.00	1.50
Separación (m)		2.33

Superestructura



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 3/14

DISTRIBUCIÓN DE TORONES

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

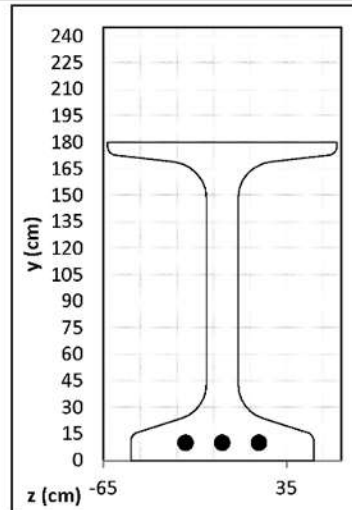
Acomodo de ductos (punto en revisión)

Punto en revisión	50%
-------------------	-----

\varnothing Torones (cm)	1.524
A / torón (cm ²)	1.400
# torones	47

Ducto	y (cm)	z (cm)	Torones	\varnothing ducto (cm)
1	10.00	0.00	15	7.00
2	10.00	20.00	16	7.00
3	10.00	-20.00	16	7.00
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

NOTA: \varnothing ducto se refiere al diámetro exterior del ducto en cm



Centroide de los ductos y excentricidad

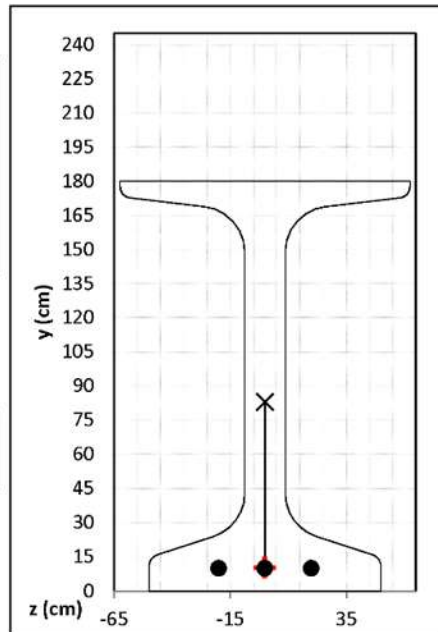
Ducto	Torones	A (cm ²)	y' (cm)	A * y'
1	15	38.48	10.00	384.85
2	16	38.48	10.00	384.85
3	16	38.48	10.00	384.85
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Σ	115.45		1154.54

NOTA: las áreas indicadas corresponden a los ductos.

Centroide ductos		
\bar{y} (cm)	10.00	+

e (cm)	72.9505
--------	---------

Centroide viga		
\bar{y} (cm)	82.95	X





U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 4/14

ANÁLISIS DE LA VIGA

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Momentos por carga muerta

Elemento	A (m ²)	W (ton/m)	M (ton-m)	Diagrama de cortantes y momentos
Trabe	0.6197	1.4873	376.47	
Losa	0.4800	1.1520	291.60	
Parapetos	0.3900	1.1360	71.89	
Asfalto	0.2267	0.4987	126.23	
Barrera	0.2514	0.6034	38.18	
Elemento	A (m ²)	P (ton)	M (ton-m)	
Diafragma	1.5637	1.1259	38.00	
Claro (m)	45	Σ	942.37	

NOTA: El área de diafragma indicada corresponde al 50% por tratarse de una viga de orilla. L = claro

Momentos por carga viva

Camiones considerados

Vehículo	HS20	Vehículo	T3S3	Vehículo	T3S2R4
Peso (ton)	32.66	Peso (ton)	42.5	Peso (ton)	72.5

Factor de distribución		Carril 1		Carril 2		Carril 3									
Trabe	Fd	Vehículo	Mv (ton-m)	Vehículo	Mv (ton-m)	Vehículo	Mv (ton-m)								
1	0.658	N/A	N/A	T3S2R4	621.41	HS20	328.59								
2	0.474							Carril 4							
3	0.290							N/A	N/A						
4	0.106							N/A	N/A						
N/A	N/A							N/A	N/A						
N/A	N/A							N/A	N/A						
N/A	N/A			<table border="1"> <tr> <th>Mv (ton-m)</th> <th>Fd</th> </tr> <tr> <td>Σ</td> <td>950.00</td> <td>1.529</td> </tr> <tr> <td>Trabe de orilla</td> <td>409.13</td> <td>0.658</td> </tr> </table>		Mv (ton-m)	Fd	Σ	950.00	1.529	Trabe de orilla	409.13	0.658		
Mv (ton-m)	Fd														
Σ	950.00	1.529													
Trabe de orilla	409.13	0.658													

Resumen de momentos	
C. muerta	942.37
C. viva	409.13

NOTA: La numeración de las traveses es de izquierda a derecha. El factor de distribución se calcula con el método de Courbois. Imagen ilustrativa del número de carriles y vehículos.



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 5/14

PÉRDIDAS INMEDIATAS Y DIFERIDAS

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Pérdidas inmediatas

Acortamiento elástico			
Ecuación	Valores		Resultado
$\Delta DA = \frac{dl}{L} \cdot E_{sp}$ UNAM **, fórmula 2.11	dl (cm)	0.5	209.20
	L (cm)	4685	
	Es (kg/cm ²)	1960000	

Fricción			
Ecuación	Valores		Resultado
$\Delta FR = f_{sbt} * (1 - e^{-(kx + \mu\alpha)})$ AASHTO LRFD 2010 (5.9.5.2.2b-1)	fsbt (kg/cm ²)	15390	Cálculo detallado en página: "Anexo: pérdidas por fricción".
	K	6.56E-06	
	μ	0.2	

Acortamiento elástico					
Ecuación	Valores				Resultado
$\Delta AE = \frac{N-1}{2N} * \frac{A_s f_{sbt} (l + e^2 A_g) - e M_{pp} A_g}{A_s (l + e^2 A_g) + \frac{A_g l E_{ci}}{E_s}}$ AASHTO LRFD 2010 (C5.9.5.2.3b-1)	N	NA	Mpp (kg-cm)	37647326.61	700.23
	As (cm ²)	65.8	Ag (cm ²)	6197.09	
	l (cm ⁴)	27969861	Eci (kg/cm ²)	315587.57	
	e (cm)	72.95	Es (kg/cm ²)	1960000.00	

Σ pérdidas inmediatas	1360.12
-----------------------	---------

Pérdidas diferidas (flujo plástica, contracción del concreto y relajación del acero)

Ecuación	Valores		Resultados		
$\Delta PD = 10 \frac{f_{sbt} A_s}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 843.685 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta RA$ AASHTO LRFD 2010 (5.9.5.3-1)	fsbt (kg/cm ²)	15390	Flujo plástico	574.90	
	As (cm ²)	65.8	Contracción del concreto	452.59	
	Ag (cm ²)	9449.30			
	ΔRA (kg/cm ²)	168.74	Relajación del acero	168.74	
$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$ AASHTO LRFD 2010 (5.9.5.3-2)	$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})}$ AASHTO LRFD 2010 (5.9.5.3-2)		12 ksi = 843.685 kg/cm ²	γ _h γ _{st}	
			H (%)		70
			f'ci (kg/cm ²)		585.00

Σ pérdidas diferidas	1196.22
----------------------	---------

NOTA: La ecuación 5.9.5.3-1 incluye las 3 pérdidas que se consideran diferidas, los resultados se muestran en el mismo orden de la ecuación. La constante de contracción se modifica por cambio de unidades. Los resultados se muestran en kg/cm². ** Manual de diseño de elementos prefabricados y presforzados, UNAM.



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 6/14

REVISIÓN DE ESFUERZOS

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

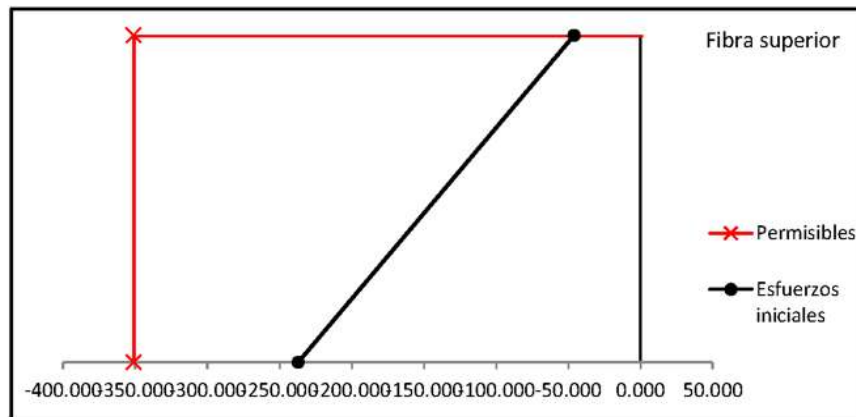
Esfuerzos iniciales (peso propio y presfuerzo)

Cálculo de fuerza de tensado			
Esfuerzo de tensado considerando pérdidas inmediatas	fi	14029.88	kg/cm ²
Área de acero de presfuerzo	As	65.80	cm ²
Fuerza de tensado	Pi	923166.28	kg

Análisis de esfuerzos							
PoPo	Presfuerzo		Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto	Carga viva
	Axial	Momento					
Fibra superior							
-130.63	-148.97	233.67	---	---	---	---	---
Fibra inferior							
111.65	-148.97	-199.73	---	---	---	---	---

Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)				
Compresión		AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.1.1)	0.6 * f'ci	-351.000
Tensión	Sin refuerzo	AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.1.2-1)	0.8 * f'ci ^{0.5}	14.060
	Con refuerzo	AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.1.2-1)	2 * f'ci ^{0.5}	48.374

Esfuerzos iniciales		¿Requiere refuerzo?	Permisible	¿Se acepta?
Fibra sup.	-45.92	NO	-351.000	SI
Fibra inf.	-237.04	NO	-351.000	SI





U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 7/14

REVISIÓN DE ESFUERZOS

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

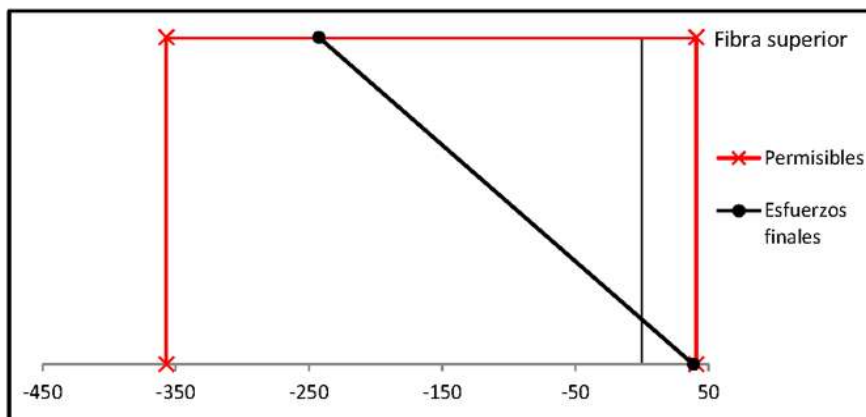
Esfuerzos finales (presfuerzo, cargas muertas y viva)

Cálculo de fuerza de tensado			
Esfuerzo de tensado considerando pérdidas totales	fi	12833.66	kg/cm ²
Área de acero de presfuerzo	As	65.80	cm ²
Fuerza de tensado	Pi	844454.93	kg

PoPo	Presfuerzo		Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto	Carga viva
	Axial	Momento					
Fibra superior							
-130.63	-136.27	213.75	-101.18	-13.18	-14.69	-12.81	-47.60
Fibra inferior							
111.65	-136.27	-182.70	86.48	11.27	28.97	25.26	93.90

Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)				
Compresión		AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.2.1-1)	$0.6 * \phi_w * f'c$	-357.022
Tensión (ambiente corrosivo)	Elevado	AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.2.2-1)	$0.8 * f'c^{0.5}$	N/A
	Moderado	AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.2.2-1)	$1.6 * f'c^{0.5}$	40.792

Esfuerzos finales		¿Requiere refuerzo?	Permisible	¿Se acepta?
Fibra sup.	-242.60	---	-357.022	SI
Fibra inf.	38.57	---	40.792	SI





U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 8/14

REVISIÓN DE ESFUERZOS

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Esfuerzos finales (presfuerzo y cargas muertas)

Cálculo de fuerza de tensado

Esfuerzo de tensado considerando pérdidas totales	fi	12833.66	kg/cm ²
Área de acero de presfuerzo	As	65.80	cm ²
Fuerza de tensado	Pi	844454.93	kg

Comp. (-) Tensión (+)

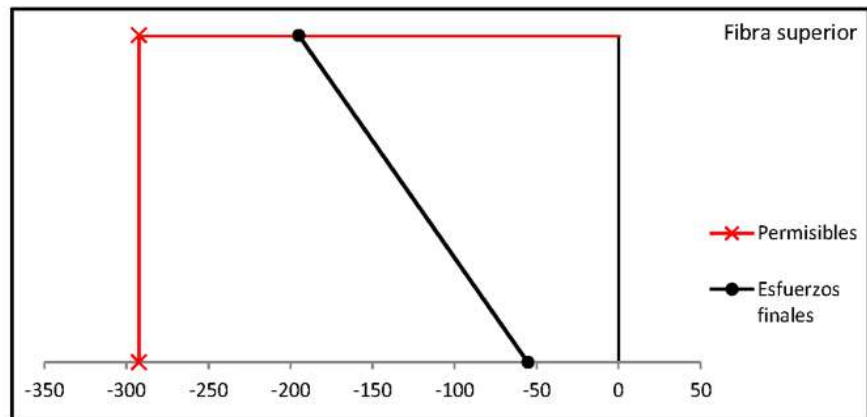
Análisis de esfuerzos

PoPo	Presfuerzo		Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto	Carga viva
	Axial	Momento					
Fibra superior							
-130.63	-136.27	213.75	-101.18	-13.18	-14.69	-12.81	---
Fibra inferior							
111.65	-136.27	-182.70	86.48	11.27	28.97	25.26	---

Esfuerzos permisibles (kg/cm²)

Compresión		AASHTO LRFD 2010 (5.9.4.2.1-1)	0.45* f'ci	-292.500
Tensión	Sin refuerzo	---	---	---
	Con refuerzo	---	---	---

Esfuerzos finales	¿Requiere refuerzo?	Permisible	¿Se acepta?
Fibra sup.	---	-292.500	SI
Fibra inf.	---	-292.500	SI





U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García

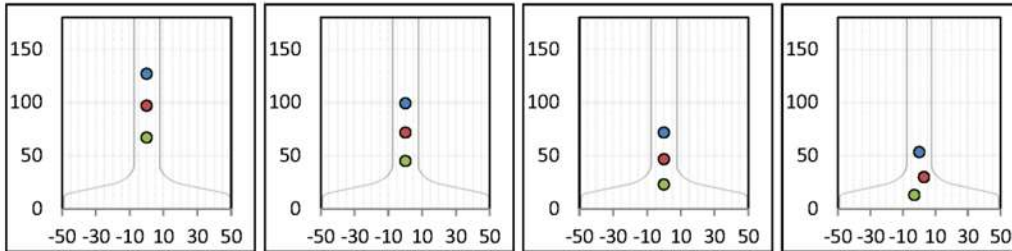


ANEXO: DISTRIBUCIÓN DE TORONES

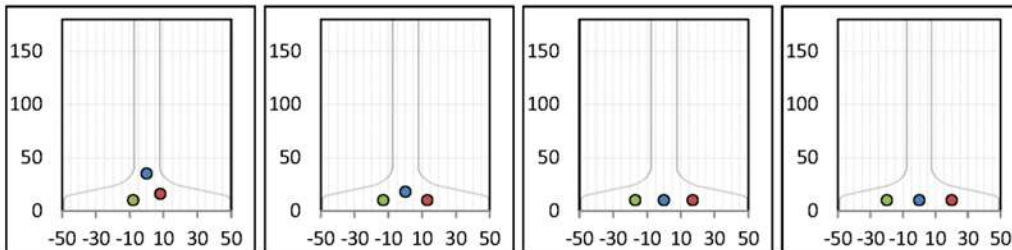
DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Acomodo de torones

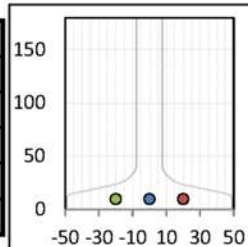


x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)
0.00	0.00	337.50	0.00	675.00	0.00	900.00	0.00
127.00	0.00	99.40	0.00	71.80	0.00	53.40	0.00
97.00	0.00	71.88	0.00	46.75	0.00	30.00	3.00
67.00	0.00	45.00	0.00	23.00	0.00	13.00	-3.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)
1125.00	0.00	1350.00	0.00	1575.00	0.00	1800.00	0.00
35.00	0.00	18.00	0.00	10.00	0.00	10.00	0.00
16.00	8.00	10.00	13.00	10.00	17.00	10.00	20.00
10.00	-8.00	10.00	-13.00	10.00	-17.00	10.00	-20.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x (cm)	z (cm)
2250.00	0.00
10.00	20.00
10.00	-20.00
0.00	0.00





U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



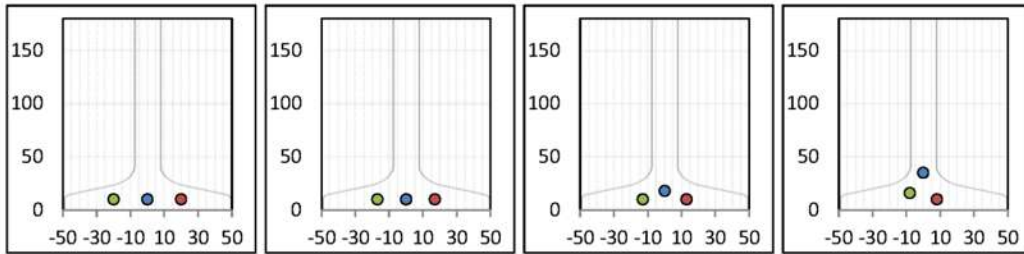
Pag. 10/14

ANEXO: DISTRIBUCIÓN DE TORONES

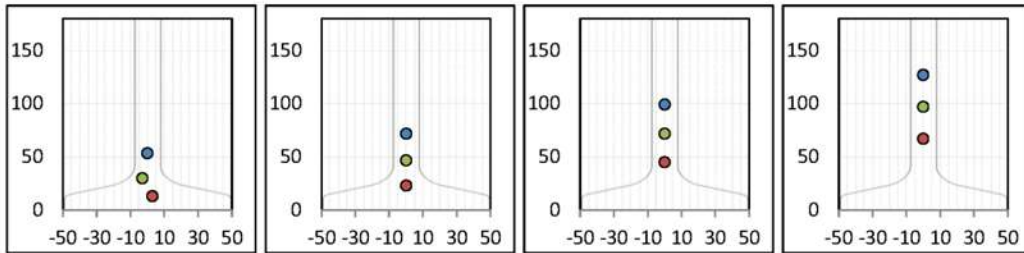
DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Acomodo de torones



x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)
2700.00	10.00	2925.00	10.00	3150.00	18.00	3375.00	35.00
	10.00		10.00		10.00		10.00
	20.00		17.00		13.00		8.00
	-20.00		-17.00		-13.00		-8.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)	x (cm)	z (cm)
3600.00	53.40	3825.00	71.80	4162.50	99.40	4500.00	127.00
	13.00		23.00		45.00		67.00
	3.00		0.00		0.00		0.00
	-3.00		0.00		0.00		0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 11/14

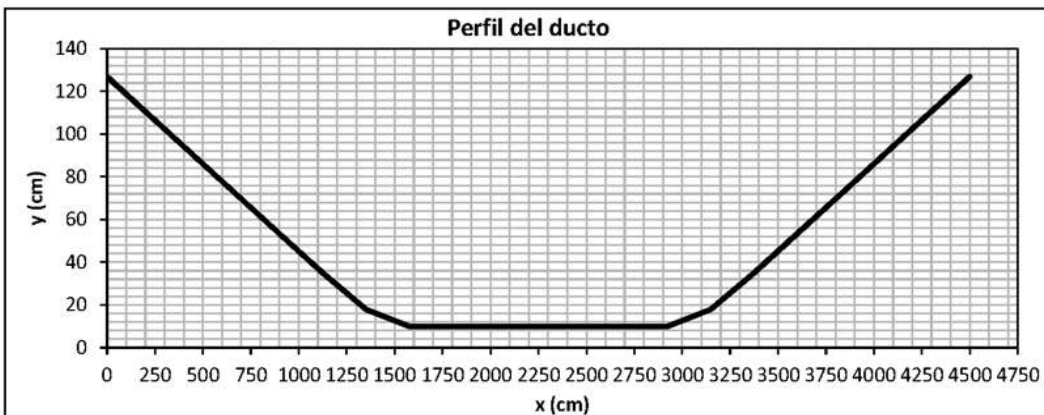
ANEXO: PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Detalle de pérdidas por fricción

Ducto 1		Cálculo por tramos					
Sección	Δx (cm)	x (cm)	y (cm)	α (rad)	ΔFR	ΔFR acum	ΔFR buscado
Origen	0	0	127	0.000	0.000	0.000	
Recta	337.5	337.5	99.4	0.000	34.046	34.046	
Recta	337.5	675	71.8	0.000	34.046	68.092	
Recta	225	900	53.4	0.000	22.706	90.798	
Recta	225	1125	35	0.000	22.706	113.504	
Parabola	225	1350	18	0.000	22.706	136.210	
Parábola	225	1575	10	0.081	268.338	404.547	
Recta	225	1800	10	0.000	22.706	427.253	
Recta	450	2250	10	0.000	45.378	472.631	472.631
Recta	450	2700	10	0.000	45.378	518.009	
Recta	225	2925	10	0.000	22.706	540.715	
Parabola	225	3150	18	0.082	271.453	812.168	
Parabola	225	3375	35	0.000	22.706	834.874	
Recta	225	3600	53.4	0.000	22.706	857.580	
Recta	225	3825	71.8	0.000	22.706	880.286	
Recta	337.5	4162.5	99.4	0.000	34.046	914.332	
Recta	337.5	4500	127	0.000	34.046	948.378	



Punto en revisión: 50%

Pérdidas por fricción	472.63
-----------------------	--------



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 12/14

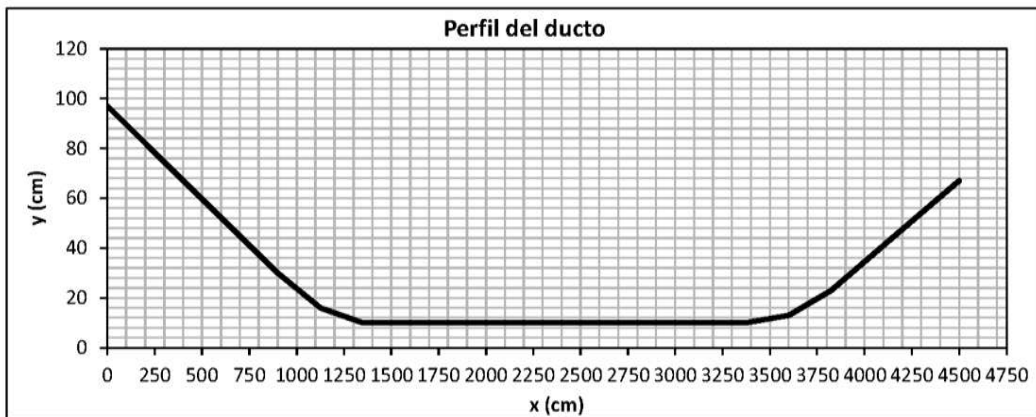
ANEXO: PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Detalle de pérdidas por fricción

Ducto 2		Cálculo por tramos					
Sección	Δx (cm)	x (cm)	y (cm)	α (rad)	ΔFR	ΔFR acum	ΔFR buscado
Origen	0	0	97	0.000	0.000	0.000	
Recta	337.5	337.5	71.875	0.000	34.046	34.046	
Recta	337.5	675	46.75	0.000	34.046	68.092	
Recta	225	900	30	0.000	22.706	90.798	
Parábola	225	1125	16	0.000	22.706	113.504	
Parábola	225	1350	10	0.074	249.398	362.902	
Recta	225	1575	10	0.000	22.706	385.607	
Recta	225	1800	10	0.000	22.706	408.313	
Recta	450	2250	10	0.000	45.378	453.691	453.691
Recta	450	2700	10	0.000	45.378	499.069	
Recta	225	2925	10	0.000	22.706	521.775	
Recta	225	3150	10	0.000	22.706	544.481	
Recta	225	3375	10	0.000	22.706	567.187	
Parábola	225	3600	13	0.065	221.470	788.657	
Parábola	225	3825	23	0.000	22.706	811.363	
Recta	337.5	4162.5	45	0.000	34.046	845.409	
Recta	337.5	4500	67	0.000	34.046	879.455	



Punto en revisión: 50%

Pérdidas por fricción	453.69
-----------------------	--------



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García



Pag. 13/14

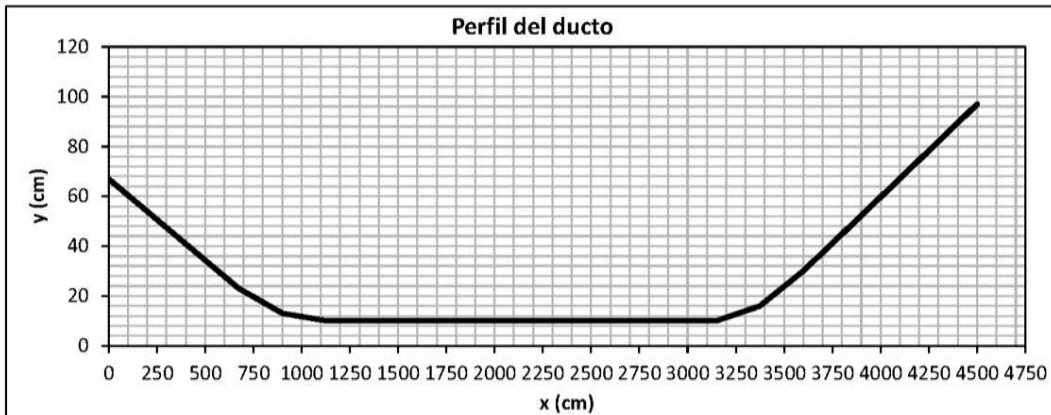
ANEXO: PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Detalle de pérdidas por fricción

Ducto 3		Cálculo por tramos					
Sección	Δx (cm)	x (cm)	y (cm)	α (rad)	ΔFR	ΔFR acum	ΔFR buscado
Origen	0	0	67	0.000	0.000	0.000	
Recta	337.5	337.5	45	0.000	34.046	34.046	
Recta	337.5	675	23	0.000	34.046	68.092	
Parábola	225	900	13	0.000	22.706	90.798	
Parábola	225	1125	10	0.065	221.470	312.268	
Recta	225	1350	10	0.000	22.706	334.974	
Recta	225	1575	10	0.000	22.706	357.680	
Recta	225	1800	10	0.000	22.706	380.386	
Recta	450	2250	10	0.000	45.378	425.764	425.764
Recta	450	2700	10	0.000	45.378	471.142	
Recta	225	2925	10	0.000	22.706	493.848	
Recta	225	3150	10	0.000	22.706	516.553	
Parabola	225	3375	16	0.074	249.398	765.951	
Parábola	225	3600	30	0.000	22.706	788.657	
Recta	225	3825	46.75	0.000	22.706	811.363	
Recta	337.5	4162.5	71.875	0.000	34.046	845.409	
Recta	337.5	4500	97	0.000	34.046	879.455	



Punto en revisión: 50%

Pérdidas por fricción	425.76
-----------------------	--------



U.M.S.N.H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PIC Rodrigo Rendón García

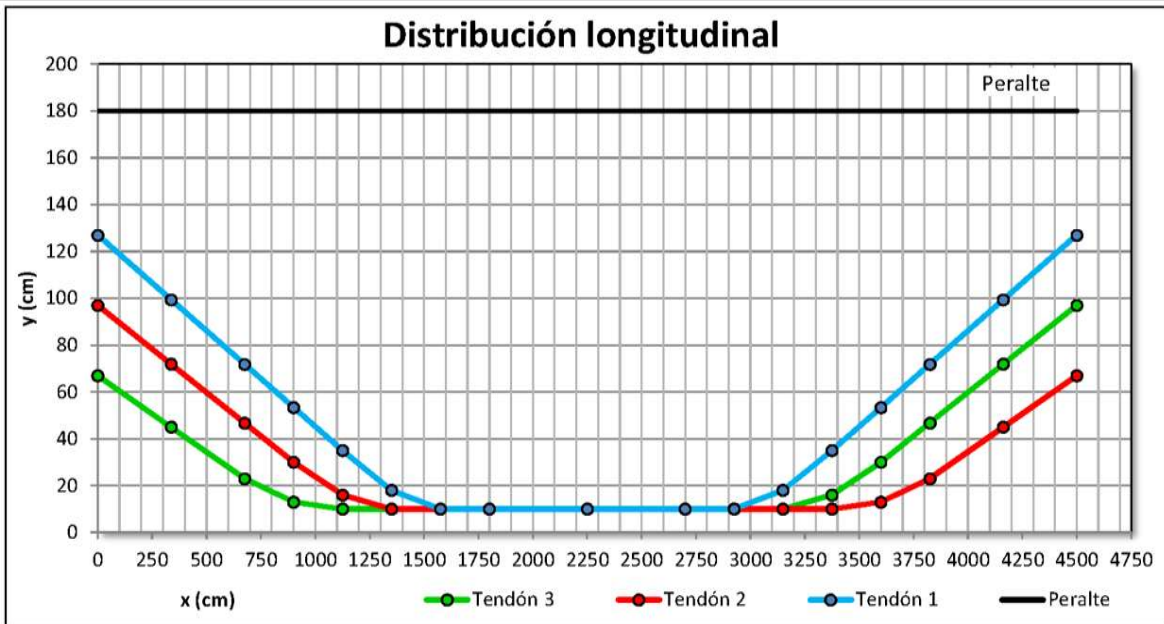


ANEXO: PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

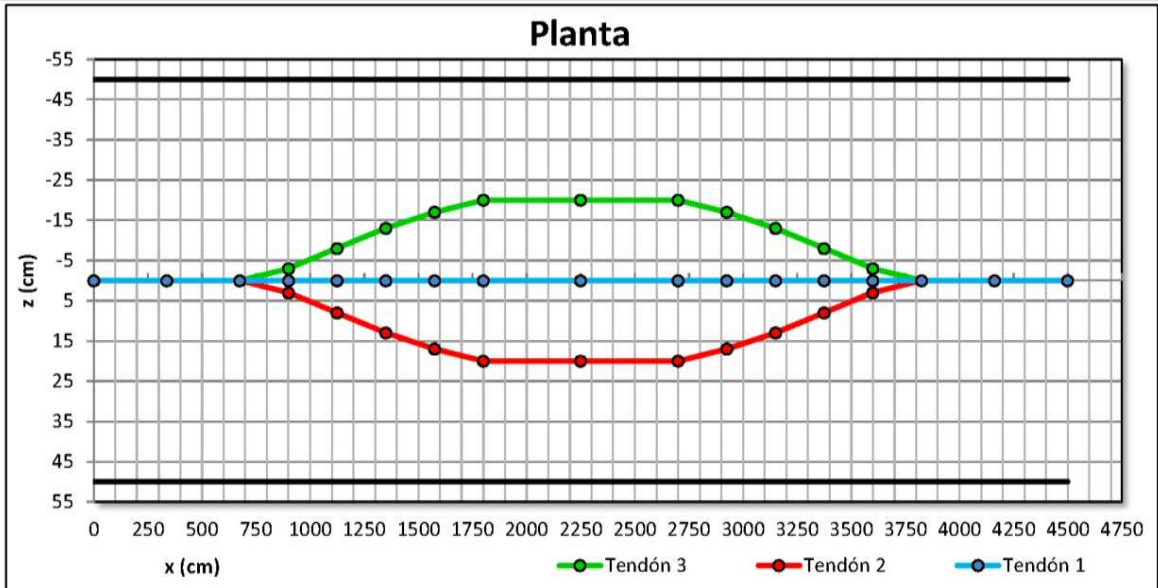
DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS TIPO NEBRASKA

Modelo: NU - 1800

Perfil de los ductos



Planta de los ductos



Capítulo 5

Elaboración de ayudas de diseño para traveses Nebraska

5.1 Base de datos

Una base de datos consiste en la conjunción de datos pertenecientes a un mismo tema o contexto, los cuales están ordenados para su fácil manejo.

El propósito de este trabajo es la obtención de ayudas de diseño de diseño en forma de gráficas y que para poder realizarse debe tenerse una completa base de datos, por lo tanto se realizaron casi 1000 diseños que cubrieran todos los intervalos posibles de las variables consideradas.

VARIABLES CONSIDERADAS:

- Claro:
 - 40, 45, 50, 55 y 60 metros.
- Ancho total del puente:
 - 8, 10 y 14.6 m (2, 2 y 4 carriles respectivamente)
- Sección:
 - NU-2400, 2000, 1800, 1600, 1350, 1100 y 900.
- Materiales
 - Concreto en losa: 250 kg/cm².
 - Concreto en trabe: 650 kg/cm².
 - Concreto, peso volumétrico: 2400 kg/m³.
 - Asfalto, peso volumétrico: 2200 kg/m³.
 - Acero, esfuerzo de ruptura $f_{ru} = 19,000$ kg/cm².

- Acero, esfuerzo inicial 0.81 f_{ru} .
- Acero, diámetro de torones: 15.24 mm.
- Acero, módulo de elasticidad: 1,960,000 kg/cm².
- Acero de baja relajación
- Separación entre traves y voladizo:
 - Voladizo: 1.00, 1.25, 1.50 y 1.75 m.
 - Separación mínima 1.50 m y máxima 3.00 m.
 - Número mínimo de traves 3 y máximo 9.
- Dimensiones:
 - Espesor de la losa: 18 cm
 - Parapeto, barrera y diafragma, iguales a los indicados en el capítulo 4, sección 4.4.7.
- Fricción:
 - Coeficiente de fricción primario: 0.2
 - Coeficiente de fricción secundario: 6.56×10^{-6} .
- Vehículos de diseño:
 - HS20, T3S3 y T3S2R4.
- Medio ambiente:
 - Porcentaje intermedio de humedad promedio anual (70%).
 - Ambiente moderadamente corrosivo.

En la imagen 5.1 se muestra el formato de la hoja de cálculo que se elaboró para realizar los diseños, esta incluye macros que reducen de manera importante el tiempo necesario para este proceso.

Por motivos prácticos no se incluyen en esta impresión todos los datos obtenidos, sin embargo, los resultados mostrados en la tabla 5.1 son una buena representación del total de los datos.

GENERADOR DE DISEÑOS																	
Revisión 50.0%	AL CENTRO DEL CLARO										EN EL EXTREMO						
	1ª cond		2ª cond		3ª cond		1ª cond		2ª y 3ª cond								
	Fibra	Permisible	Presente	Permisible	Presente	Permisible	Presente	Fibra	Permisible	Presente	Permisible	Presente					
	Superior	-351.00	-45.92	-357.02	-242.60	-292.50	-195.00	Superior	-351.00	-200.20	-357.02	-183.66					
Inferior	-351.00	-237.04	40.79	38.57	-292.50	-55.33	Inferior	-351.00	-114.05	-357.02	-104.63						
¿Se acepta?	SI		SI		SI		¿Se acepta?	SI			SI						
		V min	1.00	V max	1.75												
Claro (m)	Sección	f'c (kg/cm ²)	Calzada (m)	# trabes	Sep. (m)	Volado V (m)	B (m)	# torones	Mm	Mv	% pérdidas	Rn	Mu	e (cm)	Ø torón (cm)	Ø ducto (cm)	No. Diafragmas
45	1800	650	10	4	2.33	1.50	2.67	47	942.37	409.13	13.45%	0.431	2130.20	72.95	15.240	7.00	5

Figura 5.1 – Formato para crear base de datos

Tabla 5.1 – Base de datos

Claro (m)	Sección	f'c (kg/cm ²)	Calzada (m)	Num trabes	Sep. (m)	Volado (m)	B (m)	Núm. torones	Mm	Mv	% pérdidas	Rn	Mu	Núm. de diaf.
60	2400	650	10	6	1.50	1.25	2.00	51	1509.82	411.31	12.89%	0.306	2844.59	6
60	2400	650	14.6	9	1.51	1.25	2.01	49	1468.65	379.37	12.58%	0.169	2718.81	6
60	2400	650	14.6	8	1.73	1.25	2.11	52	1519.62	422.75	13.00%	0.188	2883.47	6
60	2400	650	8	4	1.83	1.25	2.17	58	1569.02	577.72	13.88%	0.429	3305.92	6
60	2400	650	10	5	1.88	1.25	2.19	56	1605.50	478.62	13.57%	0.356	3120.86	6
60	2400	650	14.6	7	2.02	1.25	2.26	56	1587.06	477.36	13.54%	0.212	3094.88	6
60	2400	650	14.6	6	2.42	1.25	2.46	61	1680.55	548.24	14.20%	0.244	3376.72	6
60	2400	650	10	4	2.50	1.25	2.50	64	1760.62	572.10	14.62%	0.425	3532.34	6
60	2400	650	8	3	2.75	1.25	2.63	69	1781.74	716.70	15.28%	0.532	3895.30	6
60	2400	650	14.6	5	3.03	1.25	2.76	68	1818.92	644.01	15.07%	0.286	3772.58	6
55	2000	650	10	6	1.50	1.25	2.00	51	1199.92	369.02	13.39%	0.304	2358.80	6
55	2000	650	14.6	9	1.51	1.25	2.01	49	1165.29	341.21	13.06%	0.168	2250.78	6
55	2000	650	14.6	8	1.73	1.25	2.11	52	1207.29	380.26	13.50%	0.187	2394.17	6
55	2000	650	8	4	1.83	1.25	2.17	58	1248.40	518.92	14.44%	0.428	2768.30	6
55	2000	650	10	5	1.88	1.25	2.19	56	1278.89	429.48	14.11%	0.354	2598.24	6
55	2000	650	14.6	7	2.02	1.25	2.26	55	1262.86	429.44	13.92%	0.211	2578.10	6
55	2000	650	14.6	6	2.42	1.25	2.46	61	1339.88	493.30	14.76%	0.243	2823.00	6
55	2000	650	10	4	2.50	1.25	2.50	64	1406.85	513.51	15.20%	0.423	2953.75	6
55	2000	650	8	3	2.75	1.25	2.63	69	1423.64	644.00	15.89%	0.531	3278.45	6
55	2000	650	14.6	5	3.03	1.25	2.76	68	1453.83	579.62	15.66%	0.285	3166.35	6
50	1800	650	14.6	9	1.51	1.25	2.01	44	932.05	303.44	12.81%	0.167	1871.32	5
50	1800	650	14.6	9	1.58	1.00	1.79	42	888.74	299.43	12.56%	0.164	1807.85	5
50	1800	650	14.6	8	1.59	1.75	2.54	50	1050.41	348.18	13.58%	0.191	2123.41	5
50	1800	650	14.6	8	1.66	1.50	2.33	48	1008.20	342.98	13.34%	0.188	2058.54	5
50	1800	650	14.6	8	1.73	1.25	2.11	47	965.99	338.21	13.27%	0.186	1994.67	5
50	1800	650	14.6	8	1.80	1.00	1.90	45	923.77	333.82	13.02%	0.183	1931.69	5
50	1800	650	14.6	7	1.85	1.75	2.68	54	1092.40	393.00	14.16%	0.216	2280.20	5
50	1800	650	14.6	7	1.93	1.50	2.47	52	1051.64	387.27	13.94%	0.213	2215.91	5

50	1800	650	14.6	7	2.02	1.25	2.26	50	1010.88	382.01	13.70%	0.210	2152.73	5
50	1800	650	14.6	7	2.10	1.00	2.05	48	970.11	377.18	13.47%	0.207	2090.52	5
45	1600	450	14.6	9	1.51	1.25	2.01	42	732.75	265.65	15.21%	0.165	1534.24	5
45	1600	450	14.6	9	1.58	1.00	1.79	40	697.64	262.19	14.92%	0.163	1482.30	5
45	1600	450	14.6	8	1.73	1.25	2.11	45	760.11	296.14	15.76%	0.184	1639.39	5
45	1600	450	14.6	8	1.80	1.00	1.90	43	725.87	292.36	15.49%	0.182	1587.80	5
45	1600	450	14.6	7	2.10	1.00	2.05	47	763.23	330.39	16.23%	0.206	1723.01	5
45	1600	450	10	6	1.50	1.25	2.00	44	755.98	285.47	15.63%	0.300	1609.40	5
45	1600	450	10	6	1.60	1.00	1.80	42	724.55	277.52	15.35%	0.292	1551.62	5
45	1600	450	8	5	1.50	1.00	1.75	43	698.85	324.56	15.60%	0.342	1628.98	5
40	1350	450	14.6	7	2.10	1.00	2.05	43	575.59	284.51	15.94%	0.204	1381.68	4
40	1350	450	14.6	9	1.51	1.25	2.01	39	553.51	228.61	15.08%	0.164	1223.98	4
40	1350	450	14.6	9	1.58	1.00	1.79	37	525.55	225.70	14.78%	0.162	1182.25	4
40	1350	450	14.6	8	1.80	1.00	1.90	40	547.10	251.70	15.38%	0.180	1269.71	4
40	1350	450	14.6	8	1.73	1.25	2.11	41	574.39	254.89	15.45%	0.183	1311.25	4
40	1350	450	10	6	1.50	1.25	2.00	41	571.91	244.65	15.53%	0.298	1284.30	4
40	1350	450	10	6	1.60	1.00	1.80	39	546.74	237.90	15.23%	0.290	1237.14	4
40	1350	450	10	5	2.00	1.00	2.00	43	588.04	277.39	15.97%	0.338	1380.67	4
40	1350	450	8	5	1.50	1.00	1.75	40	526.77	278.68	15.49%	0.340	1307.10	4
40	1100	650	14.6	9	1.51	1.25	2.01	47	529.62	228.61	14.25%	0.164	1194.12	4
40	1100	650	14.6	9	1.58	1.00	1.79	45	501.53	225.70	14.00%	0.162	1152.22	4
40	1100	650	14.6	8	1.59	1.75	2.54	54	604.93	262.13	15.21%	0.188	1366.28	4
40	1100	650	14.6	8	1.66	1.50	2.33	52	577.48	258.36	14.98%	0.185	1323.18	4
40	1100	650	14.6	8	1.73	1.25	2.11	50	550.03	254.89	14.75%	0.183	1280.80	4
40	1100	650	14.6	8	1.80	1.00	1.90	48	522.59	251.70	14.51%	0.180	1239.07	4
40	1100	650	14.6	7	1.93	1.50	2.47	56	603.61	291.84	15.62%	0.209	1433.78	4
40	1100	650	14.6	7	2.02	1.25	2.26	54	577.02	288.02	15.40%	0.206	1391.66	4
40	1100	650	14.6	7	2.10	1.00	2.05	52	550.43	284.51	15.17%	0.204	1350.24	4
40	1100	650	10	6	1.50	1.25	2.00	49	548.05	244.65	14.63%	0.298	1254.47	4

5.2 Análisis de base de datos

El análisis de esta base de datos resultó peculiarmente complicado debido no al número de datos sino a la clasificación y acomodo final de estos. De esta clasificación surgieron varias gráficas que a pesar de que su información era valiosa, no presentaban alguna forma práctica para el objetivo buscado. Finalmente después de recordar el propósito de esta tesis, que es generar “Ayudas de Diseño”

se propuso una serie de gráficas que usándolas en el orden adecuado, permitieran al proyectista obtener el presfuerzo necesario y el momento último.

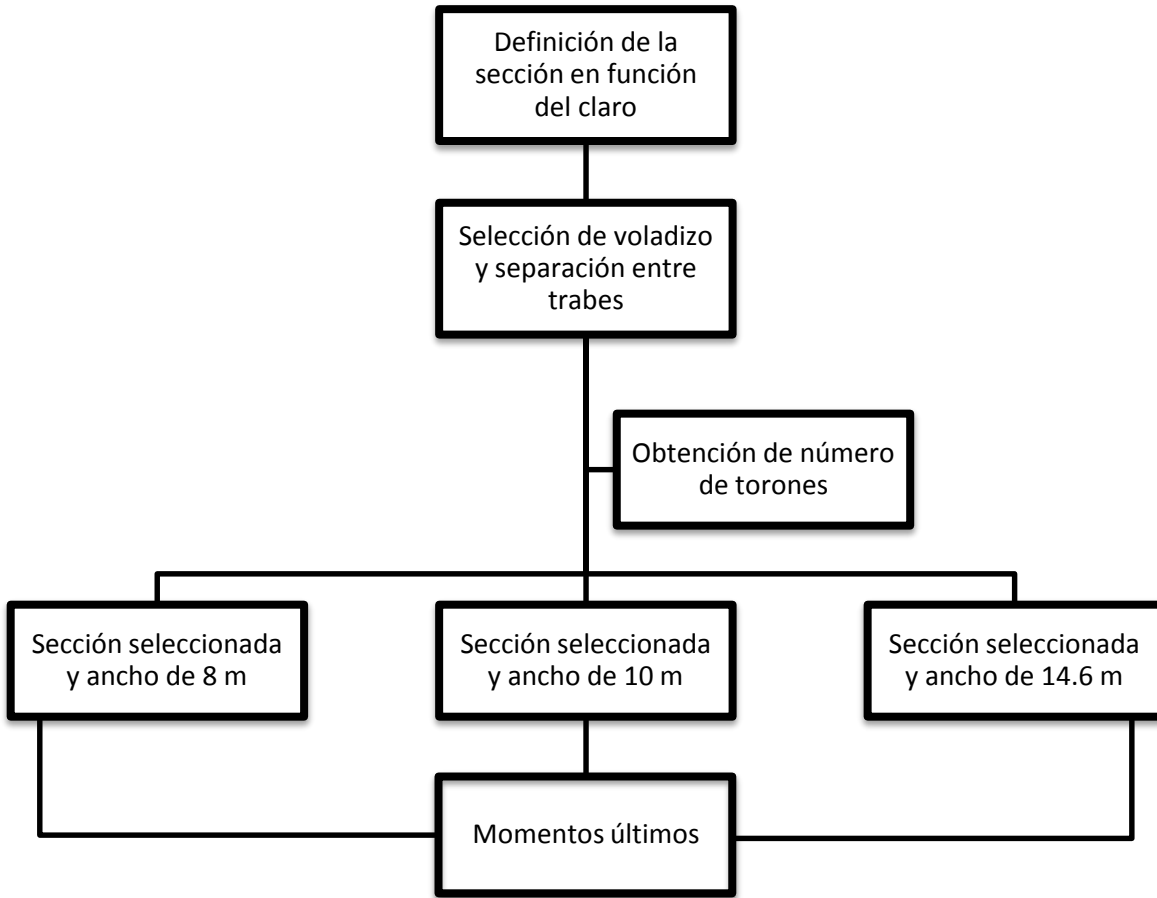


Figura 5.2 – Diagrama de flujo del proceso de diseño mediante ayudas de diseño

5.3 Ayudas de diseño

A continuación se muestran las ayudas de diseño finales.

Como se muestra en el diagrama (5.2) las gráficas se deben emplear en orden para llegar al resultado real.

Las figuras siguientes tienen su numeración en la parte superior derecha. En la figura 1 se tiene en el eje de las ordenadas la longitud del claro en metros y en el eje de las abscisas el porcentaje de casos que cumplen con el diseño, para cada sección. Cada caso representa un ancho de puente, una separación de traves y una longitud del volado. Por ejemplo, en la figura 1 se observa que la sección NU-2400 es la única sección aceptable para todos los casos analizados, para una viga con claro de 55 metros. A diferencia de lo anterior la sección NU-1600 sólo en el 14% de los casos es capaz de librar este claro.

En la figura 2 se presenta en el eje de las abscisas la longitud del voladizo y en las ordenas la separación entre traves, ambas en metros. Las líneas que se muestran corresponden a tres diferentes anchos de los puentes. Cada línea tiene señalado el número de traves que se utilizaron en el análisis. Por ejemplo, para un puente de ancho total de 14.6 m, la longitud del volado no puede ser inferior a 1.25 m cuando se utilizan 5 traves para soportar la losa (para evitar que la separación entre traves sea mayor de 3 m); o en el caso de un puente con ancho de 8 m, la única combinación que cumple con los criterios señalados en este trabajo es un puente con 5 traves, volado de 1 m y separación entre traves de 1.50 m.

De la figura 3 hasta la número 20, se proporcionan ayudas para determinar el número de torones requeridos (eje de las ordenadas), como función de la separación de las vigas. Cada tipo línea representa un claro distinto y cada color una longitud del volado, de acuerdo con lo siguiente:

Tabla 5.2 – Tipo de línea para diferentes claros en las figuras 3 a 20

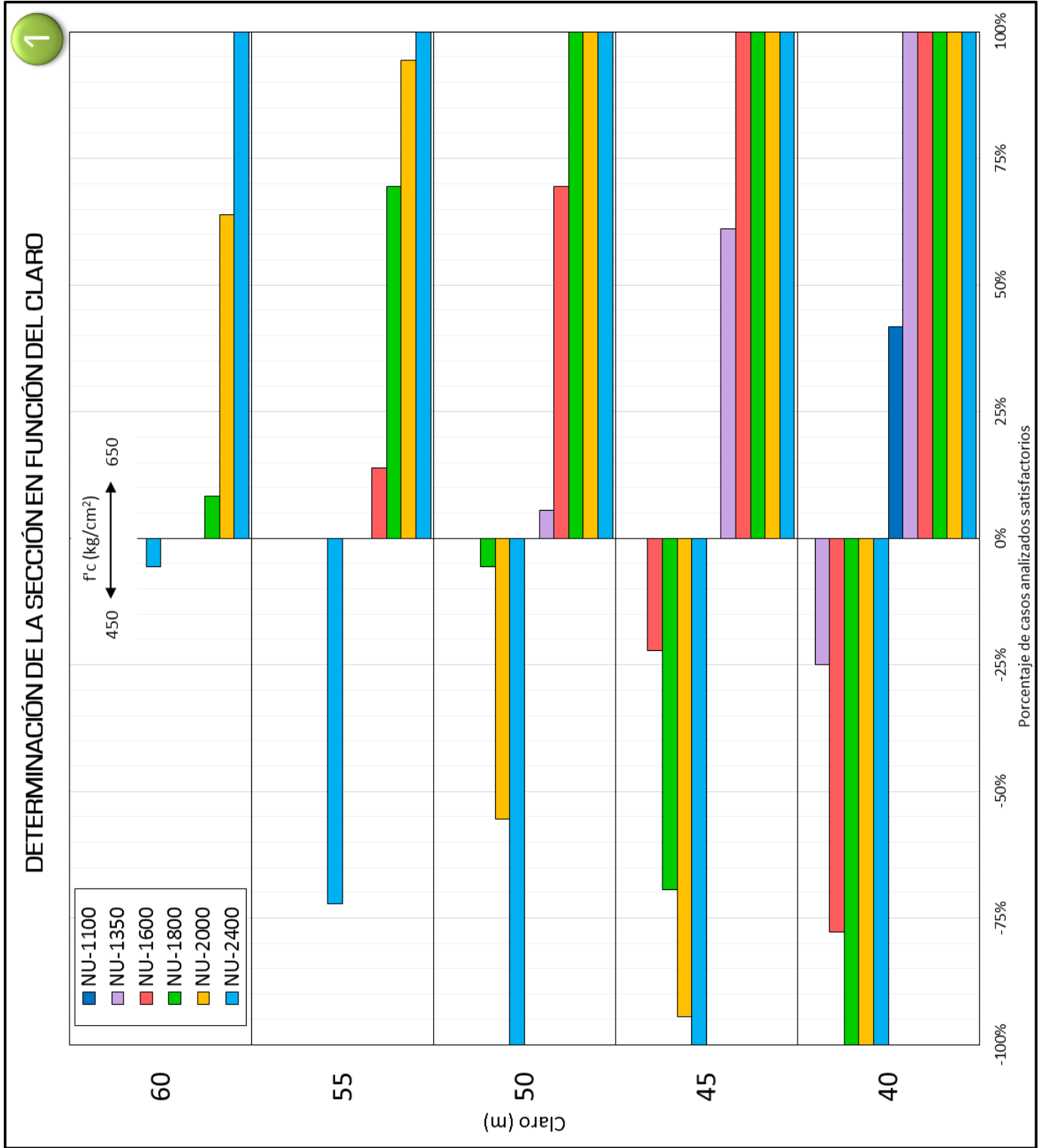
Tipo de línea	Claro (metros)
Discontinua con separación pequeña	40
Continua	45
Punteada	50
Discontinua con separación grande	55
Línea con dos puntos	60

Tabla 5.3 – Color de línea para diferentes volados en las figuras 3 a 20

Color de línea	Volado (metros)
Negro	1.00
Azul	1.25
Verde	1.50
Rojo	1.75

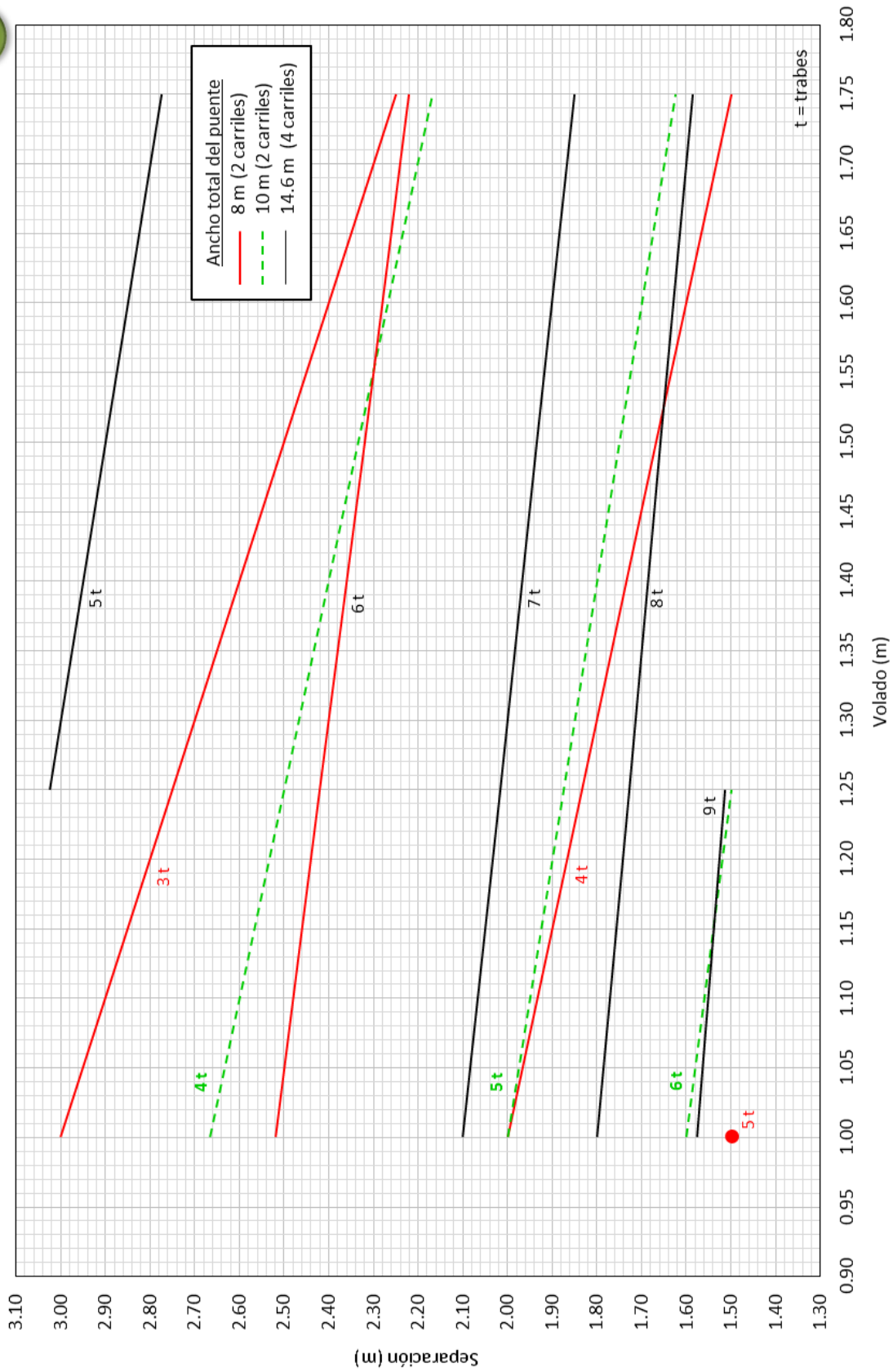
Por ejemplo, un puente con claro de 55 metros (línea discontinua con separación grande), con separación entre traves de 1.60 metros requiere 52 torones para un volado de 1.75 metros (línea discontinua roja).

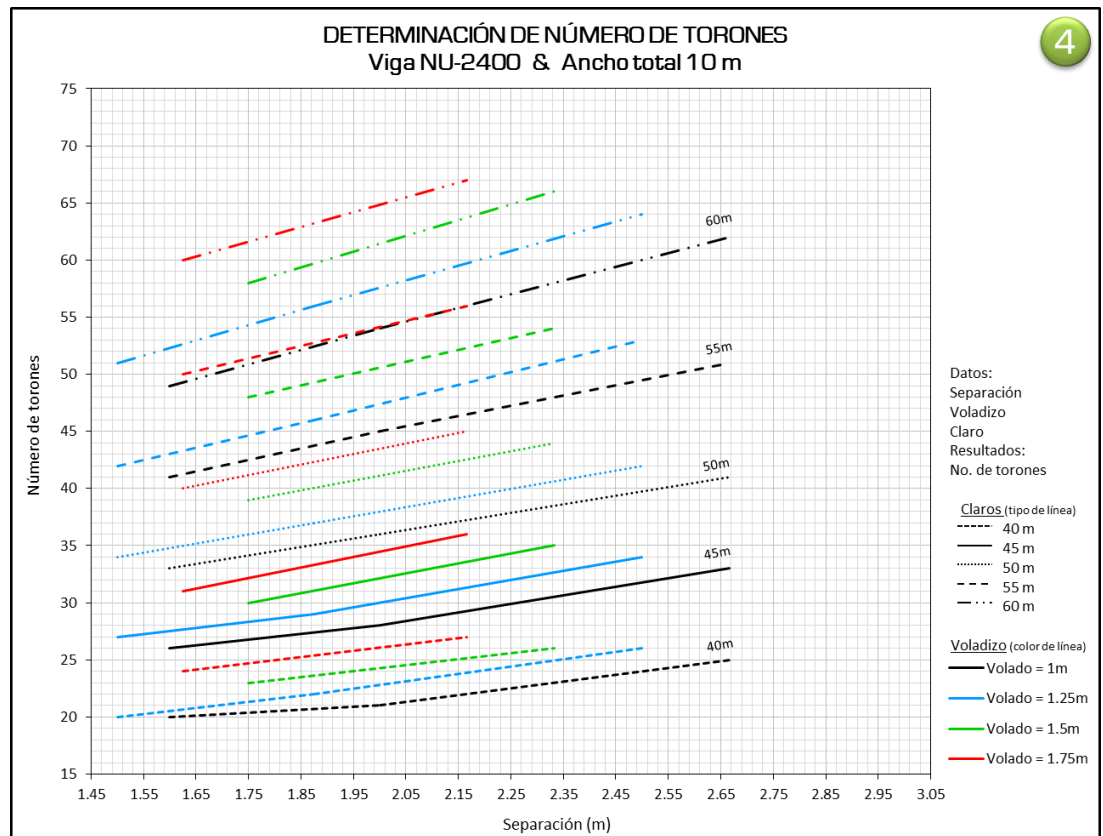
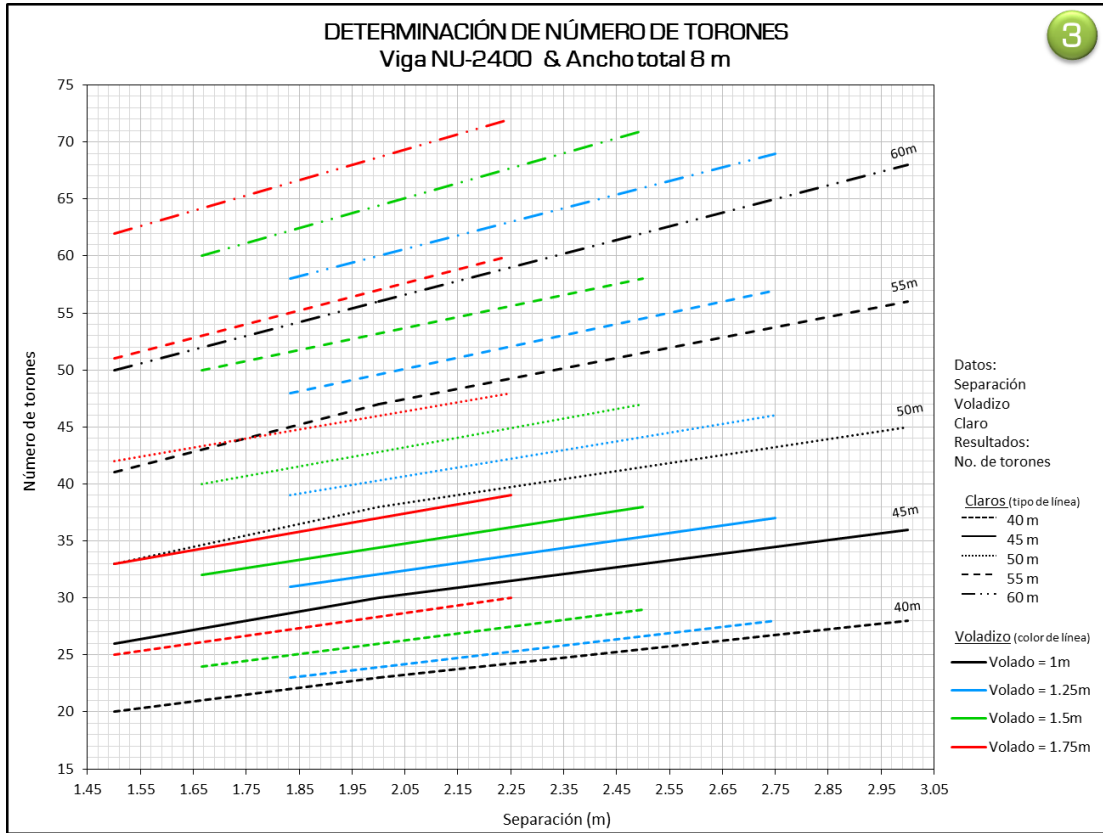
La figura 21 permite seleccionar una sección transversal en particular y el número de torones necesarios como función del momento último de diseño (eje de las ordenadas). Por ejemplo, para un momento flexionante último de 1500 t-m se podrían utilizar cualquiera de las siguientes combinaciones: una viga NU2400 con 21 torones, NU2000 con 27 torones, NU1800 con 31 torones, NU1600 con 36 torones o una trabe NU1350 con 45 torones.

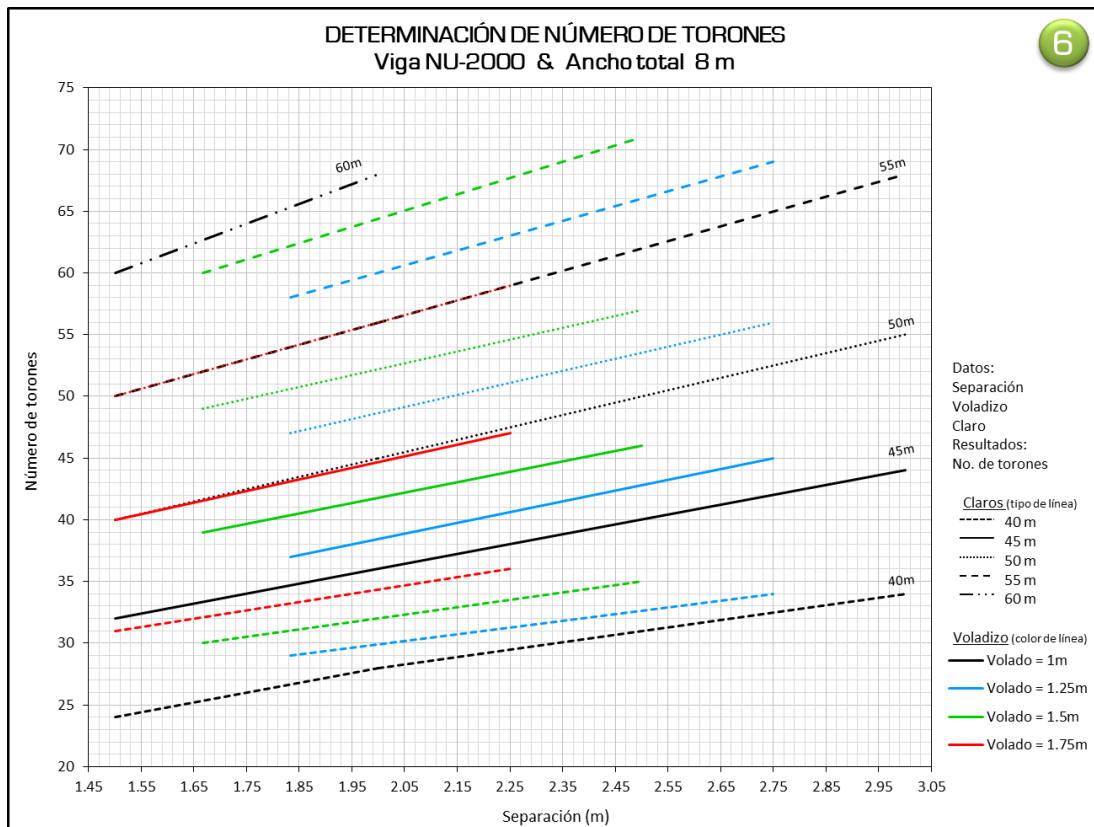
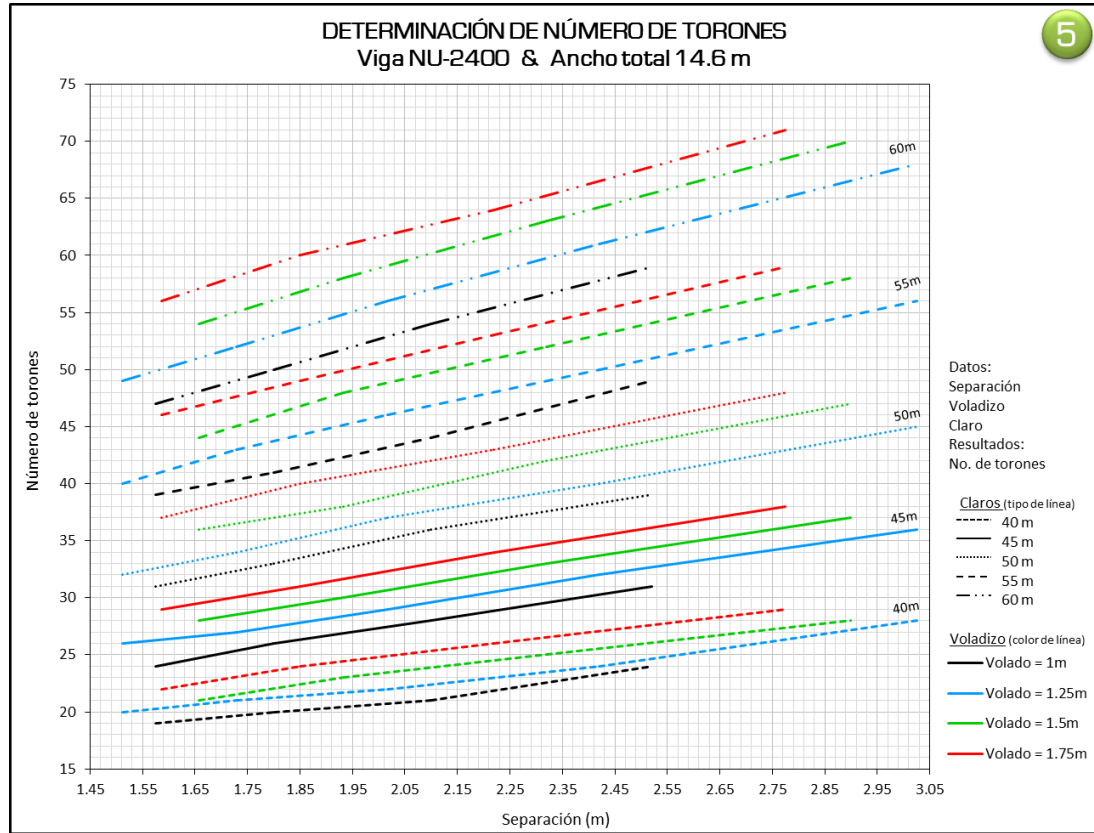


VOLADIZO Y SEPARACIÓN ENTRE TRABES

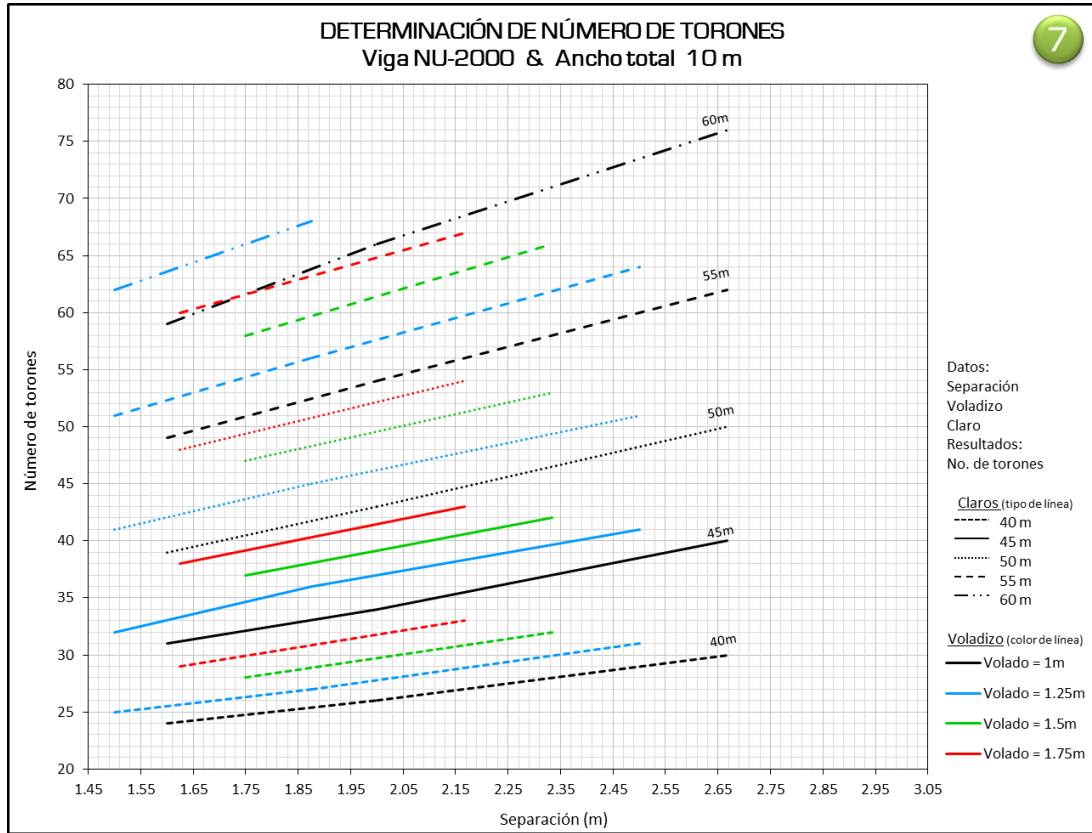
2



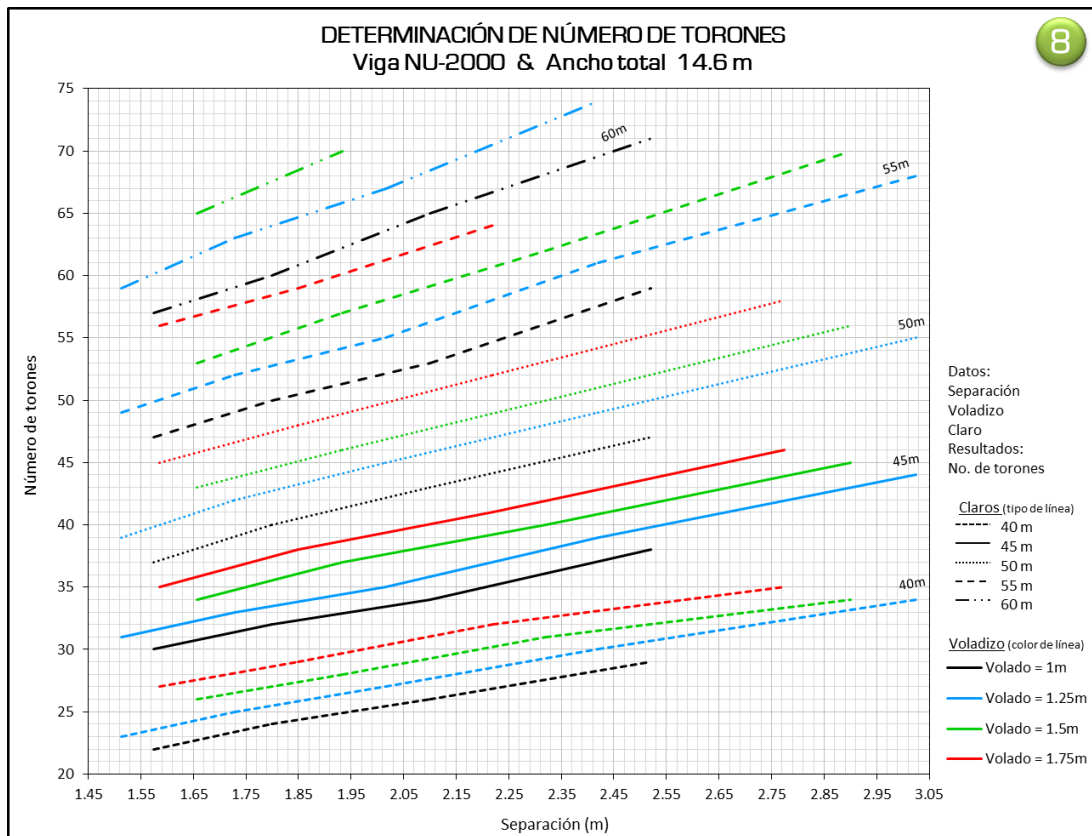


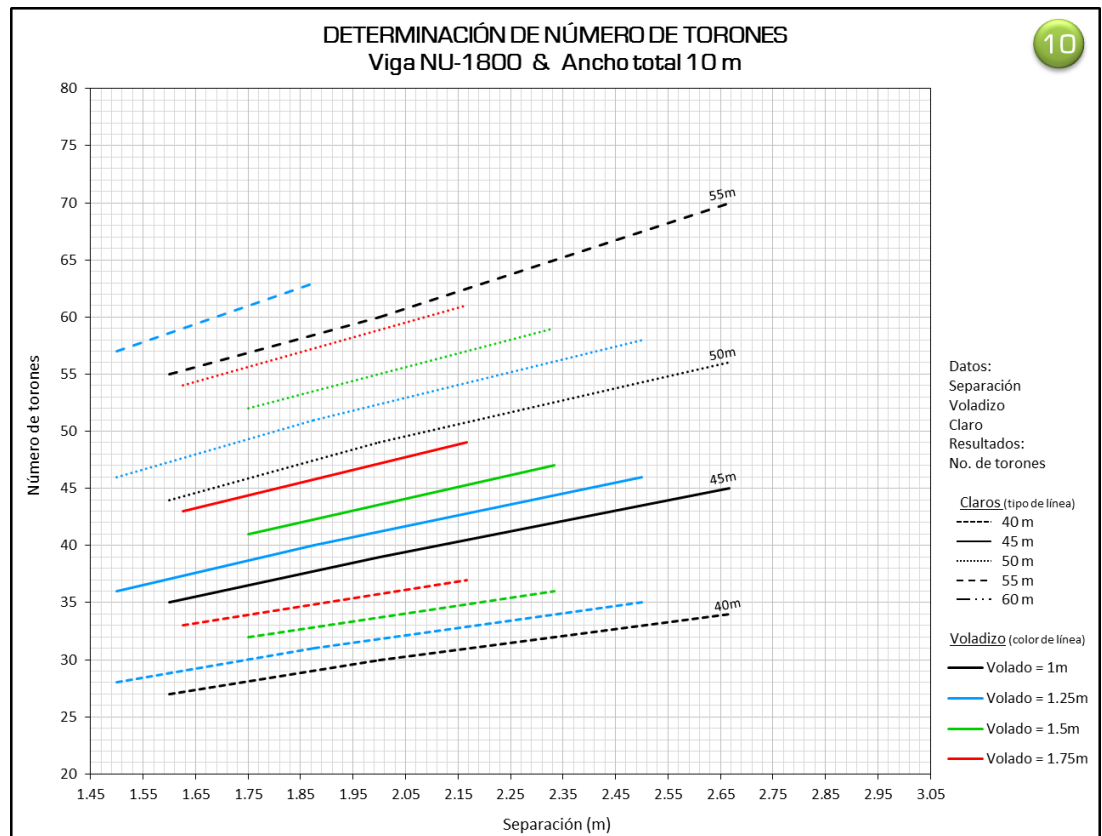
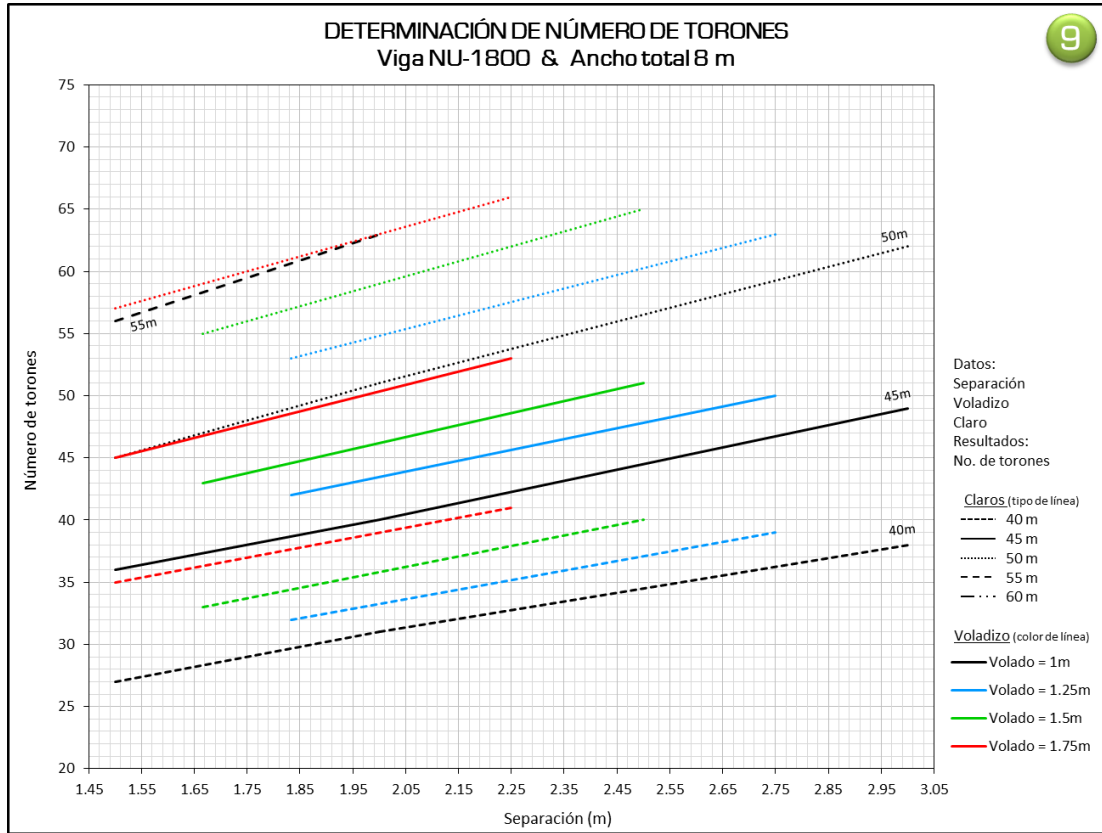


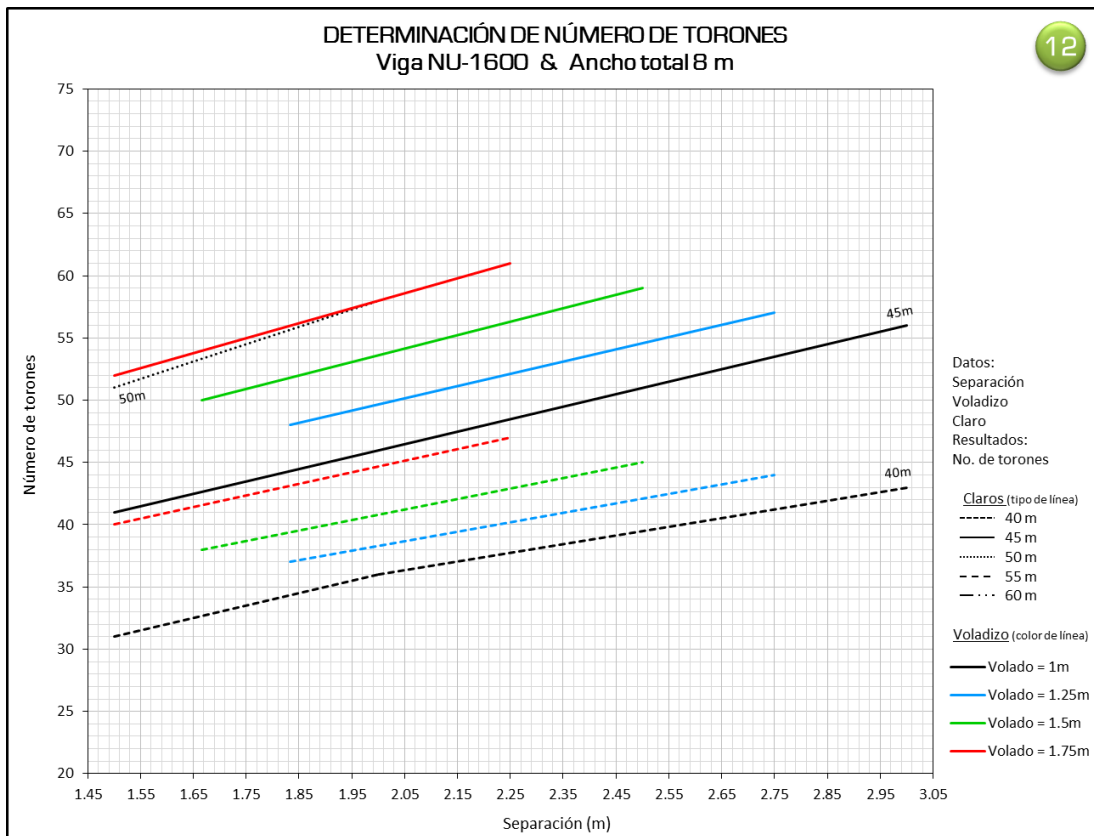
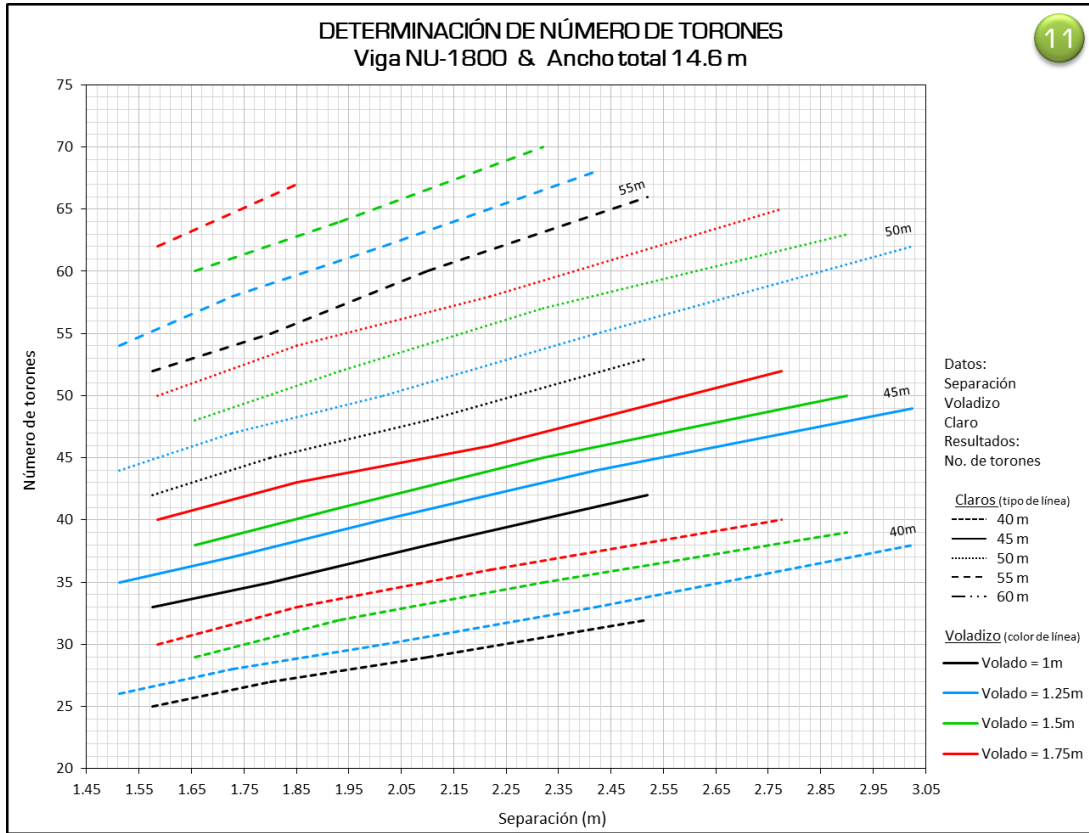
7

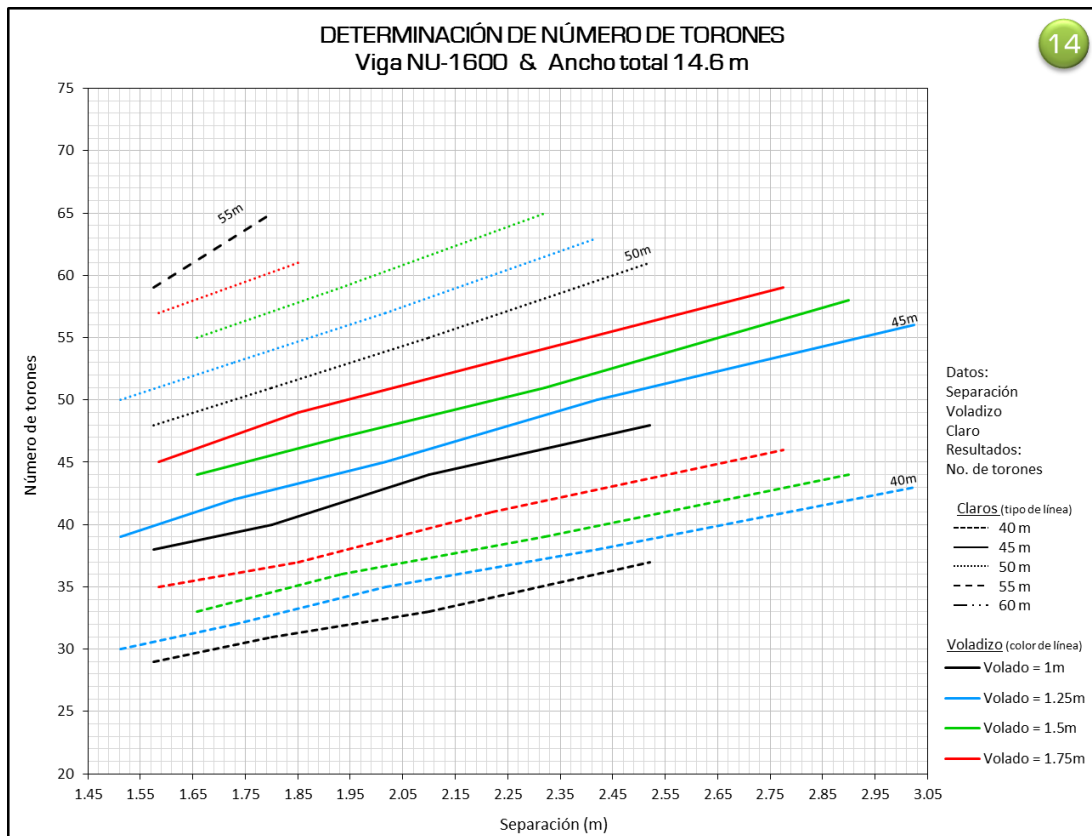
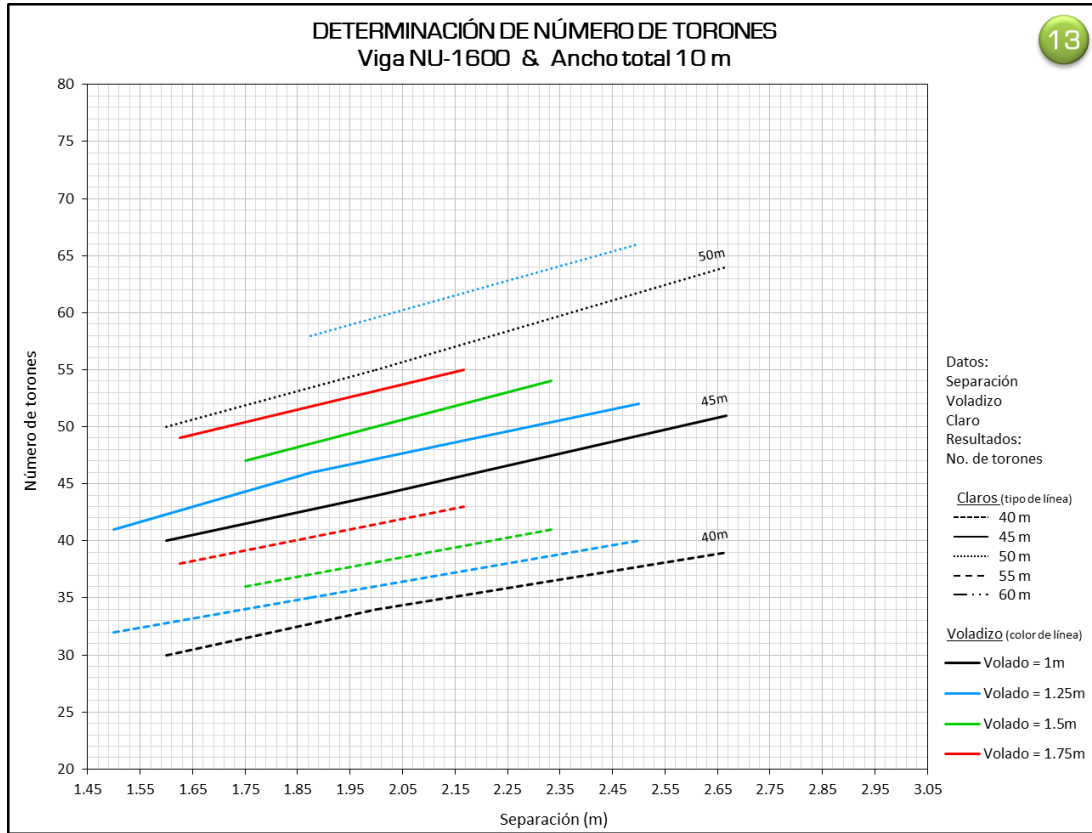


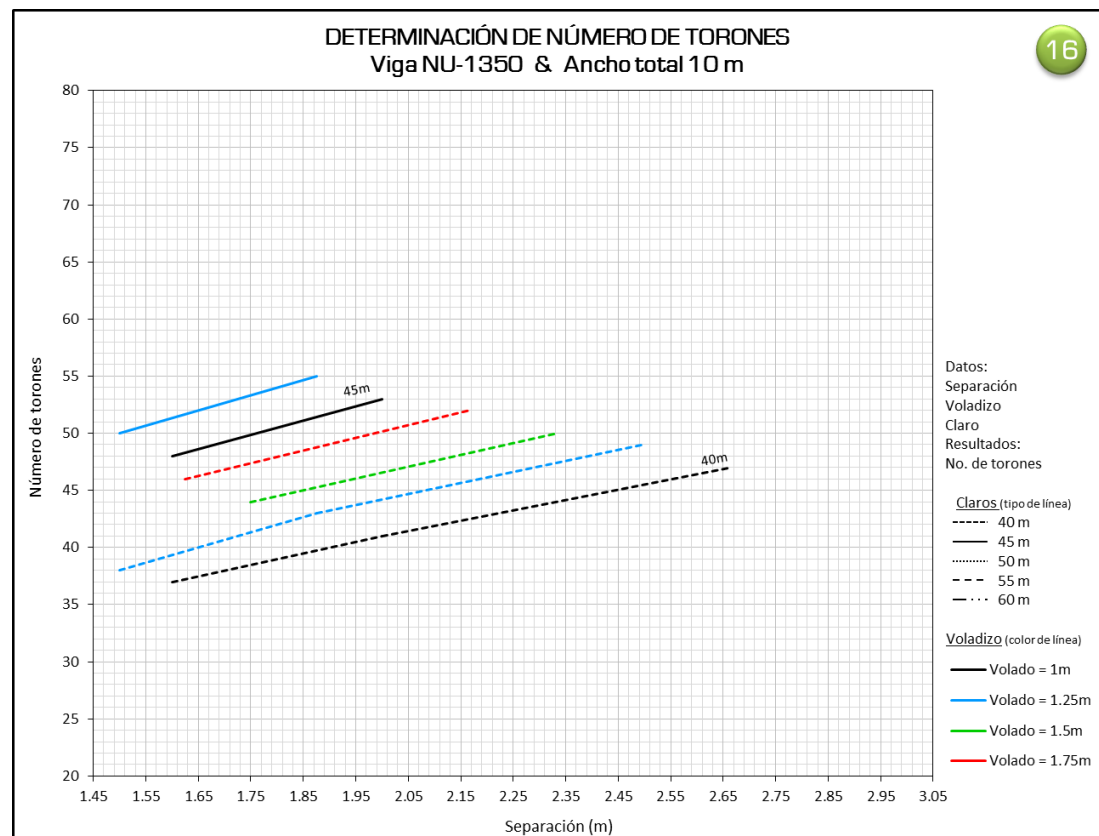
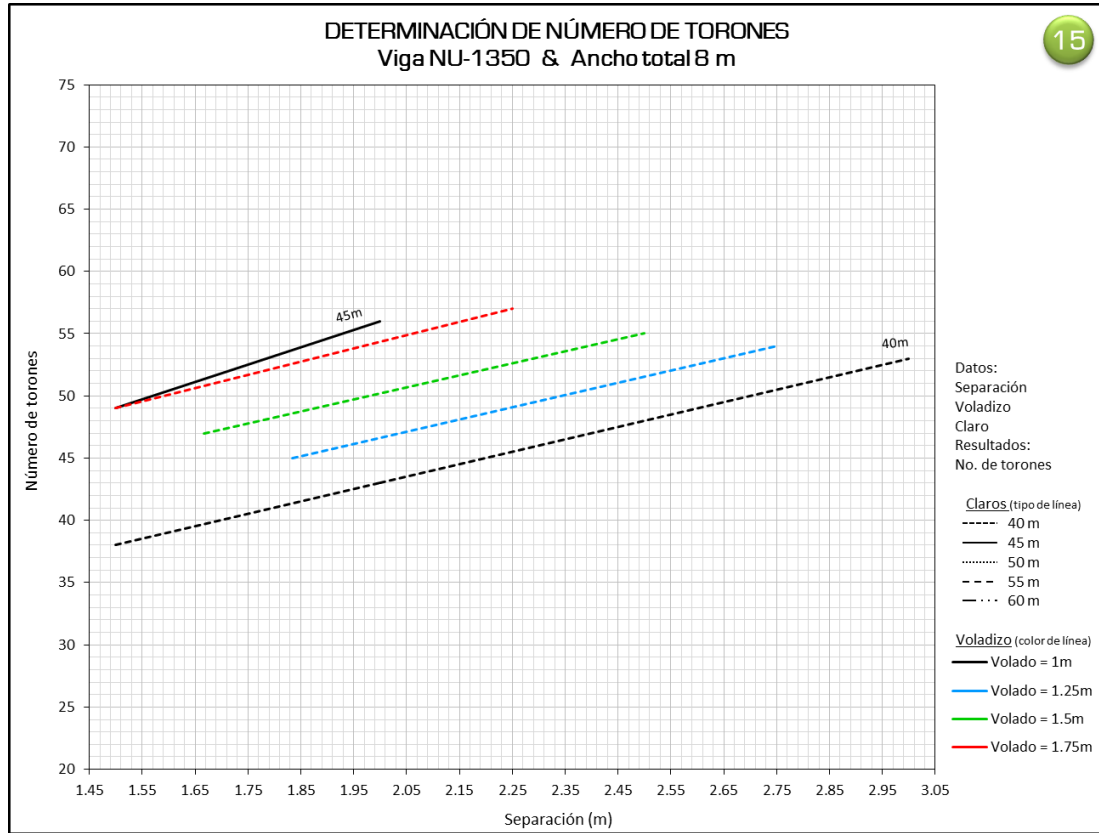
8

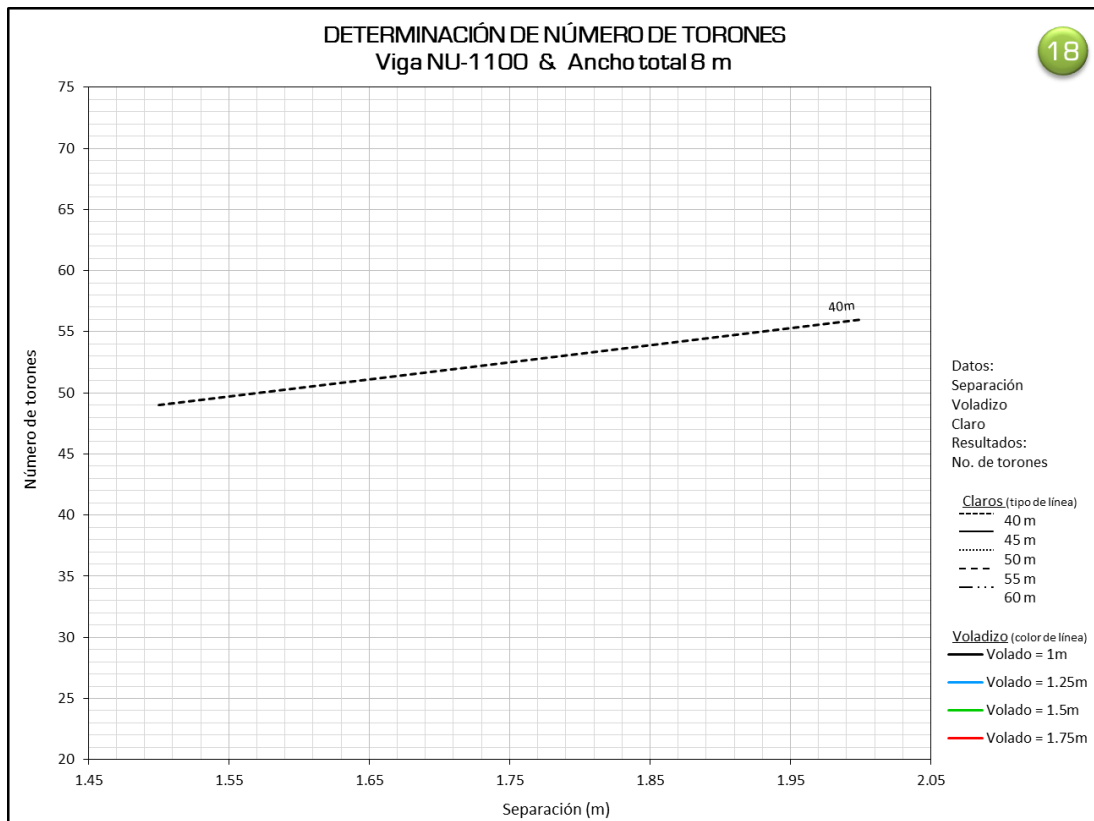
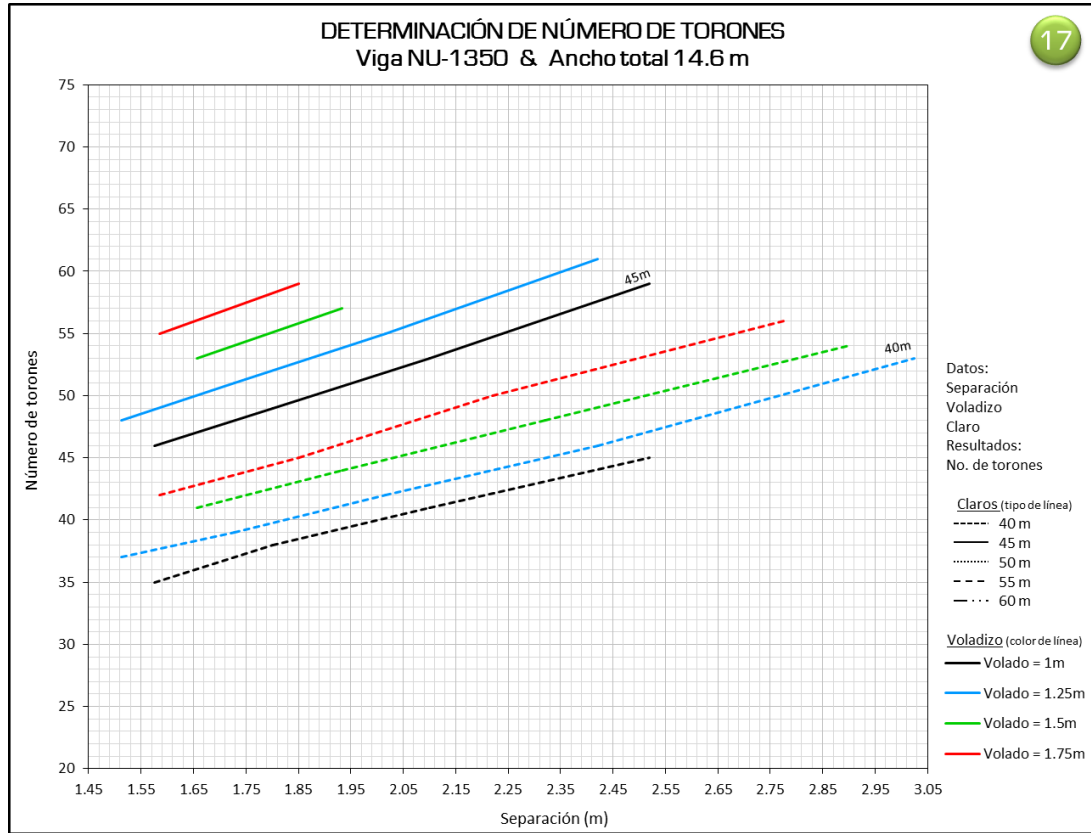


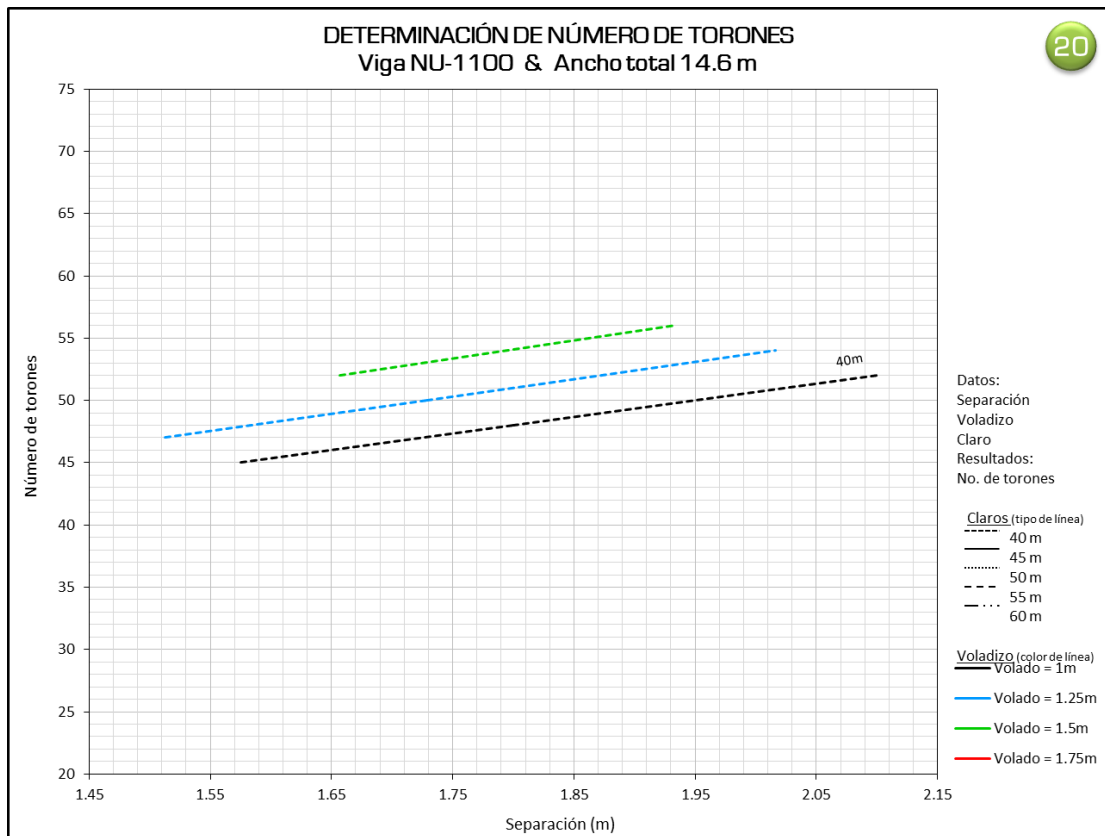
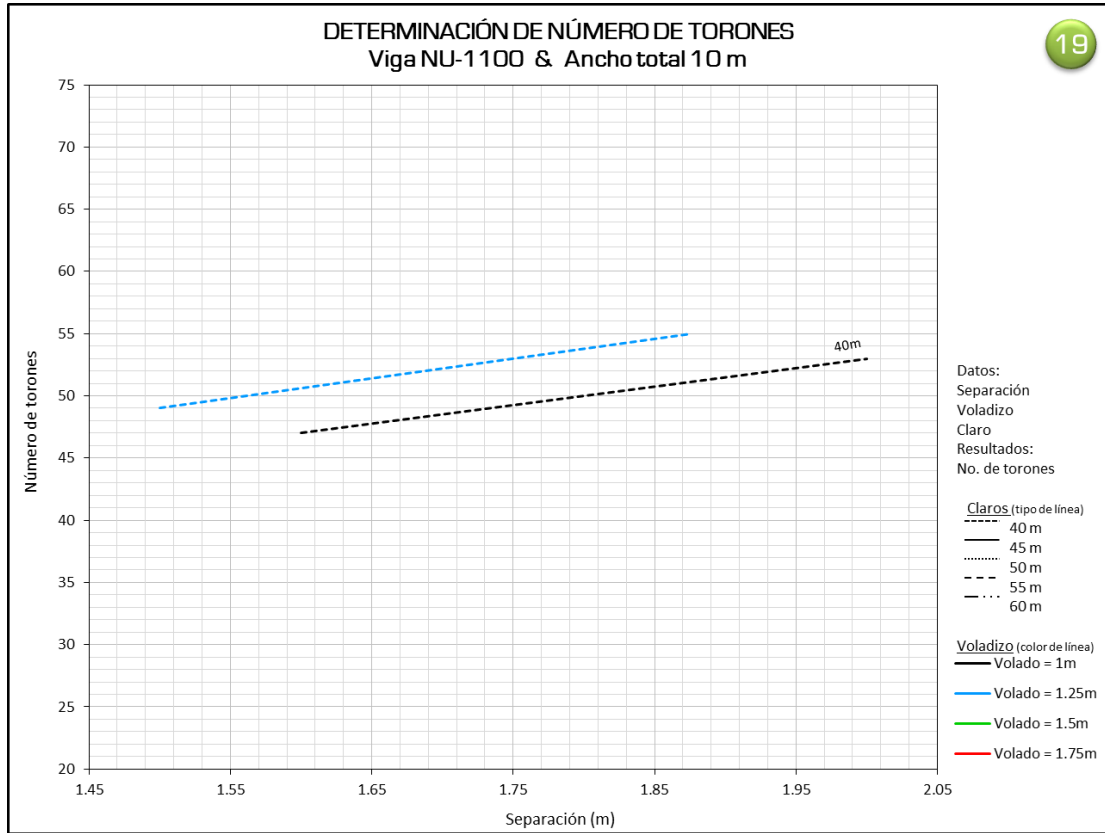






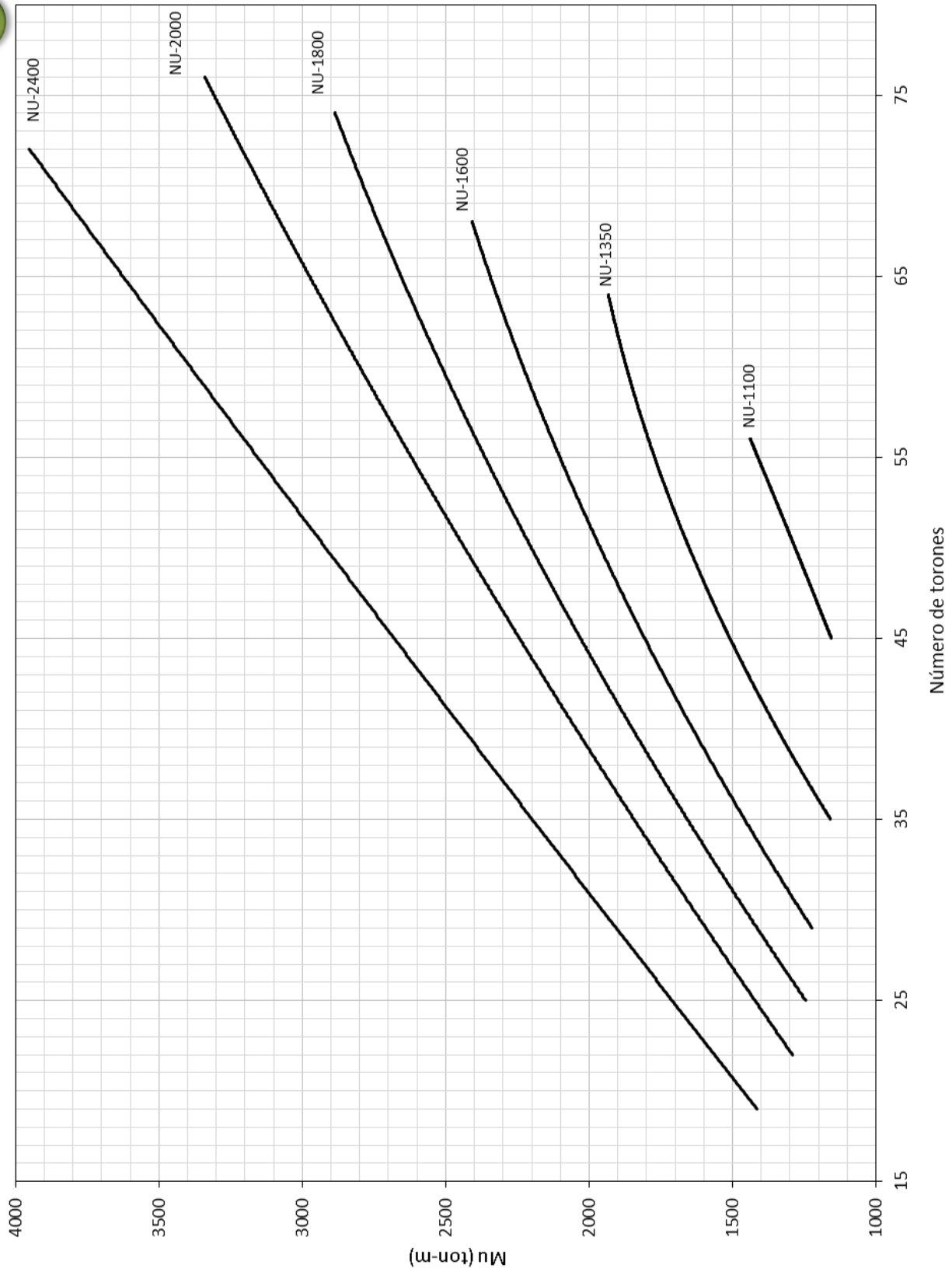






21

DETERMINACIÓN DE MOMENTO ÚLTIMO



Conclusiones

Las traves tipo Nebraska son una solución adecuada para claros de puentes que se presentan comúnmente en México, y evitan la necesidad de construir pilas intermedias, reducen el número de traves y a su vez la cantidad de presfuerzo. Considerando esto en el proyecto de un puente, los costos son considerablemente menores a los que se presentarían con el uso de traves pretensadas tipo AASHTO por ejemplo.

Desde mi punto de vista, muchas situaciones se rigen por la ley de la “oferta y la demanda”, es decir, en México los concretos de alta resistencia tienen usos muy particulares (baja demanda) por lo tanto la producción e investigación es reducida (oferta); siendo que este tipo de traves fue pensado para aprovechar las altas resistencias del concreto, actualmente su uso en México es limitado, sin embargo dadas las ventajas que aporta, seguramente en un futuro cercano se utilizarán reemplazando a otras traves presforzadas.

Las ayudas de diseño obtenidas consideran todos los resultados de los análisis realizados lo que permite seleccionar en forma rápida y eficiente el pre-diseño de traves postensadas tipo Nebraska.

Una vez elaboradas estas ayudas, fueron puestas a prueba para distintos casos, arrojando en todos, valores muy próximos a los obtenidos analíticamente, por lo tanto, se concluye que su uso es ampliamente recomendable, tomando las debidas consideraciones para cada proyecto.

Finalmente es importante mencionar que en ningún caso, los resultados obtenidos con estas ayudas de diseño, se pueden considerar como definitivos para un proyecto.

Referencias

1. American Association of State Highway and Transportation Official (2012). *LRFD Bridge Design Specification*. Washington D.C.
2. Ayala Valentino, J. H. (2009). *Diseño de elementos prefabricados*. Simposio nacional sobre la enseñanza del concreto, Ciudad de México, 20-21 Octubre.
3. Beacham, M. & Derrick D. (1999). *Longer bridge spans with Nebraska's NU-I girders*. Lincoln, Nebraska.
4. DEACERO. *Catálogo de materiales: Torón de presfuerzo*. Nuevo León, México.
5. Fabián Navarro, R. M. (2009). *Diseño y análisis de presupuestos para elementos de concreto pretensado*. Tesis, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional.
6. Fitzgerald, R. W. (2007). *Mecánica de materiales*. Alfaomega. México.
7. Hanna, K. E., Morcous, G., & Tadros, M. K. (2010a). *Design aids of NU I-girders bridges* (Informe SPR-P1(09)P322). Lincoln: Nebraska Department of Roads.
8. Hanna, K. E., et al. (2010b). *Bottom flange reinforcement in NU I-girders*. Lincoln: Nebraska Department of Roads.
9. Instituto Mexicano del transporte (2013). *Análisis del deterioro por fatiga de presfuerzo utilizado en puentes* (pp. 5-22). Sanfadila, Querétaro.
10. Instituto Mexicano del Transporte (2013). *Análisis del deterioro por fatiga y prognosis de un puente típico de concreto utilizando simulación MonteCarlo* (pp. 53-59). Sanfadila, Querétaro.
11. Jara, J.M., Jara, M., Olmos, B. & López, J. (2010). *Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica*. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, Córdoba, Argentina, 2-4 Junio.

12. México, Gaceta Oficial del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Distrito Federal. Vol. 1.
13. México, Norma Oficial Mexicana (2008). *Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal*.
14. MEXPRESA. *Catálogo de productos: Postensado multitorón*. México.
15. Nilson, H. A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (12ma ed.). McGraw-Hill. Bogotá.
16. Ramírez de Alba, H. & Valdez, M. E. (2006). *La necesidad de la enseñanza de la prefabricación y el presfuerzo en México*. Segundo encuentro latinoamericano de estructuras prefabricadas, Veracruz, 11-13 Octubre.
17. Rascón, C. O. (2004). *Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros* (Informe No. 243). Quintana Roo: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
18. Reinoso, A. E., Rodríguez, M. E., & Betancourt, R. R. (2004). *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas* (1ra ed.). México: Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A. C.
19. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2012). *Anuario estadístico 2012*. Ciudad de México, México.
20. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. *Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares*. Ciudad de México, México.

Empresas Mexicanas fabricantes de vigas Nebraska

1. SEPSA (<http://sepsacv.com/trabe-tipo-nebraska>).
2. MEXPRESA (http://www.mexpresa.com/productos/vigas_p.php).
3. GIC (<http://grupogic.mx/productos/trabes>).
4. VIBOSA (<http://www.vibosa.com.mx/Productos/Nebraska>).