

TRABAJO FINAL DE MASTER EN INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.



UNIVERSITAT
POLITÀCNICA
DE VALÈNCIA

REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE NOGALES, SONORA.

ANEJO N°2 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS



Índice

I.	Objeto
II.	Descripción de la estructura
	II.1. Condiciones fundamentales de la estructura
	II.2. Superestructura
	II.2.1. Vigas.
	II.2.2. Losa.
	II.2.3. Subestructuras.
III.	Bases de cálculo
	III.1. Normativa
	III.2. Bases de proyecto
	III.2.1. Criterios de seguridad.
	III.2.2. Valores característicos de las acciones.
	III.2.3. Valores representativos de las acciones.
	III.2.4. Valores de cálculo.
	III.2.5. Combinación de acciones.
	III.2.6. Criterios de durabilidad.
	III.2.7. Características de los materiales.
	III.2.8. Niveles de control.
IV.	Cálculo
	IV.1. Introducción
	IV.2. Método de cálculo
	IV.2.1. Líneas de influencia.
	IV.2.2. Courbon.
	IV.2.3. Áreas tributarias.
	IV.2.4. Elementos finitos.
	IV.3. Modelo de cálculo
	IV.3.1. Descripción del software.
	IV.3.2. Descripción del modelo.
	IV.3.3. Acciones sobre el modelo.
	IV.3.4. Hipótesis de carga.
	IV.4. Interpretación de resultados
	IV.4.1. Método tradicional.
	IV.4.2. Método elementos finitos.
	IV.4.3. Resumen de resultados.
V.	Comprobaciones y dimensionamiento
	V.1. Viga.
	V.1.1. T3-S2-R4.
	V.1.2. IMT.
	V.1.3. IAP.
	V.1.4. Elementos finitos.
	V.2. Losa de concreto.
	V.2.1. HS-20.
	V.2.2. Eurocódigo.
	V.2.3. Elementos finitos.
	V.3. Cálculos dinámicos.
	V.4. Resumen de las comprobaciones
VI.	Conclusiones

I. Objeto

El objeto del presente Anejo consiste en analizar la estructura que en adelante se describe mediante la normativa mexicana y la española, de forma que se puedan comparar así como determinar cual de ellas resulta más desfavorable para el cálculo.

II. Descripción de la estructura

II.1. Condiciones fundamentales de la estructura

Se trata de un puente que se desarrolla entre el P.K. 213+534.010 (apoyo Estribo E-1) y el P.K. 213+583.350 (apoyo Estribo 10) aproximadamente del trazado, por lo que tiene una longitud aproximada de 290 metros. El alzado se desarrolla con una pendiente de entrada de -6,00%, una central de 2,38% y una de salida de -0,67%, unidas mediante dos acuerdos verticales parabólicos. La anchura del puente va variando según el trazo de la curva. Su sección en tramo recto es de 12,8 m y en curva tiene un máximo de 13,6 m.

Se trata de un puente curvo formado por tramos variables de vigas rectas que forman la poligonal de la curva.

La estructura principal está formada por nueve vanos de longitud variable entre 28 y 34 metros. En cada uno de los vanos se apoyan 8 trabes AASHTO V sobre unos caballetes que apoyan en pilotes.

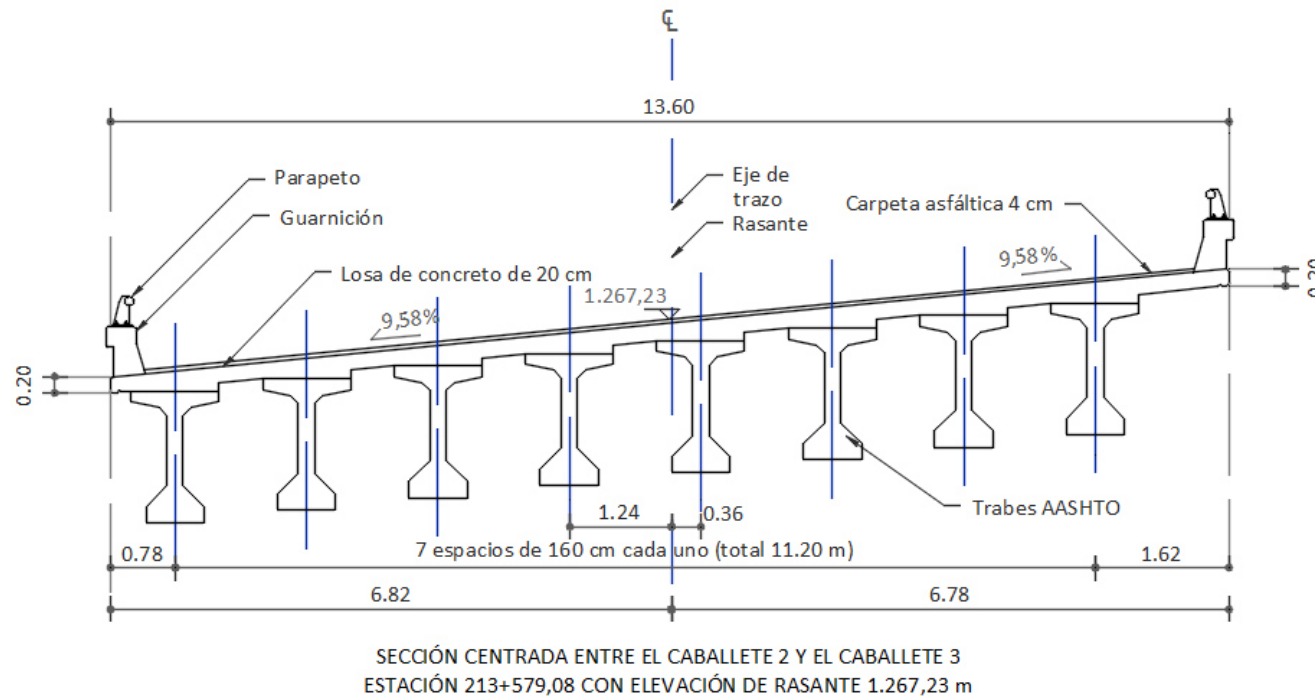


Figura II.1-1 Sección.

A continuación se describe cada una de las partes de la estructura:

- Superestructura.
 - Vigas.
 - Losa.
- Subestructuras
 - Caballetes.
 - Pilotes.

II.2. Superestructura

II.2.1. Vigas

El tablero del puente está conformado por dos elementos estructurales resistentes principales. En la parte inferior apoyando sobre las coronas, se encuentran las vigas pretensadas prefabricadas de concreto de 40 MPa de resistencia a la compresión. Las vigas son de tipo AASHTO V y están preesforzadas con torones de media pulgada de diámetro $\frac{1}{2}'' \phi$ de 270 k de baja relajación con resistencia última de 19.000 kg/cm².

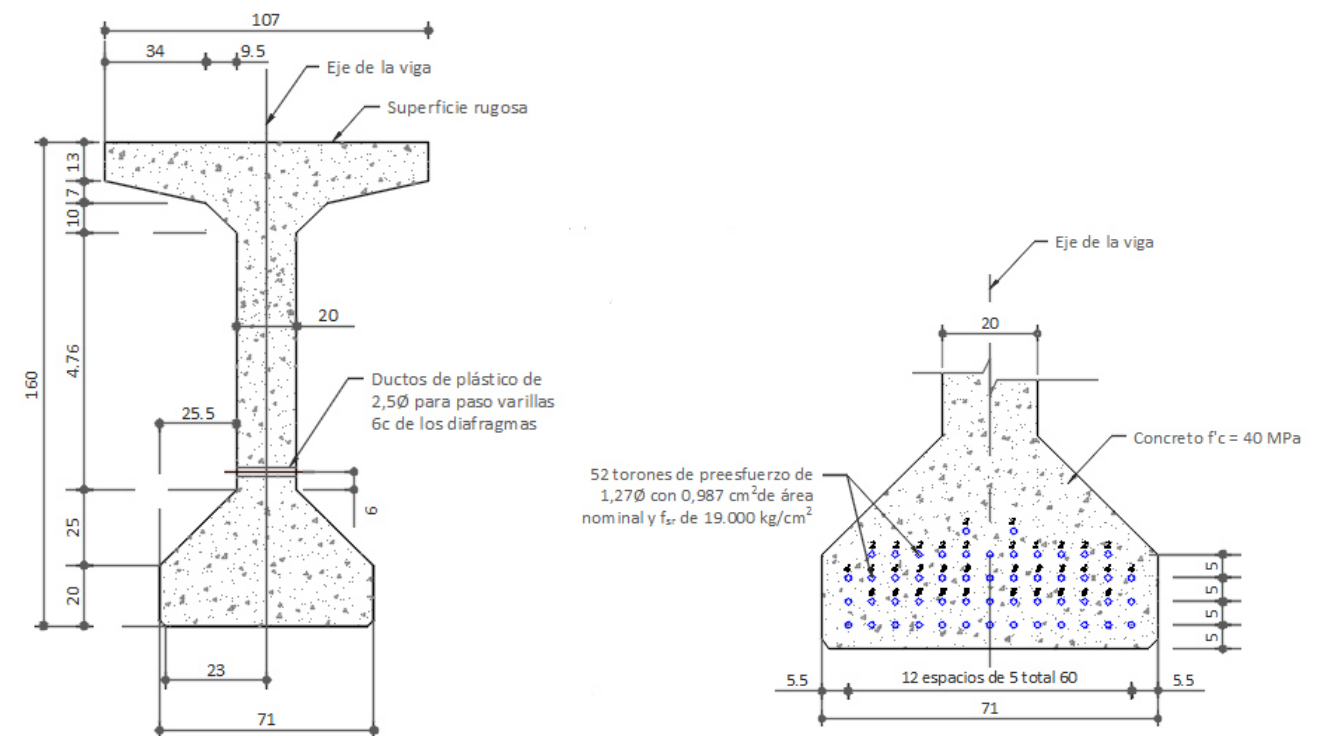


Figura II.2.1-1 Sección.

II.2.2. Losa

Sobre las traveses se localiza una losa de concreto de 25 Mpa de resistencia a la compresión que trabaja solidaria con las traveses. El espesor de la losa es de 20 cm en toda la longitud del puente. Se apoya sobre unas losetas prefabricadas perdidas.

II.3. Subestructuras

A continuación se describe la solución adoptada en el proyecto original. Hay que tener en cuenta que por alcances del presente TFM no se ha ahondado en el cálculo de las subestructuras (esta parte se excluye del mismo).

II.3.1. Caballetes

La solución que presenta el proyecto se basa en el apoyo de las vigas sobre los neoprenos que están colocados sobre los zoclos. Los mismos son la prolongación del cabezal que va apoyado sobre las pilas.

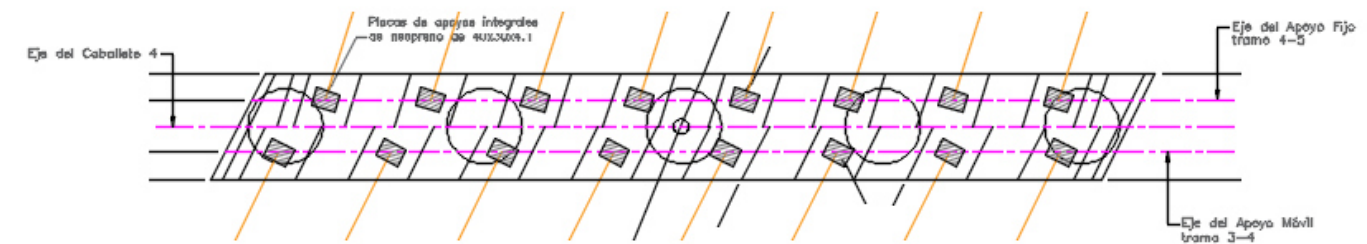
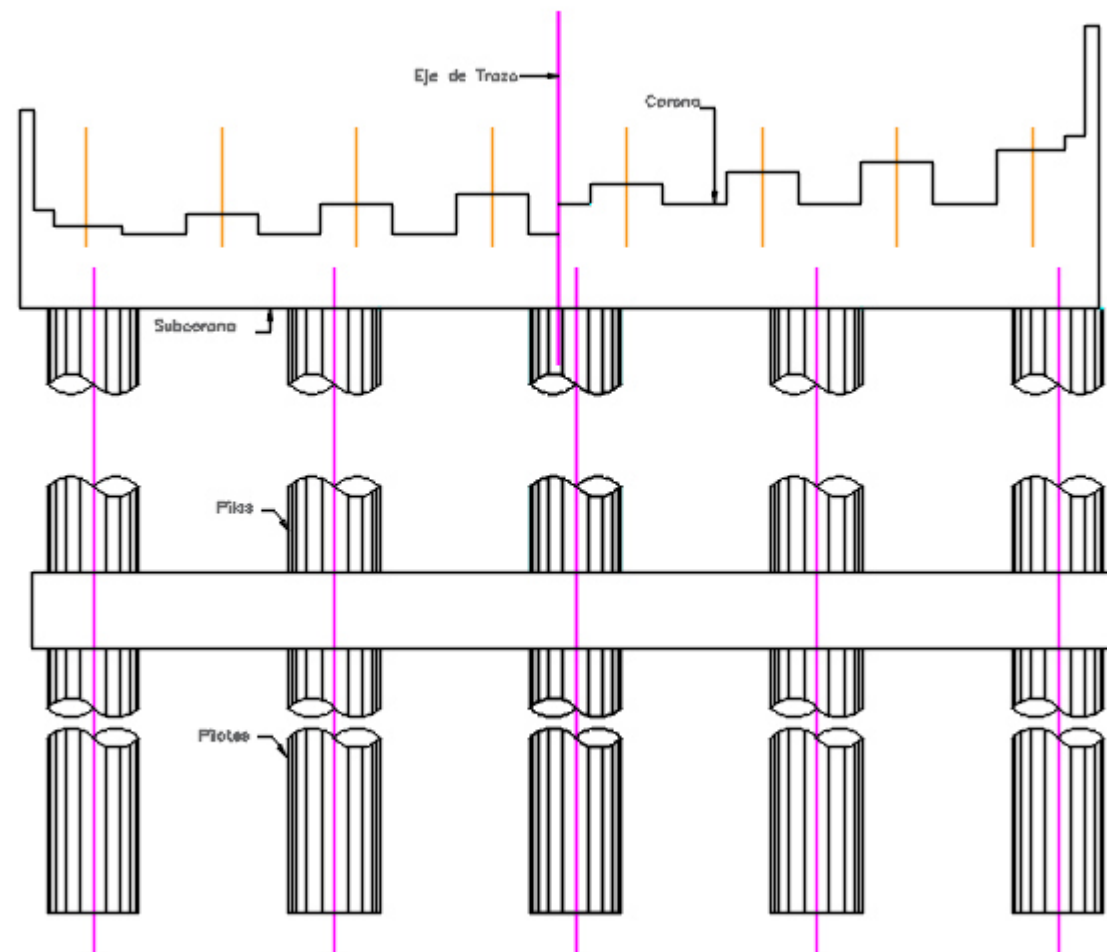


Figura II.3.1-1 Subestructuras.

II.3.2. Pilotes

Por debajo de las pilas se sitúa una viga de unión y por debajo de la misma se localizan los pilotes. Los mismos tienen el mismo diámetro (120 cm) pero estos últimos se entierran totalmente en el terreno.

Para identificarlos ver “figura II.3.1-1. Subestructuras”.

Hay que notar que este tipo de apoyo se localiza al inicio y al final de cada vano y cuenta con 4 o 5 pilas y pilotes dependiendo del ancho de la calzada en cada apoyo. Cabe resaltar la importancia de los zoclos y su perfecta definición geométrica ya que estos definen las posiciones de las vigas y determinan las rasantes que el trazo debe llevar.

Por último mencionar que en las zonas de acceso (caballetes 1 y 10) se coloca un muro mecánicamente estabilizado formado por piezas hexagonales prefabricadas que servirá para la contención de tierras del acceso.

III. Bases de cálculo

III.1. Normativa

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación.

- **IAP-11.** “Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera”.

Se ha utilizado para la obtención de las diferentes cargas variables, según la normativa española

- **EC-2.** Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón.

Se ha utilizado para las comprobaciones resistentes de los elementos de hormigón armado.

- **EHE-08.** “Instrucción de Hormigón Estructural”

Se ha utilizado como complemento al EC-2, bien en casos en que era más restrictiva o bien por considerar cosas que el EC-2 no considera.



Mexicana:

- **IMT** Instituto Mexicano del transporte en su M-PRY-CAR-6-01-008/03 Para el Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras similares
- **Manual de proyecto geométrico** de la SCT Secretaría Técnica de Transporte.
- **NTC** Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Americana:

- **AASHTO** LRFD 2012 Bridge Design Specifications 6th Edition USA.

III.2. Bases de proyecto

III.2.1. Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras y su aptitud en servicio se utilizará el método de los estados límites, que se clasifican en:

- Estados límite de servicio
- Estados límite últimos.

Las situaciones de proyecto que se pueden considerar son las siguientes:

- **Persistente:** corresponden a situaciones de uso normal de las estructuras durante su vida útil.
- **Transitoria:** corresponden a condiciones temporales producidas durante construcción inspección o conservación de las estructuras y para las que se considera el periodo de aplicación.
- **Accidental:** Corresponden a condiciones excepcionales cuya probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura es pequeña.
- **Sísmica:** corresponden a condiciones aplicables a la estructura cuando se produce un sismo.

Debido al alcance del proyecto las situaciones a considerar serán la persistente y, en cierto modo, la transitoria. No se considera acción accidental o sismo.

Los estados límite a comprobar serán:

- Estado límites último:

-ELU de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva, donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante.

- Estados límite de servicio:

-ELS de fisuración que afecten a la durabilidad o estética del puente

-ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.

III.2.2. Valores característicos de las acciones

a) Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos, resistentes y no resistentes, que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para el peso propio los siguientes valores:

- Acero estructural $\gamma = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Hormigón $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Carga muerta

Son las debidas a los elementos no resistentes:

- Pavimento bituminoso $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$
- Metal de la barandilla $\gamma = 75 \text{ KN/m}^3$
- Peso del hormigón fresco de la losa $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

b) Acciones variables

Tráfico T3-S2-R4

División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

En primer lugar hay que dividir la plataforma del tablero en carriles virtuales.

La anchura de la plataforma del puente para el tramo de máxima curvatura es de 12,8 m.

Se puede obtener el número de carriles virtuales de la siguiente manera:

Número de carriles virtuales:
$$n_l = \text{ent} \left(\frac{\text{ancho}}{w_l} \right) = \text{ent} \left(\frac{12,8}{3,5} \right) = 3,66 \rightarrow 3 \text{ carriles virtuales}$$

Anchura del carril virtual:
$$w_l = 3,5 \text{ m}$$

Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. En este caso se analiza el vehículo T3-S2-R4. Cada vehículo pesado estará constituido por 8 ejes de 8,4 toneladas, y otro más de 5,3 toneladas. En total el peso es de 72,5 tons. La distribución de ejes se muestra en la siguiente figura:

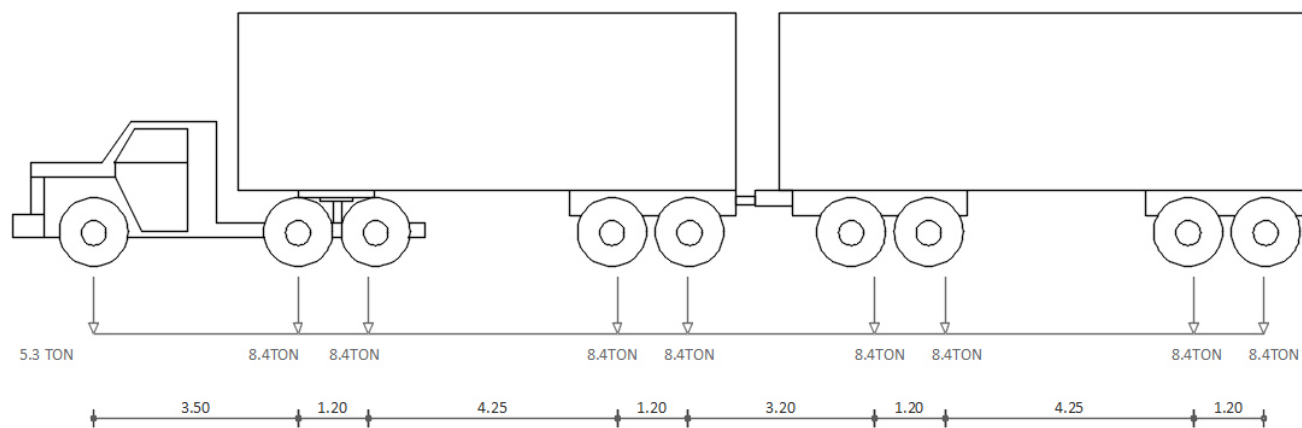


Figura III.2.1-1 Camión T3 – S2 – R4

- En cada carril virtual se considera la actuación de un único vehículo pesado de peso 72,5 tons.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 1,83 metros.
- A efectos de las comprobaciones generales se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren los dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual a 0,61 m.

Por tanto para el puente estudiado con 3 carriles virtuales se tendrá:

- Vehículo pesado carril virtual 1

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 1 es de 66,5 tons.

- Vehículo pesado carril virtual 2

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 2 es de 66,5 tons.

- Vehículo pesado carril virtual 3

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 3 es de 66,5 tons.

Tráfico IMT

División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

En primer lugar hay que dividir la plataforma del tablero en carriles virtuales. La división se hace siguiendo el mismo criterio que para AASHTO

La anchura de la plataforma del puente para el tramo de máxima curvatura es de 12,8 m.

Se puede obtener el número de carriles virtuales de la siguiente manera:

Número de carriles virtuales:
$$n_l = \text{ent} \left(\frac{\text{ancho}}{w_l} \right) = \text{ent} \left(\frac{12,8}{3,5} \right) = 3,66 \rightarrow 3 \text{ carriles virtuales}$$

Anchura del carril virtual:
$$w_l = 3,5 \text{ m}$$

Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considera dos posibles situaciones; que el vano sea mayor o igual de 30 m $\geq$, o que el vano sea menor $<$ 30 m.

- a) Para el caso de que el vano sea igual o mayor a los 30 m se tendrán en cuenta uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por 3 ejes, como se muestra en la figura que sigue:

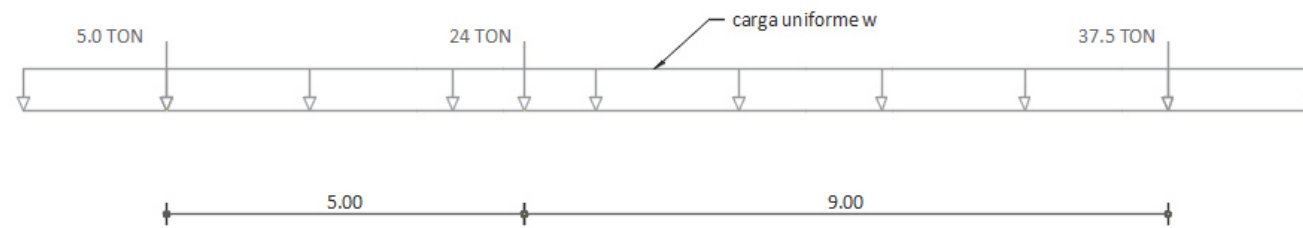


Figura III.2.1-2. Camión IMT 66,5 vanos ≥ 30 m

- En cada carril virtual se considera la actuación de un único vehículo pesado de peso 66,5 tons.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 1,80 metros.
- A efectos de las comprobaciones generales se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren los dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual a 0.60 m.

Adicionalmente se debe considerar una sobrecarga uniforme de valor w , distribuida transversalmente en un ancho de 3 m a lo largo de todo el puente:

$$w = \frac{10 \cdot (L - 30)}{60}$$

Sobrecarga uniforme

Longitud del vano del puente

L

- La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas que ya tengan el vehículo pesado.

Por tanto para el puente estudiado se tendrá:

- Vehículo pesado carril virtual 1
El peso del vehículo pesado para el carril virtual 1 es de 66,5 tons.
- Vehículo pesado carril virtual 2
El peso del vehículo pesado para el carril virtual 2 es de 66,5 tons.

- Vehículo pesado carril virtual 3

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 3 es de 66,5 tons.

- Sobrecarga uniforme carril virtual 1 (3m) w

- b) Para el caso de que el vano sea menor a los 30 m se tendrán en cuenta uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por 6 ejes, como se muestra en la figura que sigue:

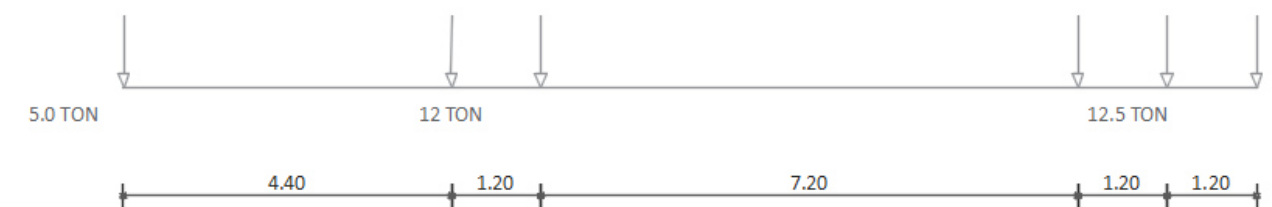


Figura III.2.1-3. Camión IMT 66,5 vanos < 30 m

- En cada carril virtual se considera la actuación de un único vehículo pesado de peso 66,5 tons.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 1,80 metros.
- A efectos de las comprobaciones generales se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren los dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual a 0.60 m.

Por tanto para el puente estudiado con 3 carriles virtuales se tendrá:

- Vehículo pesado carril virtual 1
El peso del vehículo pesado para el carril virtual 1 es de 66,5 tons.
- Vehículo pesado carril virtual 2
El peso del vehículo pesado para el carril virtual 2 es de 66,5 tons.
- Vehículo pesado carril virtual 3
El peso del vehículo pesado para el carril virtual 3 es de 66,5 tons.

Tráfico IAPDivisión de la plataforma del tablero en carriles virtuales

La anchura de la plataforma del puente para el tramo de máxima curvatura es de 12,8 m.

$$w = 12,8 \text{ m}$$

Atendiendo a la tabla 4.1-a de la IAP-11 se puede observar que para el puente:

$$w = 12,8 \text{ m} > 6 \text{ m}$$

Entrando en la tabla se obtienen el resto de parámetros necesarios para la obtención de las cargas debidas al tráfico:

Número de carriles virtuales: $n_l = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right) = \text{ent} \left(\frac{12,8}{3} \right) = 4,27 \rightarrow 4 \text{ carriles virtuales}$

Anchura del carril virtual: $w_l = 3 \text{ m}$

Anchura del área remanente: $a = w - 4 \cdot n_l = 12,8 - 4 \cdot 3 = 0,8 \text{ m}$

Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considera la acción simultánea de las cargas siguientes:

- Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje. Se tendrán en cuenta los criterios:
 - En cada carril virtual se considera la actuación de un único vehículo pesado de peso $2Q_{ik}$.
 - La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2 metros. La distancia longitudinal entre ejes será de 1.2 metros.
 - Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0.5Q_{ik}$.
 - A efectos de las comprobaciones generales se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril.
 - Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren los dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual a 0.5 m.

- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0.4 m x 0.4 m.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según las consideraciones siguientes:
 - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas que ya tengan el vehículo pesado.

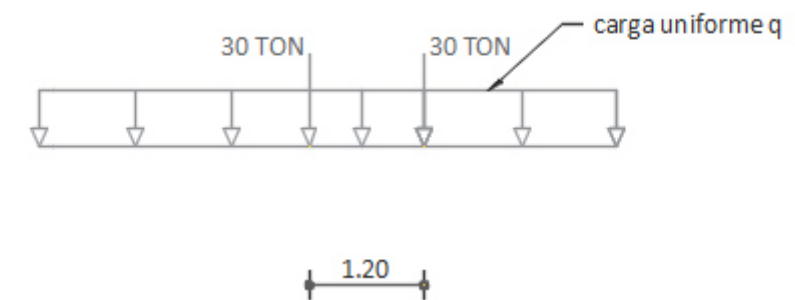


Figura III.2.1-4. Camión IAP

Por tanto para el puente estudiado se tendrá:

- Vehículo pesado carril virtual 1

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 1 es de $2Q_{ik} = 2 \cdot 300 = 600 \text{ KN}$.

- Vehículo pesado carril virtual 2

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 2 es de $2Q_{ik} = 2 \cdot 200 = 400 \text{ KN}$.

- Vehículo pesado carril virtual 3

El peso del vehículo pesado para el carril virtual 2 es de $2Q_{ik} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ KN}$.

- Sobrecarga uniforme carril virtual 1 $q = 9 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecarga uniforme carril virtual 2 $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecarga uniforme carril virtual 3 $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecarga uniforme carril virtual 4 $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecarga uniforme área remanente $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



Diferencias principales entre las 3 normativas

Antes de iniciar este punto hay que comentar que las normativas hacen referencia a continentes diferentes y que pueden existir diferencias en cuanto al tráfico que circula en cada uno de estos países. Adicionalmente, no existe una normativa internacional de tráfico, por lo que cada país va a tener sus propias leyes con restricciones diferentes. No se pretende analizar esta influencia en el presente documento, sino únicamente hacer mención de cómo va a verse afectado el dimensionamiento según el país en el que nos encontremos.

- El vehículo pesado T3 – R2 – S4 que recomienda la SCT y que es el que habitualmente se utiliza en México para el dimensionamiento de puentes, dispone una serie de cargas y las distribuye con unas distancias entre ejes que son mayores al resto. Adicionalmente su carga de 72,5 tons también es la mayor.
- El vehículo que propone la IAP (española), tiene una carga menor con valor de 60 tons pero la concentra en 2 ejes muy cercanos a tan solo 1,2 m de distancia.
- IMT hace una situación intermedia según la longitud del vano que se esté considerando. Esta normativa mexicana no es de uso obligatorio pero sí suele utilizarse en los casos que no se trate de licitación pública.
- En cuanto a la distribución transversal, la diferencia principal que se encuentra es que los carriles para IAP son de 3 m, y en las otras normativas de 3,5. Esto deja para la normativa española una mayor concentración de los vehículos pesados en una mitad del puente. Contrarestando este efecto, la misma normativa propone que los vehículos pesados adyacentes al principal tengan valores cada vez menores de carga. En el resto de normativas todos los vehículos pesados tienen el mismo peso.
- En el último punto en que se encuentra una diferencia de importancia, es en la inclusión de cargas uniformemente distribuidas. Este fenómeno se observa en la normativa española IAP y en la mexiquense IMT, en esta última para vanos mayores o iguales de 30 m. Como se verá más adelante este es un aspecto que puede afectar en gran medida al cálculo, ya que puede llegar a representar un porcentaje importante de las cargas.



Figura II.2.2-1. Instituto mexicano del transporte. IMT.



Figura II.2.2-2. Secretaría de comunicaciones y transporte SCT.

MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

Cuarta Reimpresión

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
MEXICO 1991

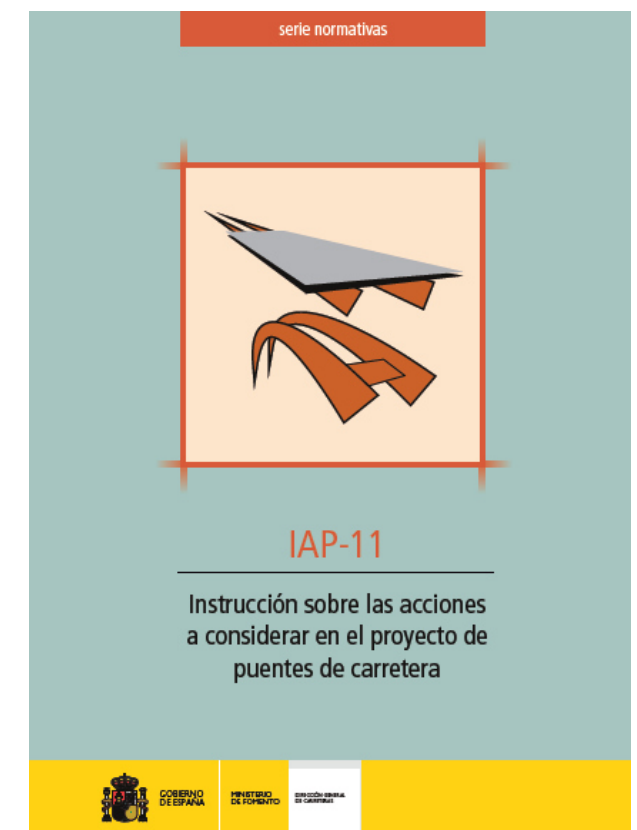


Figura II.2.2-3. Manual de Proyecto de la SCT y normativa española IAP.



III.2.3. Valores representativos de las acciones

Se siguen, como en el apartado anterior los criterios de la IAP-11 relativos a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Desde el punto de vista de interés del presente proyecto se decide comparar únicamente las acciones permanentes y las variables que, de un lado son comparables en estas normativas, fenómeno que evita la distorsión de resultados, y de otro resultan ser habitualmente las de mayor influencia en el diseño y cálculo.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

a) Acciones permanentes (G)

Para éstas se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k excepto para el pavimento para el que se deberán utilizar dos valores representativos:

- $G_{k,inf}$ determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto
- $G_{k,sup}$ obtenido incrementando un 50% los espesores teóricos definidos en proyecto.

Para el peso propio de las tuberías y otros servicios soportados por el puentes, se tomará también dos valores extremos, $G_{k,inf}$ y $G_{k,sup}$ considerándose una desviación respecto a su valor medio del $\pm 20\%$.

Se ha considerado el valor superior para el pavimento, losa de hormigón y conducciones. No se considerarán las acciones permanentes de valor no constante como acciones reológicas, pretensado, acciones del terreno, etc.

b) Acciones variables (Q)

Para cada una de las acciones variables se pueden considerar los siguientes valores:

- Valor característico Q_k , valor de la acción cuando actúa aisladamente
- Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$, valor de la acción cuando actúa simultáneamente a otra acción variable
- Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$, valor de la acción que será sobrepasado durante un período de corta duración
- Valor casi-permanente $\Psi_1 Q_k$, valor de la acción que será sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Para el caso y para poder comparar las normativas de forma sencilla se ha aplicado únicamente el caso más desfavorable de vehículo pesado junto con sobrecarga de tráfico el que la IAP menciona como gr1.

A continuación se mostrarán los valores representativos pero como mera curiosidad ya que como más adelante se verá, estos no aplican para el caso.

El valor de los factores de simultaneidad se obtiene directamente de la tabla 6.1-a de la IAP-11. Para el caso del puente en estudio se han considerado los siguientes factores:

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
SOBRECARGA DE USO	gr ₁	pesados	0.75	0.75	0
		uniforme	0.4	0.4	0
		aceras	0.4	0.4	0
	gr ₂	horizontales	0	0	0
VIENTO	gr ₃	peatones	0	0	0
		persistente	0.6	0.2	0
	F _{wk}	construcción	0.8	0	0
TERMICA	T _k		0.6	0.6	0.5
NIEVE	Q _{sn,k}	construcción	0.8	0	0
CONSTRUCCIÓN	Q _c		1	0	1

Se puede ver que para la sobrecarga de uso se hace referencia a tres grupos de carga (gr_1 ; gr_2 y gr_3). Dichos grupos de carga surgen de la tabla 4.1-c de la IAP-11, e indican la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso. Se considera que estos grupos son excluyentes entre sí.

Para el vehículo pesado se tendrá en cuenta su posición en el tablero en función de para qué elemento sea más perjudicial. Se consideran entonces 2 posiciones diferentes para el vehículo pesado: centro de vano y apoyo.

ACCIÓN	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas
gr ₁	Valor característico	Valor característico	-

III.2.4. Valores de cálculo

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la instrucción IAP-11 relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. Los valores que recomienda NTC, Normas Técnicas Complementarias en el Distrito Federal, son muy similares considerando las cargas muertas de 1,5; pero para homogeneizar resultados se mantienen los de IAP.

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

- Estados límite últimos (E.L.U.).
 - Para las comprobaciones resistentes (STR) se adoptarán los valores de los coeficientes parciales indicados en la tabla 6.2-b de la IAP-11:



	ACCION	EFECTO	
		FAVOVABLE	DESFAVORABLE
Permanentes	Peso propio	1	1.35
	Carga muerta	1	1.35
Variable	Sobrecarga de uso	0	1.35
	Acciones climáticas	0	1.5
	Sobrecargas de construcción	0	1.35

- No se considera la situación accidental aunque se entiende que en el arranque del arco cercano a la calle Oberlandstrasse deberá ser estudiado el caso del impacto con un vehículo, en el Proyecto de Construcción. Tampoco se ha considerado la situación sísmica.
- Estados límite de servicio (E.L.S.)
 - Para las comprobaciones en estado límite de servicio, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales indicados en la tabla 6.2-c de la IAP-11.

	ACCION	EFECTO	
		FAVOVABLE	DESFAVORABLE
Permanentes	Peso propio	1	1
	Carga muerta	1	1
Variable	Sobrecarga de uso	0	1
	Acciones climáticas	0	1
	Sobrecargas de construcción	0	1

III.2.5. Combinación de acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la IAP, relativos a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes De Carretera.

La hipótesis de carga a considerar se llevará a cabo combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

a) Estados límite último (STR)

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizará de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de cada acción permanente

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

γ_G, γ_Q Coeficientes parciales

Como se ha indicado anteriormente esta será la combinación utilizada para el diseño y para comparar las normativas, con los valores característicos de la carga de vehículo pesado y de tráfico uniformemente distribuido.

b) Estados límite de servicio

Para estos estados se consideran únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones y se realizará de acuerdo con el siguiente criterio:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



III.2.6. Criterios de durabilidad

Generalidades.

El puente debe ser construido y proyectado de forma que mantenga sus condiciones de seguridad, funcionalidad, durabilidad y aspecto, ajustándose a los costes de conservación y explotación previstos.

Se asegurará que no existan puntos de acumulación de agua con un drenaje adecuado. Y la concepción de los nudos y encuentro de los elementos estructurales se realizará de forma que permita evitar la formación de recintos que favorezcan el depósito de residuos o suciedad. Asimismo, se tendrá en cuenta en la concepción del puente la accesibilidad para limpieza y conservación de apoyos, juntas y sistemas de evacuación de aguas superficiales. En servicio, se permitirá la salida de aguas de filtración o de condensación.

Elementos de hormigón.

Se conseguirá una óptima durabilidad si además de un adecuado proyecto y ejecución el mantenimiento es el requerido.

No sólo la durabilidad del hormigón frente a acciones físicas y ataque químico es necesaria, también el acero de las armaduras deberá tener la protección a corrosión exigida. Por este motivo se prestará especial atención a los recubrimientos de las armaduras principales y estribos. Los hormigones deberán ser homogéneos, compactos y suficientemente impermeables.

Inspección y mantenimiento

El proyecto se ha redactado suponiendo que el puente estará adecuadamente inspeccionado y mantenido. Se adoptan las medidas necesarias para posibilitar la accesibilidad a los aparatos de apoyos y a los puntos de puente que vayan a requerir futuras inspecciones de manera que sean visibles y se encuentren al alcance del operario de mantenimiento mediante un método seguro y que este se pueda desplazar por todas las partes de manera segura y con el espacio adecuado para trabajar en ellas. En el dimensionamiento se han previsto los procedimientos necesarios para un eventual cambio de juntas y aparatos de apoyo.

III.2.7. Características de los materiales

a) Hormigón

Nomenclaturas

- | | | |
|------------------------|--------|---------------------------|
| ▪ Hormigón de limpieza | C20/25 | $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ |
|------------------------|--------|---------------------------|

- | | | |
|-------------------------|--------|---------------------------|
| ▪ Hormigón de cimientos | C30/37 | $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ |
| ▪ Hormigón en losa | C25/30 | $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ |
| ▪ Hormigón en trabes | C40/50 | $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ |

Módulo de elasticidad	$E_{C40/50} = 30.500 \text{ N/mm}^2$
-----------------------	--------------------------------------

Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
------------------------------------	---

Densidad	$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
----------	------------------------------

Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.2$
-------------------------	-------------

b) Acero de las armaduras

Nomenclatura	B 500 S
--------------	---------

Límite elástico	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
-----------------	-------------------------------

Módulo de elasticidad	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
-----------------------	-------------------------------

Alargamiento de rotura	$\epsilon \geq 0.01 \%$
------------------------	-------------------------

Densidad	$\rho = 78500 \text{ Kg/m}^3$
----------	-------------------------------

Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
-------------------------	-------------

c) Acero tendones pretensado

Módulo de elasticidad	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
-----------------------	-------------------------------

Módulo de rigidez transversal	$G_s = 81000 \text{ N/mm}^2$
-------------------------------	------------------------------

Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
-------------------------	-------------

Densidad	$\rho = 78.50 \text{ Kg/m}^3$
----------	-------------------------------

Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
------------------------------------	--

Límite elástico	$f_{yk} = 1.900 \text{ N/mm}^2$
-----------------	---------------------------------



III.2.8. Niveles de control

El control de calidad de los elementos abarca el control de materiales (hormigón de arco, losa y estribos, acero estructural de los perfiles y acero de las armaduras, así como chapa grecada y el control de la ejecución.

Se efectuará el control según las indicaciones de la Instrucción EHE para hormigón y EAE para aceros.

a) Hormigón y acero para armar

Niveles de control	Normal para los materiales Intenso para la ejecución		
Coeficientes parciales de seguridad	Hormigón	γ_c	$= 1'50$
	Acero corrugado	γ_s	$= 1'15$

b) Acero estructural

Niveles de control	Normal para los materiales Intenso para la ejecución		
Coeficientes parciales de seguridad	Acero estructural	γ_s	$= 1'05$

c) Acero tendones

Niveles de control	Normal para los materiales Intenso para la ejecución		
Coeficientes parciales de seguridad	Acero estructural	γ_s	$= 1'05$

IV. Cálculo

IV.1. Introducción

Se procederá en el presente apartado al cálculo de la estructura. Se van a utilizar 4 métodos de cálculo:

- Líneas de influencia
- Courbon
- Áreas tributarias
- Elementos finitos

IV.2. Método de cálculo

IV.2.1. Líneas de influencia

El método de líneas de influencia se basa en obtener la gráfica de la variación de algún elemento en alguna sección cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de la estructura. Esto es básicamente encontrar los esfuerzos más desfavorables para la estructura.

Para el vehículo pesado español es sencillo, ya que el momento máximo estará en el centro del vano:

$$M = \frac{P_1 \cdot b_1 \cdot a_1}{L} + \frac{P_2 \cdot b_2 \cdot a_2}{L}$$

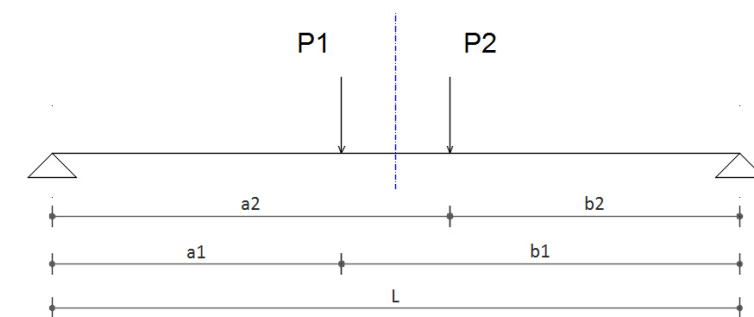


Figura IV.2.1-1. Obtención del momento máximo.

Para el T3-S2-R4 se conoce que el momento máximo se encuentra cuando el camión se sitúa con su resultante equidistante del centro luz y de la carga mayor más cercana.

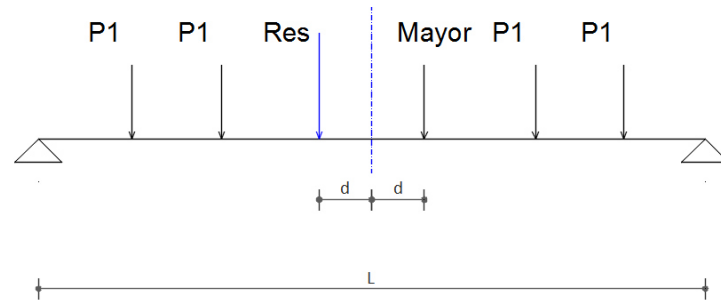


Figura IV.2.1-2. Obtención del momento máximo para T3-S2-R4.

Para el cortante se procede de forma similar sabiendo que las cargas mayores deberán aplicarse lo más cerca que se pueda de los apoyos.

Es importante remarcar la carga se aplica directamente sobre una viga como la misma cargara todo el vehículo. Más adelante las cargas se pueden distribuir al resto de vigas mediante algún método de distribución transversal.

El proceso de cálculo es el siguiente:

1. Aplicación de las cargas de 1 camión sobre 1 viga.
2. Obtención de los momentos y cortantes.
3. Por último estas cargas deben distribuirse transversalmente para tener en cuenta su colaboración.

IV.2.2. Courbon

Este método se utiliza para distribuir los momentos y cortantes que antes se obtuvieron de forma transversal y tener en cuenta la contribución no sólo de una viga, sino del conjunto de ellas.

El método consiste en considerar un diafragma infinitamente rígido en el centro que permitirá el reparto de las cargas de una viga al total de ellas.

En este método se ha de considerar ya el total de vehículos que van a cargar el puente, según el número de carriles virtuales. Para conocer el efecto de cada camión en cada viga se aplica un factor que se determina con la siguiente fórmula:

$$C = \left(\frac{1}{N} \pm \frac{e}{\sum d_i^2} \cdot d_i \right)$$

Donde:

- C es el factor de distribución de carga transversal
 e la excentricidad
 N el número de vigas
 $\sum d_i^2$ las distancias de cada viga al eje del puente

Este factor debe aplicarse para cada carril virtual y multiplicarse por la carga de cada camión a considerar. Por cada carril virtual en que se localice un camión habrá un factor de distribución. Con la suma de cada uno de estos

factores por el esfuerzo que el vehículo provocaba sobre una viga se obtiene el valor del esfuerzo real sobre la viga más cargada.

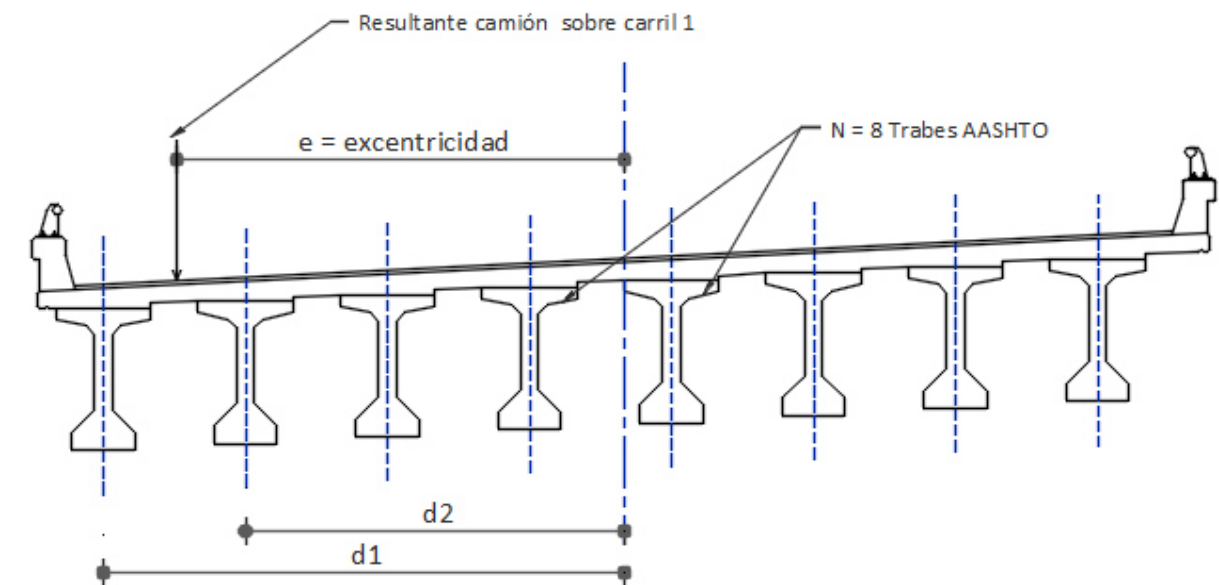


Figura IV.2.1-1. Método courbon.

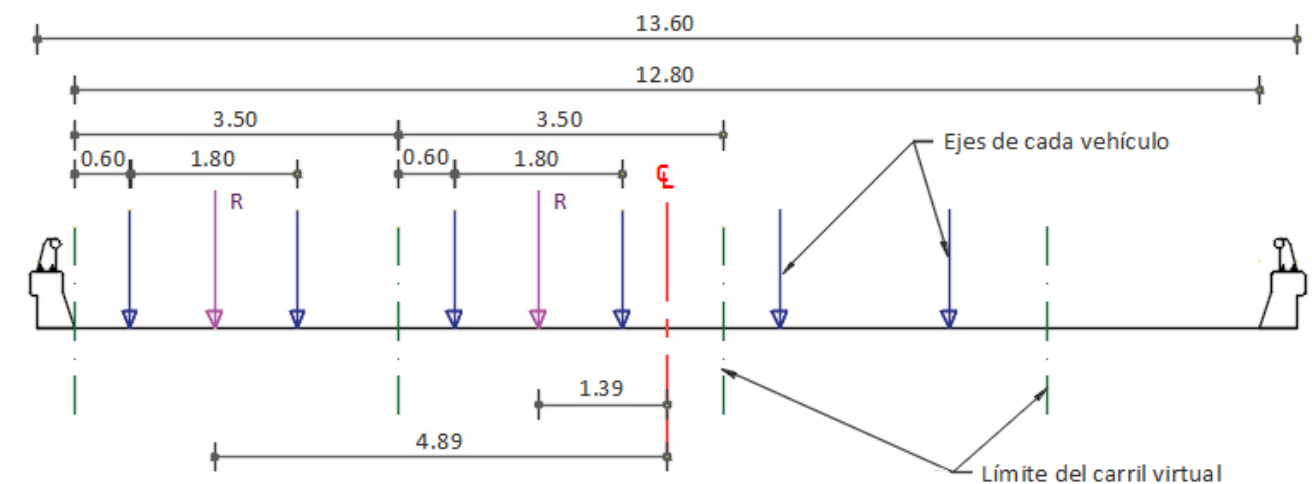


Figura IV.2.1-1. Método courbon medidas.

IV.2.3. Áreas tributarias

Este es el método más intuitivo y consiste en localizar las cargas en su posición real y repartir en cada viga según su área de influencia. El área que va a recibir cada viga se determina dividiendo la distancia entre vigas entre 2, a cada lado de la viga. Las cargas que entren dentro del área así dispuesto afectarán a la viga correspondiente.

A continuación se muestra una imagen del reparto que se ha hecho para las cargas de tráfico que propone la instrucción española IAP:

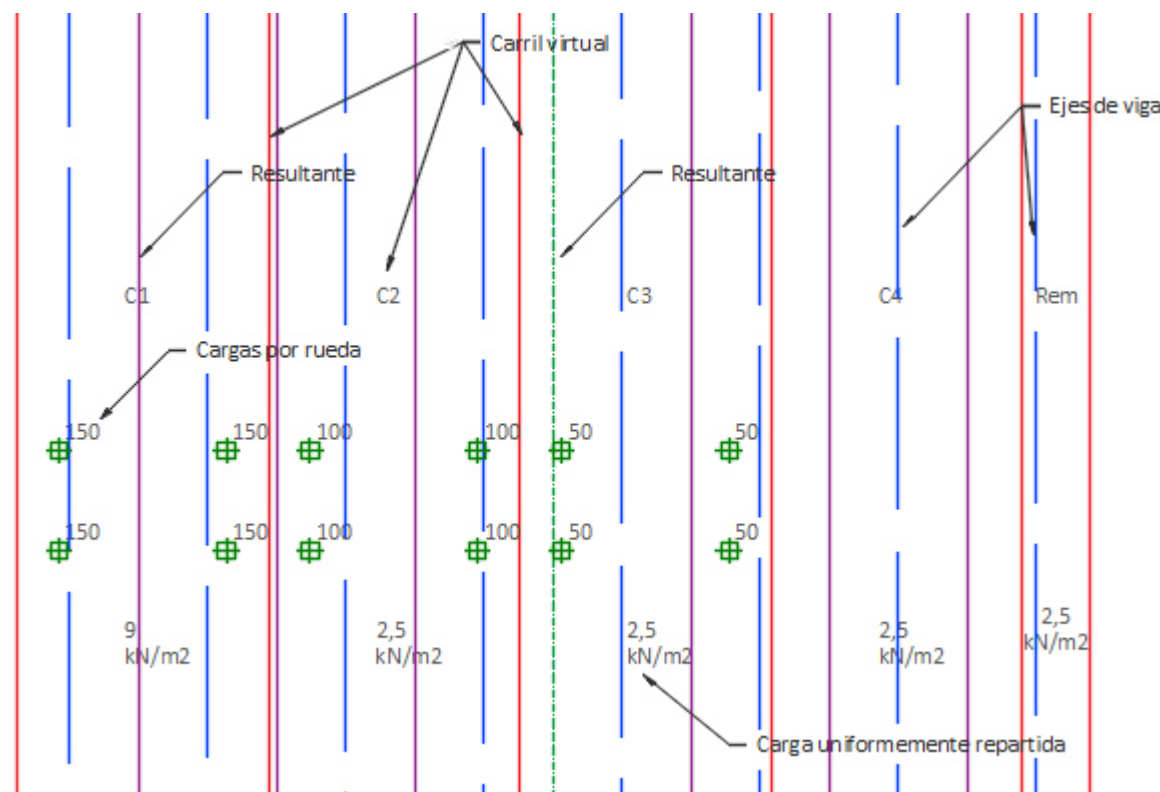


Figura IV.2.1-1. Reparto de cargas por áreas tributarias.

En la imagen anterior se puede observar qué carga se distribuye a cada viga. Se puede determinar la cantidad de carga que afecta a cada viga sabiendo la distancia a la misma:

$$Q = Q_{cam} \cdot \frac{L - d}{L}$$

Donde:

- Q carga que se aplicará sobre cada viga
- Q_{cam} es la carga total que transmite el camión
- L la separación entre vigas
- d la distancia del punto de aplicación de la carga a la viga.

IV.2.4. Elementos finitos

Para validar todos estos resultados, se realiza un estudio de la estructura mediante un análisis estático lineal. Se ha introducido la estructura definida en el primer apartado de este anejo con los materiales adecuados, se ha analizado para las hipótesis de carga de tráfico vehicular y se han obtenido los resultados con los que se ha comprobado si los elementos principales soportan los esfuerzos a los que se prevé van a estar sometidos.

Para ello se modelizará el puente en el software SAP2000 en 3D introduciendo las acciones definidas anteriormente. Se describirá primeramente el método de cálculo empleado y seguidamente se hará un breve comentario sobre el funcionamiento del programa SAP. A continuación se describirá el modelo introducido (posición de barras, nudos, restricciones y materiales). Se nombrarán los casos de carga a partir de las acciones definidas en las bases de cálculo y se ejecutará el programa. Para concluir se comprobará que los elementos que se han definido para la estructura son suficientemente resistentes.

Se considera que los métodos y modelos descritos anteriormente son suficientemente sencillos y no requieren explicación adicional. Por tanto en el siguiente punto únicamente se describirá el modelo empleado para el cálculo mediante software, en el que se ha incluido la normativa IAP, española.

IV.3. Modelo de cálculo

IV.3.1. Descripción del software

El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de problemas en la ingeniería de las estructuras.

IV.3.2. Descripción del modelo

Se ha planteado un modelo formado por 8 vigas tipo AASHTO V sobre las que descansa una losa representada con elementos tipo Shell. Este modelo se ha utilizado para obtener los esfuerzos provocados por todas las acciones concomitantes que representan el tráfico rodado en la estructura. El modelo representa un vano del puente (que se forma de 10 vanos).

En el modelo se han introducido las siguientes características:

- Materiales de cada elemento

Los materiales definidos son los que se han explicado en apartados anteriores. Se trata de vigas de concreto de resistencia a la compresión de 40 MPa y una losa de concreto de 25 MPa.

Secciones y losa

Se han introducido las secciones de las vigas del tablero, del arco, de los tirantes y la losa del tablero.

- Las secciones de las vigas son tipo AASHTO V.
- La losa se ha modelizado como un elemento superficial unido a las vigas del emparrillado mediante nudos de dimensión finita. De este modo, se han conseguido obtener directamente los esfuerzos en las vigas y en la losa por separado.

Coacciones

El puente se apoya en dieciséis puntos, ocho en un lado y ocho en el otro. Cada uno de estos puntos representa el apoyo de la viga en los neoprenos.

- En todos los casos se considera que las vigas están biapoyadas en los dos extremos del vano.

Se muestran a continuación la imagen del modelo estructural:

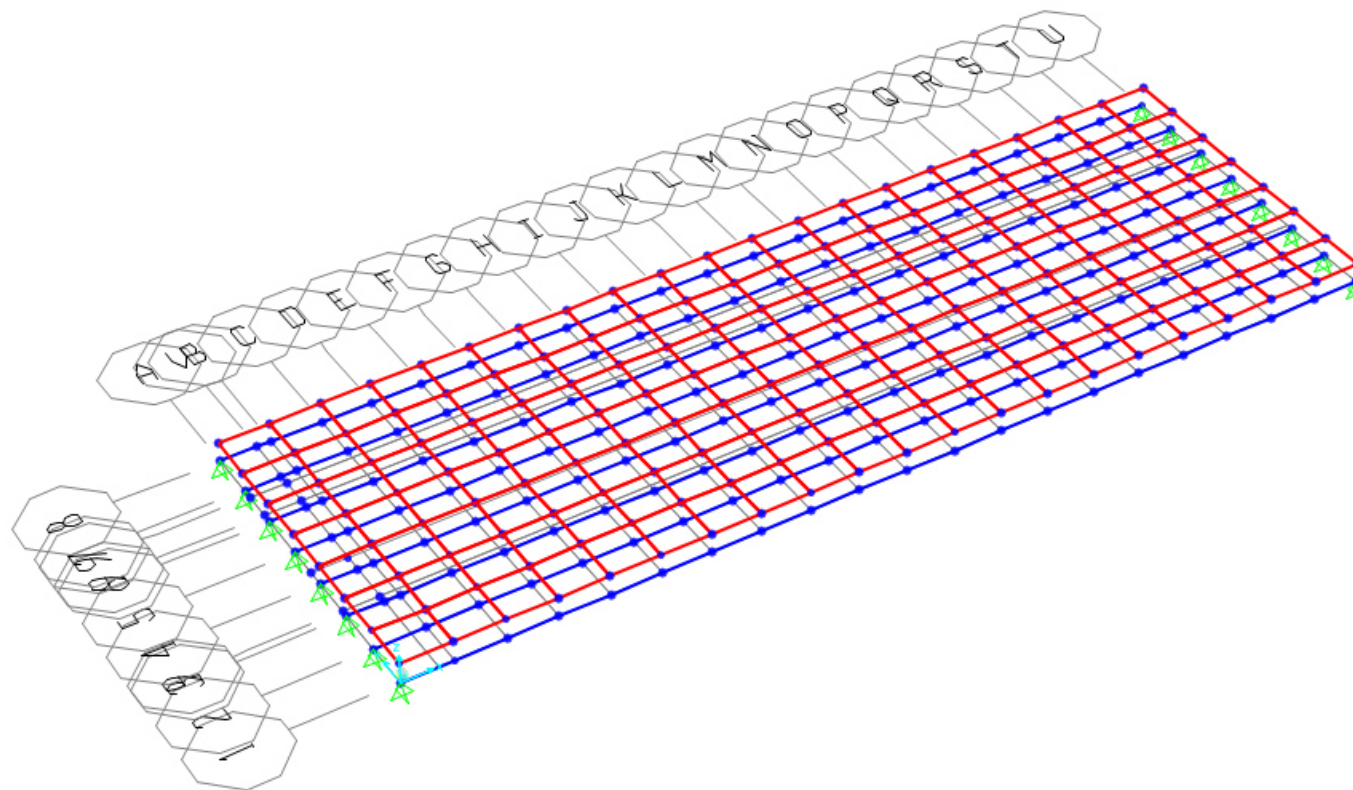


Figura IV.3.2-1. Modelo de análisis en sap2000.

Modelo del puente construido

Sobre el modelo se analizan las cargas debidas a acciones permanentes y acciones variables definidas anteriormente. Por simplificar el cálculo únicamente se analiza la normativa más desfavorable, que resultó ser la IAP.

Con los esfuerzos más desfavorables obtenidos de este modelo se han comprobado y dimensionado los elementos estructurales.

IV.3.3. Acciones sobre el modelo

En este apartado se explica cómo se han aplicado las cargas a los diferentes elementos del modelo de análisis.

Peso propio

Las cargas se asignan automáticamente en función de las dimensiones del elemento y de su material:

- Acero estructural $\gamma = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Hormigón $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Carga muerta

Gracias a la representación del modelo mediante elementos planares, algunas de las cargas pueden incorporarse directamente sobre estos elementos como cargas superficiales (kN/m^2). Este es el caso del pavimento. Otras, como las guarniciones, por su propia naturaleza deben representarse como elementos lineales.

- Pavimento bituminoso
 - Peso específico $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$
 - Espesor $e = 0.12 \text{ m}$
 - Carga superficial $g_1 = \gamma \cdot e = 22 \cdot 0.12 = 2.64 \text{ KN/m}^2$
- Guarnición:
 - Peso específico $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
 - Volumen unitario (un bloque) $A = 0.24 \text{ m}^3$
 - Carga distribuida $g_2 = \gamma \cdot A = 6 \text{ KN/m}$

Barandilla

- Peso específico $\gamma = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Volumen unitario (un soporte) $V = 0.0217$
- Carga puntual cada 2'5 m $g_3 = \gamma \cdot V = 1.703 \text{ KN}$

Acciones variables

Como ya se ha indicado anteriormente se modelizará el vehículo pesado y las cargas de tráfico rodado que recomienda la IAP. Esto es debido a dos razones; la primera que en el cálculo tradicional se observa que es la que da resultados más desfavorables. La segunda es que resulta también más sencillo modelizar este vehículo. El tipo de vehículo es el descrito en el apartado "III.2.2 Valores característicos de las acciones".

Tráfico

Vehículo pesado carril 1

Se ha de tener en cuenta que:

- La separación entre vigas transversales es de 2.5 metros
- La separación entre ruedas del mismo eje es de 2 metros y la separación entre ejes es de 1.2 metros.
- El peso del vehículo pesado es de $2Q_{ik}=2 \cdot 300= 600 \text{ KN}$. De manera que cada eje transmite 300 KN y cada rueda 150 KN.

Para una comprobación general del modelo se analizarán las posiciones de las traveses y las de las ruedas de los vehículos para determinar la contribución de cada vehículo sobre cada traves.

Para ello se dibuja la sección junto con las posiciones de cada rueda.

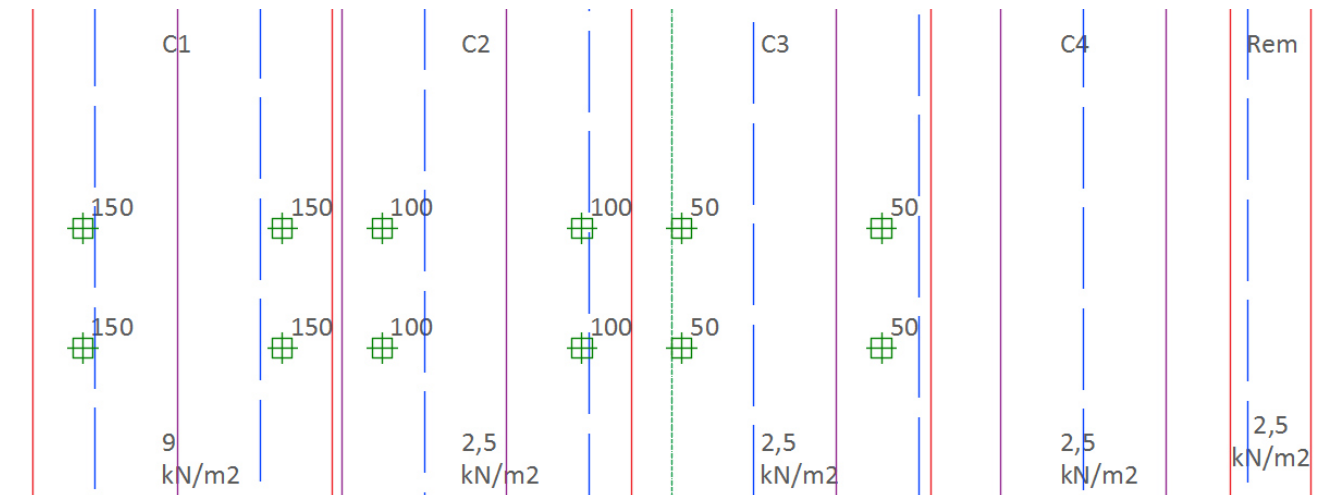


Figura IV.3.2-2. Distribución por áreas remanentes.

En la imagen anterior se observan las traveses en azul a trazos, las ruedas de los vehículos en verde y sus valores de carga (en kN), y la distribución de los 4 carriles virtuales C1-C4 y el área remanente pintados en rojo junto con los valores de las cargas uniformes que sobre cada uno se aplican.

A partir de la imagen anterior se pueden obtener las distancias que guarda cada rueda a la traves correspondiente. Estos valores se muestran en la tabla que sigue:

	Carga	Dist.	%	100-%	Real	Carga	Dist.	%	100-%	Real	total	Ud.
T1	150	0,13	0,08	0,92	138,18	0	0,57	0,35	0,65	0,00	138,18	kN
T2	150	0,23	0,14	0,86	129,09	100	1,23	0,75	0,25	25,45	154,55	kN
T3	100	0,42	0,25	0,75	74,55	100	1,58	0,96	0,04	4,24	78,79	kN
T4	100	0,07	0,04	0,96	95,76	50	0,93	0,56	0,44	21,82	117,58	kN
T5	50	0,72	0,44	0,56	28,18	50	1,28	0,78	0,22	11,21	39,39	kN
T6	50	0,37	0,22	0,78	38,79	0	0,57	0,35	0,65	0,00	38,79	kN
T7	0	1,33	0,81	0,19	0,00	0	0,33	0,20	0,80	0,00	0,00	kN
T8	0	0,02	0,01	0,99	0,00	0	0,57	0,35	0,65	0,00	0,00	kN

En la tabla anterior se muestran los valores de las cargas por rueda de cada vehículo pesado (columna carga) que actúa en cada carril virtual. En la columna de "Distancia" se muestran las separaciones entre la carga puntual y el eje de la traves. En el porcentaje se divide por el total de la separación entre traveses de 1,65 para saber el porcentaje de reparto de carga que le toca a cada viga.

Para entenderlo se añade una imagen del método empleado para distribuir las cargas sobre las traves.

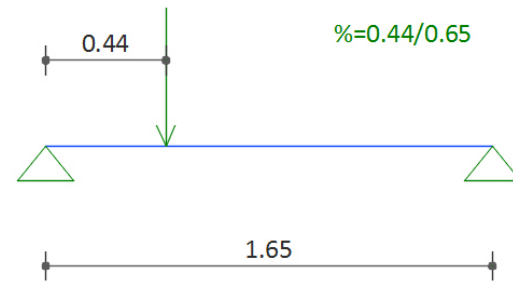


Figura IV.3.2-3. Distribución por áreas remanentes.

Por último se obtiene la carga real sobre cada viga multiplicando el valor de carga por su porcentaje (100-%) y el total sobre cada trabe por suma de los dos reales (que representan izquierda y derecha de la trabe). Cabe mencionar que se trata de uno de los dos ejes que conforman el vehículo, por tanto en el modelo se incluirá dos veces este valor obtenido para cada trabe como fuerza puntual y separados 1,2 m.

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 1:

- Carga puntual 1 $q_{1,1} = 138 \text{ KN}$
- Carga puntual 2 $q_{1,2} = 138 \text{ KN}$

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 2:

- Carga puntual 1 $q_{2,1} = 155 \text{ KN}$
- Carga puntual 2 $q_{2,2} = 155 \text{ KN}$

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 3:

- Carga puntual 1 $q_{3,1} = 79 \text{ KN}$
- Carga puntual 2 $q_{3,2} = 79 \text{ KN}$

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 4:

- Carga puntual 1 $q_{4,1} = 118 \text{ KN}$
- Carga puntual 2 $q_{4,2} = 118 \text{ KN}$

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 5:

- Carga puntual 1 $q_{5,1} = 39 \text{ KN}$

- Carga puntual 2 $q_{5,2} = 39 \text{ KN}$

Por lo tanto las dos cargas puntuales que se situarán en el modelo sobre la viga 6:

- Carga puntual 1 $q_{6,1} = 39 \text{ KN}$
- Carga puntual 2 $q_{6,2} = 39 \text{ KN}$

Separadas entre sí 1,2 metros en la dirección longitudinal de la trabe.

- Sobrecarga uniforme carril virtual 1

- Carga superficial $q = 9 \text{ KN/m}^2$

- Sobrecarga uniforme carril virtual 2, 3 y 4

- Carga superficial $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Sobrecarga uniforme área remanente

- Carga superficial $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IV.3.4. Hipótesis de carga

Las hipótesis de carga, tal y como se comentaba anteriormente van a ser principalmente la combinación del peso propio y cargas muertas con el tráfico. Habrá dos posibles situaciones:

Combinación	NOMBRE	Predominante
1	G1 CARRO CENTRO	USO
2	G1 CARRO APOYO	USO

Estas dos hipótesis hacen referencia a cargar el vehículo pesado en el centro del vano; lo cual es peor para los momentos, o a cargarlo en los apoyos, lo que otorga los mayores cortantes.



IV.4. Interpretación de resultados

Se va a dividir el presente apartado en dos partes. En la primera se verán los Momentos y en la segunda los Cortantes. Para ambos casos se comprobará mediante los métodos tradicionales en primer lugar, y en segundo mediante la modelización informática. Para los casos tradicionales se va a estudiar mediante el uso de gráficas los valores de los momentos mediante el uso del vehículo que propone cada una de las normativas, por tanto se analizarán los efectos de carga viva por tráfico.

Además se quiere comprobar la influencia de dos fenómenos. El primero de ellos consiste en la decisión de incluir cargas distribuidas de tráfico vehicular de forma adicional al vehículo pesado. Este fenómeno se da en la normativa española IAP y en la mexicana IMT, en este último caso para vanos superiores a los 30 m. El segundo consiste en la posibilidad de analizar la estructura mediante un método de áreas tributarias o mediante la distribución transversal por el método Courbon.

Por todo ello, se han dado 4 casos que se analizarán a continuación. Para cada caso se describen las premisas de la situación en que nos encontramos, una pequeña descripción del fenómeno que se observa y unas conclusiones o explicación del mencionado fenómeno. Los 4 casos comentados son:

- Caso 1. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico rodado. Sin distribución transversal del Momento total.
- Caso 2. Con Carga uniformemente repartida de tráfico rodado. Sin distribución transversal del Momento total.
- Caso 3. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico rodado. Con distribución transversal del Momento total.
- Caso 4. Con Carga uniformemente repartida de tráfico rodado. Con distribución transversal del Momento total.

CASOS A ESTUDIAR		
	Sin carga uniforme vehicular	Con carga uniforme vehicular
Sin distribución transversal de la carga	Caso 1	Caso 2
Con distribución transversal de la carga	Caso 3	Caso 4

IV.4.1. Método tradicional

Como se ha indicado se van a plantear los 4 casos mediante métodos tradicionales y bajo el apoyo de una hoja de cálculo Excel. Estos resultados se validarán en el apartado siguiente de comprobación mediante software.

Para generalizar los resultado se han calculado diferentes vanos con un rango entre los 25 y los 40 m de longitud, que suele ser el rango habitual para las estructuras de concreto convencionales.

Los valores de las gráficas representan el momento o el cortante que se da en un puente debido a la combinación de las cargas permanentes junto con las vivas, debidas al tráfico de vehículos. Ambas son verticales. Para no complicar y difuminar los resultados, se ha preferido no incluir el resto de cargas vivas ni cualquier tipo de factor de mayoración de las cargas o combinación de las mismas, con el objetivo de irse a los valores previa la afección de algún tipo de factor.

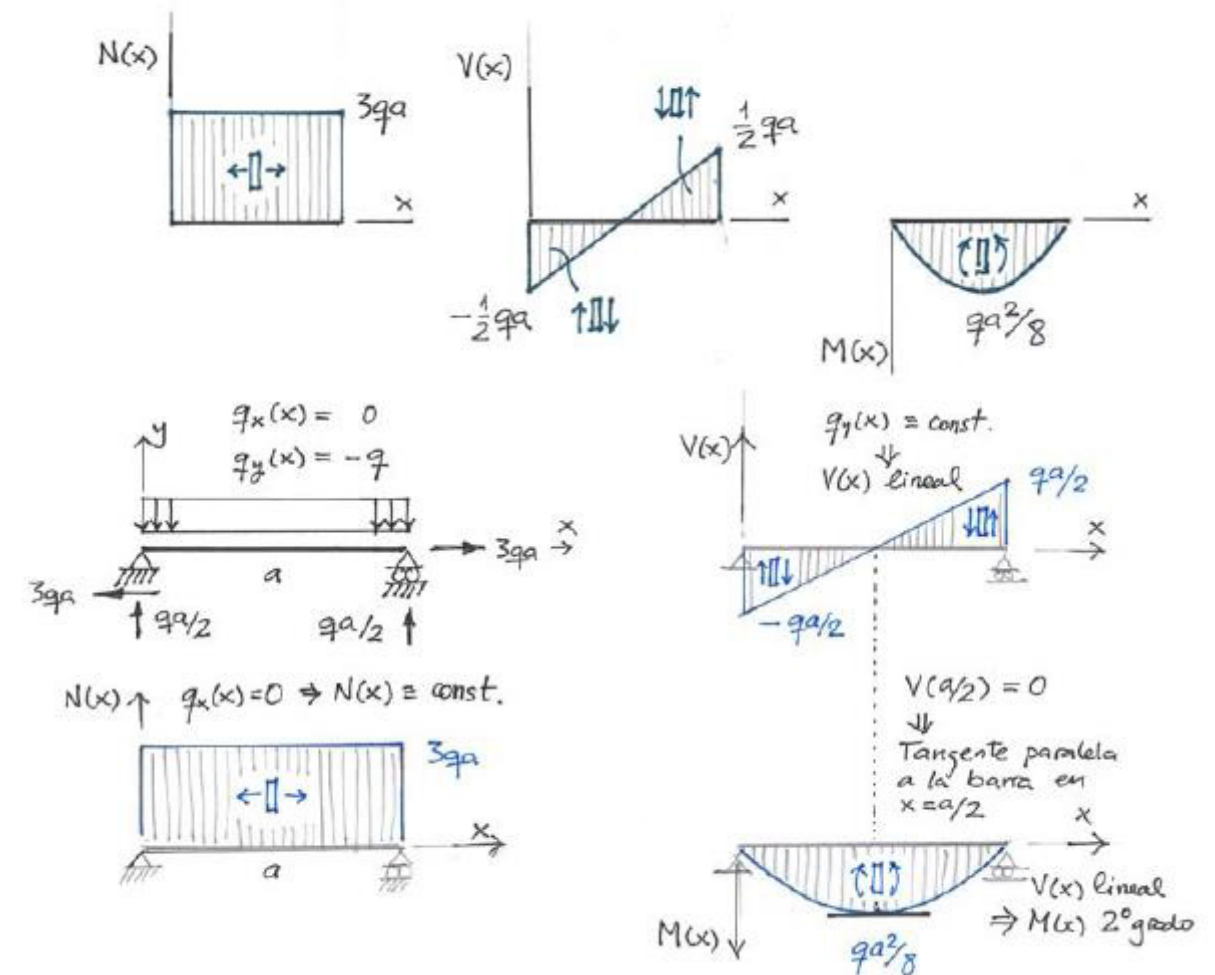
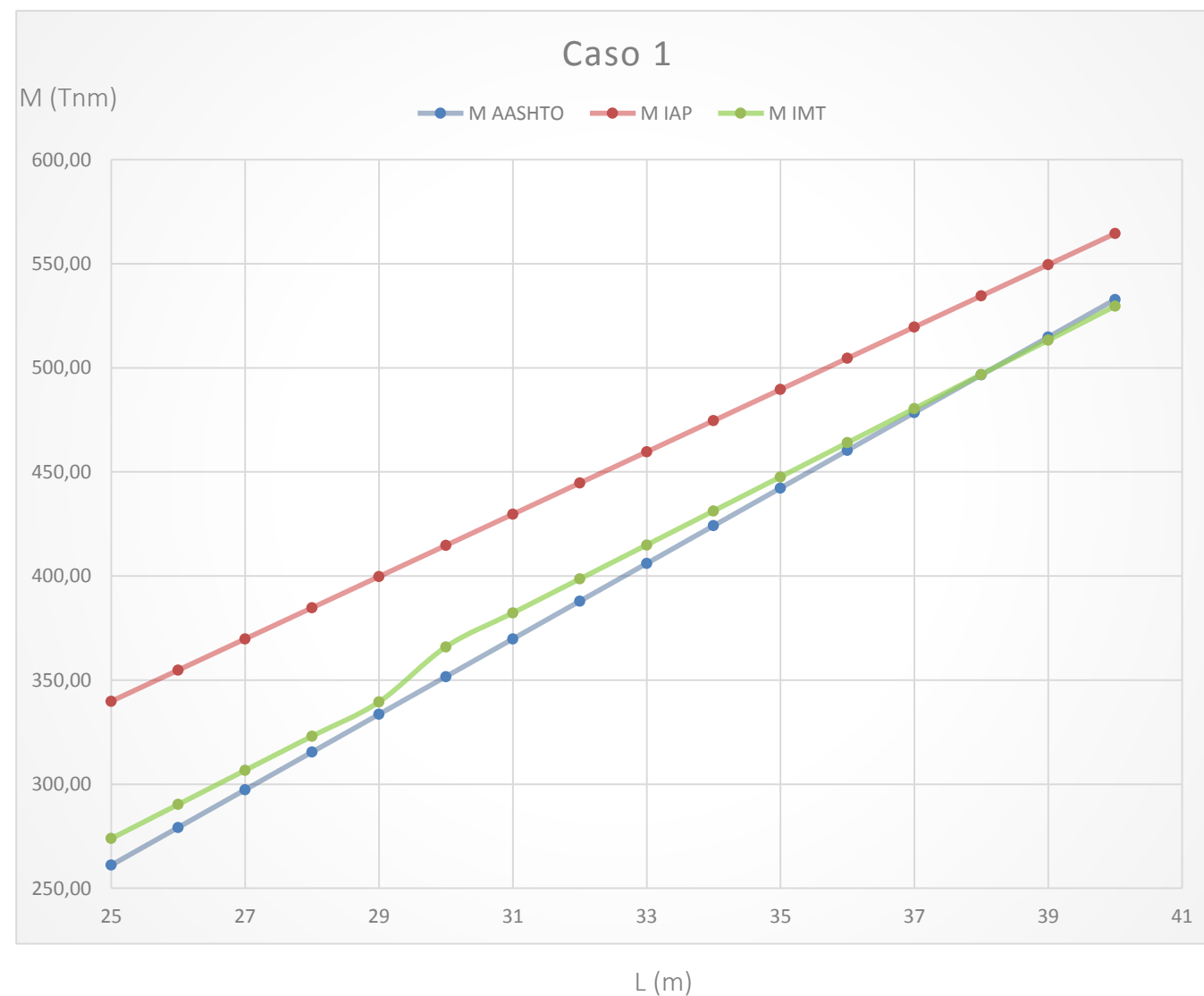


Figura IV.4.1-1. Distribución por áreas remanentes.



Momentos

Caso 1. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Sin distribución transversal del Momento total.



Propuesta

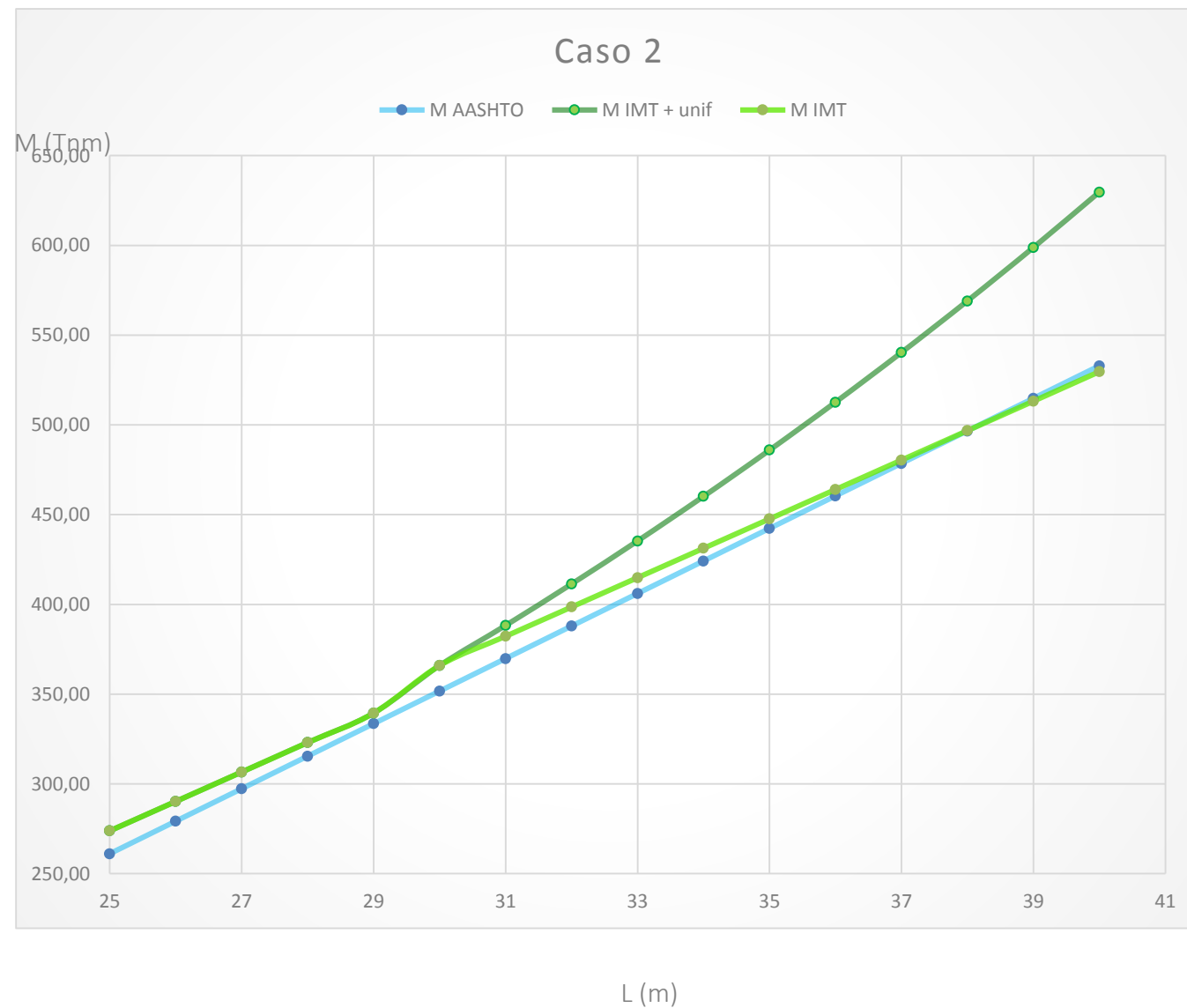
- El momento es para un único camión en la posición más desfavorable.
- El método de cálculo del momento total se hace por líneas de influencia.
- No se incluyen las cargas distribuidas de tráfico vehicular que propone IAP ni IMT.
- No se utiliza el método de distribución transversal (Courbon). Sólo se tiene en cuenta 1 camión.

Descripción del resultado

- El momento que produce el camión propuesto por IAP (60 ton) es mayor que el T3-S2-R4. (72.5ton) hasta los 50 m, a partir de entonces es mayor AASHTO.
- El momento que produce el camión propuesto por IMT (66.5) es mayor, aunque muy similar, que el de AASHTO (72,5) hasta los 38 m de vano, en que se igualan.
- El momento que produce el camión propuesto por IAP es mayor que el IMT.
- Crece con el vano pero crece a más velocidad según el método AASHTO.

Justificación

- La explicación a este fenómeno puede darla que pese al mayor peso del T3 S2 R4, este tiene las cargas más repartidas. Esto afecta en mayor medida para vanos cortos, donde las cargas del camión se pueden ir acercando a los apoyos, generando menor momento. Sin embargo en vanos largos estas distancias se hacen pequeñas en comparación con el largo del vano con lo que este efecto se pierde.
- El máximo por eje según la DGT es de 20 tons, por tanto este valor está algo alejado al que propone IAP de 30 tons por eje. Esto tal vez sirva para contemplar situaciones extraordinarias al tráfico vehicular y comercia, como podría ser el caso de vehículos militares, con condiciones especiales de carga, etc.

**Caso 2. Con Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Sin distribución transversal del Momento total.****Propuesta**

- El momento es para un único camión en la posición más desfavorable.
- El método de cálculo del momento total se hace por líneas de influencia.
- Se incluyen las cargas distribuidas de tráfico vehicular que propone IMT para valores de vano mayores a 30 m. El valor de esta carga distribuida se ha justificado anteriormente en el apartado “III.2.2. Valores característico de las acciones”.

$$w = \frac{10 \cdot (L - 30)}{60}$$

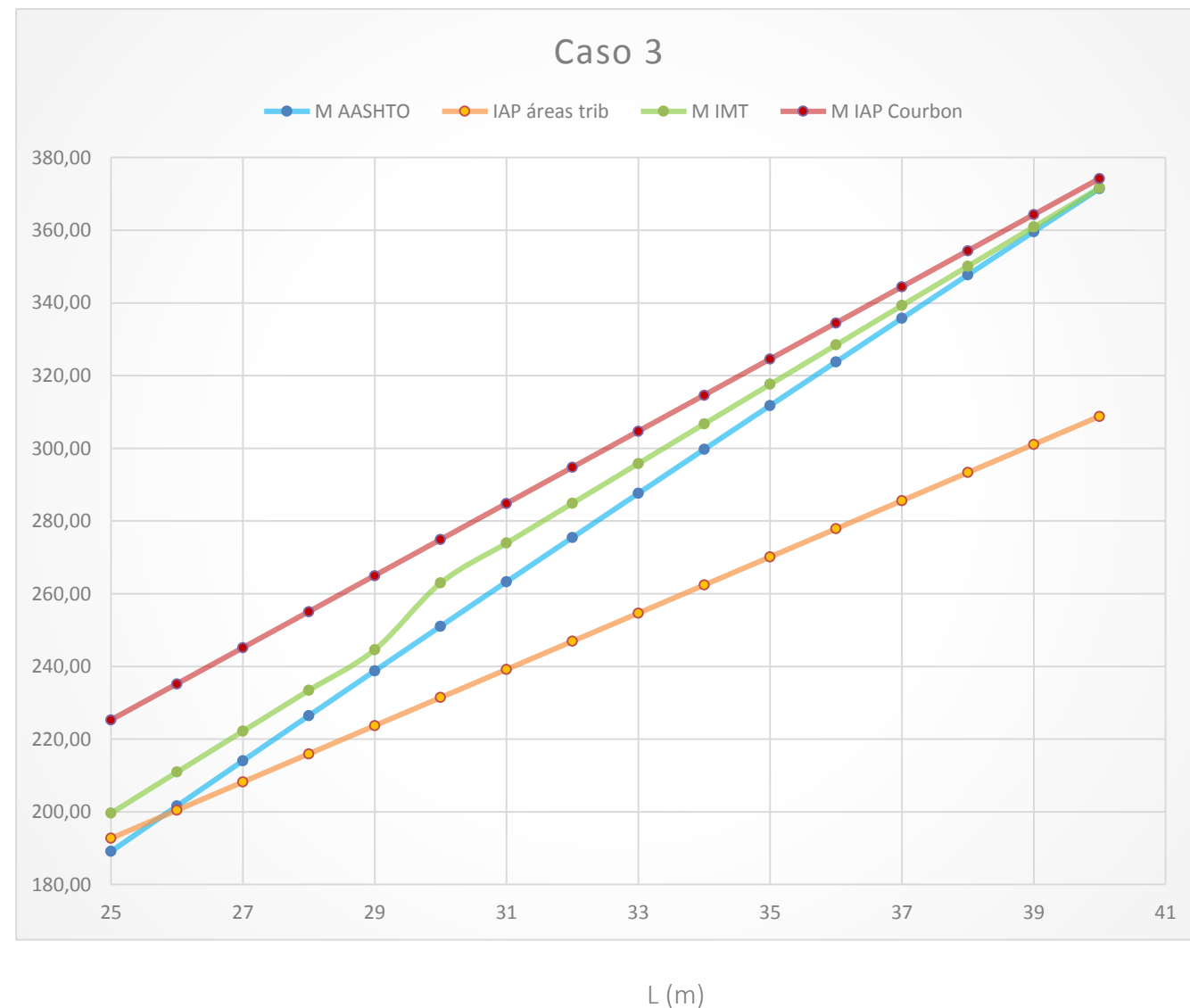
- No se utiliza el método de distribución transversal (Courbon). Sólo se tiene en cuenta 1 camión y la carga distribuida en 1 carril.
- No se incluye la española porque se pretende comparar solo las normativas mexicanas.

Descripción del resultado

- Se observa que la curva que incluye la sobrecarga de tráfico vehicular (sobrecarga uniformemente distribuida en el carril virtual 1 a lo largo de todo el puente) comienza a diferenciarse a partir del vano de 30 m y crece conforme crece el mismo. Es a partir de esta longitud de vano que se diferencia la normativa IMT de la AASHTO.

Justificación

- La conclusión sobre este punto es que IMT perjudica vanos mayores. Una explicación a este fenómeno podría ser que estos vanos son menos habituales y requerirían de un mayor análisis para saber cual es su comportamiento o sobredimensionar sus secciones, ante un mayor desconocimiento.
- Esta normativa también está considerando que en vanos menores sería menos probable que encontraríamos un vehículo pesado (de elevada longitud) junto con gran cantidad de vehículos, ya que el vehículo pesado ocuparía la práctica totalidad del puente. Esto no lo va a considerar la normativa española.

**Caso 3. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Con distribución transversal del Momento total.****Propuesta**

- En este caso se pretende observar como funciona cada una de las normativas ya en su distribución transversal sin la existencia de cargas uniformemente distribuidas.
- Por tanto, no se incluyen las cargas uniformemente distribuidas que proponen IAP e IMT.
- El momento absoluto se ha calculado mediante líneas de influencia para todos los casos
- El método que se ha utilizado para hacer la distribución de cargas de forma transversal es el método Courbon, excepto para el de IAP que se calcula adicionalmente con el método de las áreas tributarias.
- Así podemos tener en cuenta no sólo un único camión, sino varios distribuidos de forma transversal.

Descripción del resultado

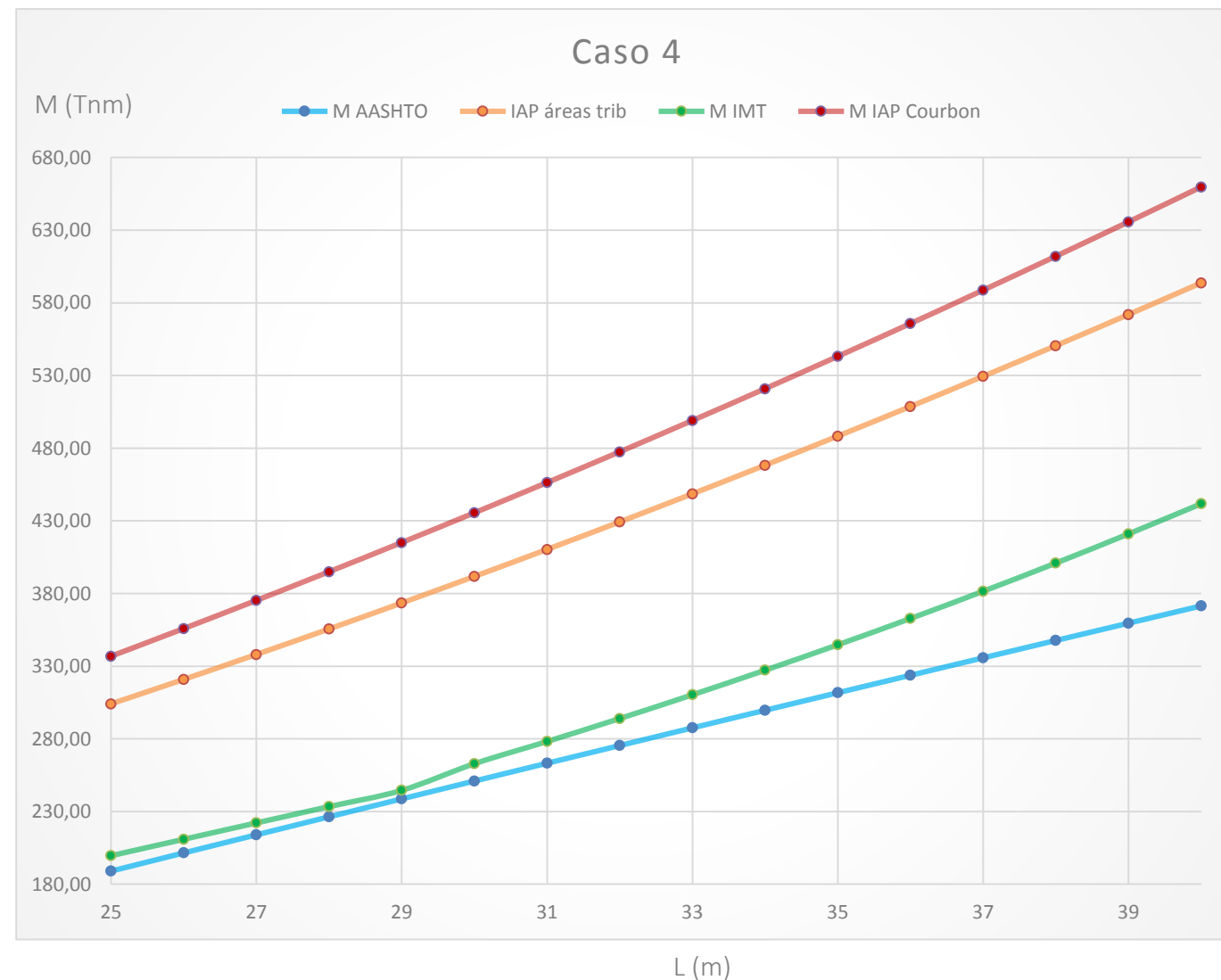
- Calculados por el método Courbon, IAP propone mayores valores de carga que IMT y AASHTO; pero únicamente hasta el vano de 42 m, a partir del cual IMT y AASHTO son mayores.
- Se observa una distribución de momentos menor si se analiza con el método de distribución transversal de áreas tributarias, en comparación con el método Courbon.

Justificación

- En este caso, se observa menor diferencia entre las normativas debido a que IAP considera los pesados adyacentes al pesado principal (60 tons) de menor peso (40 y 20 tons), mientras que las otras dos normativas mantienen el peso original. Este efecto queda en parte atenuado por el hecho de que el carril que supone la IAP es de 3 m, comparado con el de 3,5 de las otras dos normativas. Esto podría afectar en puentes de ancho superior, dónde se pueden producir unas mayores excentricidades.
- Todas las normativas proporcionan valores del mismo orden de magnitud, incluso igualándose para vanos cercanos a los 40 m.
- Se observa que el estudio de los momentos mediante el método de áreas tributarias arroja momentos considerablemente menores, del orden del 16% - 17% que el propuesto por Courbon. Este último es más sencillo de realizar y programar pero se aproxima menos a la realidad, por tanto habría que considerarse su utilización.



Caso 4. Con Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Con distribución transversal del Momento total.



Propuesta

- Para el caso presente se hace la distribución transversal tal y como se vió en el punto anterior.
- El método utilizado para la distribución transversal es el de Courbon y para la IAP se calcula adicionalmente mediante áreas tributarias.
- Se incluye la distribución uniforme que proponen IAP e IMT.

Descripción del resultado

- Los Momentos que proporciona la IAP son mayores a los de las otras dos normativas.
- Se observa una distribución de momentos menor si se analiza con el método de distribución transversal de áreas tributarias, en comparación con el método Courbon (líneas roja y naranja).
- Las normativas IMT y AASHTO son similares pero conforme crece el vano IMT se diferencia al incluir una carga uniformemente distribuida proporcional al vano.

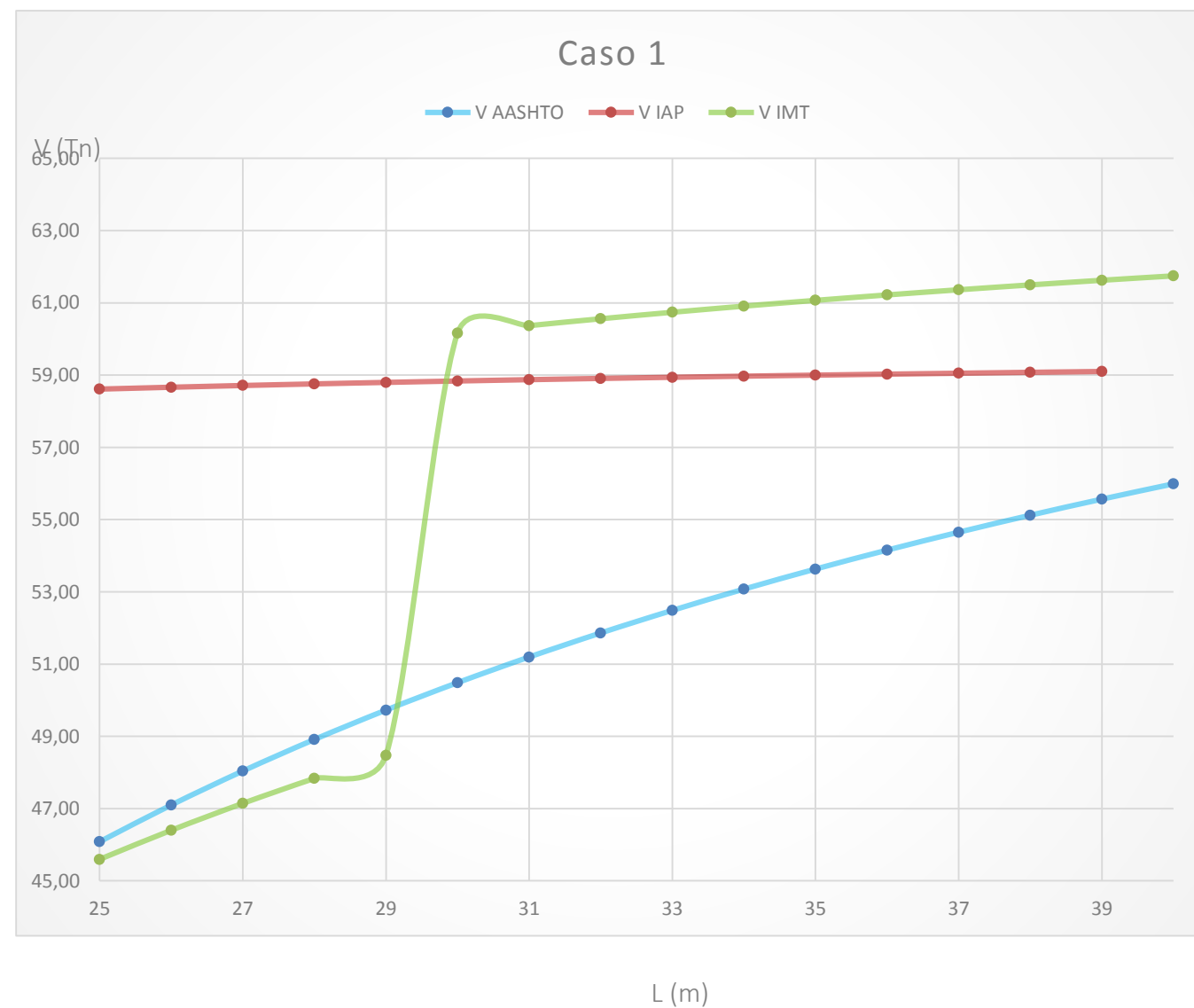
Justificación

- Se trata de la situación más representativa ya que incluye el momento final que debe aplicarse a las vigas.
- Se observa que la normativa IAP está considerando momentos muy superiores a las otras dos, del orden del 36 - 37%, para áreas tributarias. Esto se debe al hecho de incluir la carga uniformemente distribuida, que llega a alcanzar un valor cercano a 1 tn/m^2 . En la realidad esto considera que además del vehículo pesado en el centro se tiene una carga de tráfico debida a vehículos ligeros. Este caso parece razonable que se dé como situación probable en un puente.
- Los valores que proporciona el método Courbon son superiores a los obtenidos por el método de distribución por áreas tributarias, ya que este método es algo más conservador.



Cortantes

Caso 1. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Sin distribución transversal del Momento total.



Propuesta

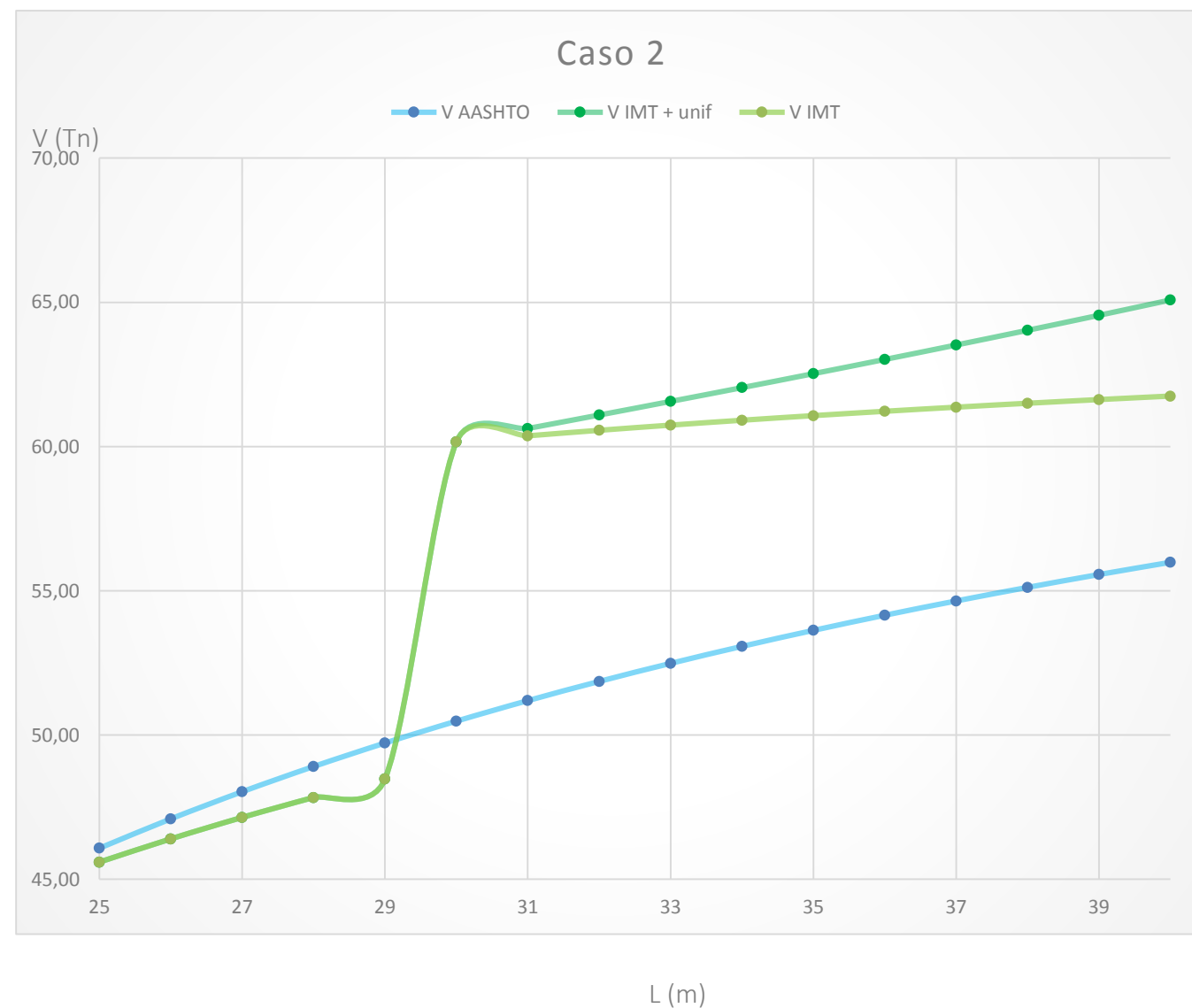
- El cortante es para un único camión en la posición más desfavorable.
- El método de cálculo del cortante total se hace por líneas de influencia.
- No se incluyen las cargas distribuidas de tráfico vehicular que propone IAP ni IMT.
- No se utiliza el método de distribución transversal (Courbon). Sólo se tiene en cuenta 1 camión.

Descripción del resultado

- El cortante que propone IAP es mayor que el de las otras dos normativas para vanos menores a los 30 m.
- La normativa IMT introduce un salto grande para los cortantes de vanos de 29 y 30 m.
- A partir de los 30 m, el momento introducido por el vehículo pesado IMT es mayor al de IAP.
- A partir de los 50 m de vano, el cortante del vehículo pesado que propone AASHTO es mayor al del de la IAP, y desde los 70 m supera también al del IMT.

Justificación

- Para justificar este fenómeno hay que recordar cómo se distribuían los ejes y qué carga total suponía el vehículo. El vehículo más pesado es el que propone AASHTO con 72,5 tons. Este vehículo, pese a ello, tiene su carga distribuida en más ejes, por lo que sus cargas se van alejando de los apoyos considerablemente. Por lógica, esto afecta en mayor medida en cuanto menor es el tamaño del vano. El vehículo de la IMT tiene una carga intermedia de 66,5 tons. Su distribución de ejes permite que las cargas se separen más para vanos menores de 30 m. A partir de los 30 m, cambia el vehículo de forma que concentra más sus ejes y por ello se observa el salto de cortantes mencionados, al concentrar una carga mayor más cerca del apoyo. Por último el vehículo pesado de IAP es el de menor peso, 60 tons. Pese a ello, para vanos más pequeños introduce un mayor cortante al estar sus ejes más cercanos del apoyo. Para vanos mayores, este efecto va perdiendo fuerza y pondera en mayor medida que las otras normativas consideran más carga.

**Caso 2. Con Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Sin distribución transversal del Momento total.****Propuesta**

- El cortante es para un único camión en la posición más desfavorable.
- El método de cálculo del cortante total se hace por líneas de influencia.
- Se incluyen las cargas distribuidas de tráfico vehicular que propone IMT para valores de vano mayores a 30 m. El valor de esta carga distribuida se ha justificado anteriormente en el apartado “III.2.2. Valores característico de las acciones”.

$$w = \frac{10 \cdot (L - 30)}{60}$$

- No se utiliza el método de distribución transversal (Courbon). Sólo se tiene en cuenta 1 camión y la carga distribuida en 1 carril.
- No se incluye la española porque se pretende comparar solo las normativas mexicanas.

Descripción del resultado

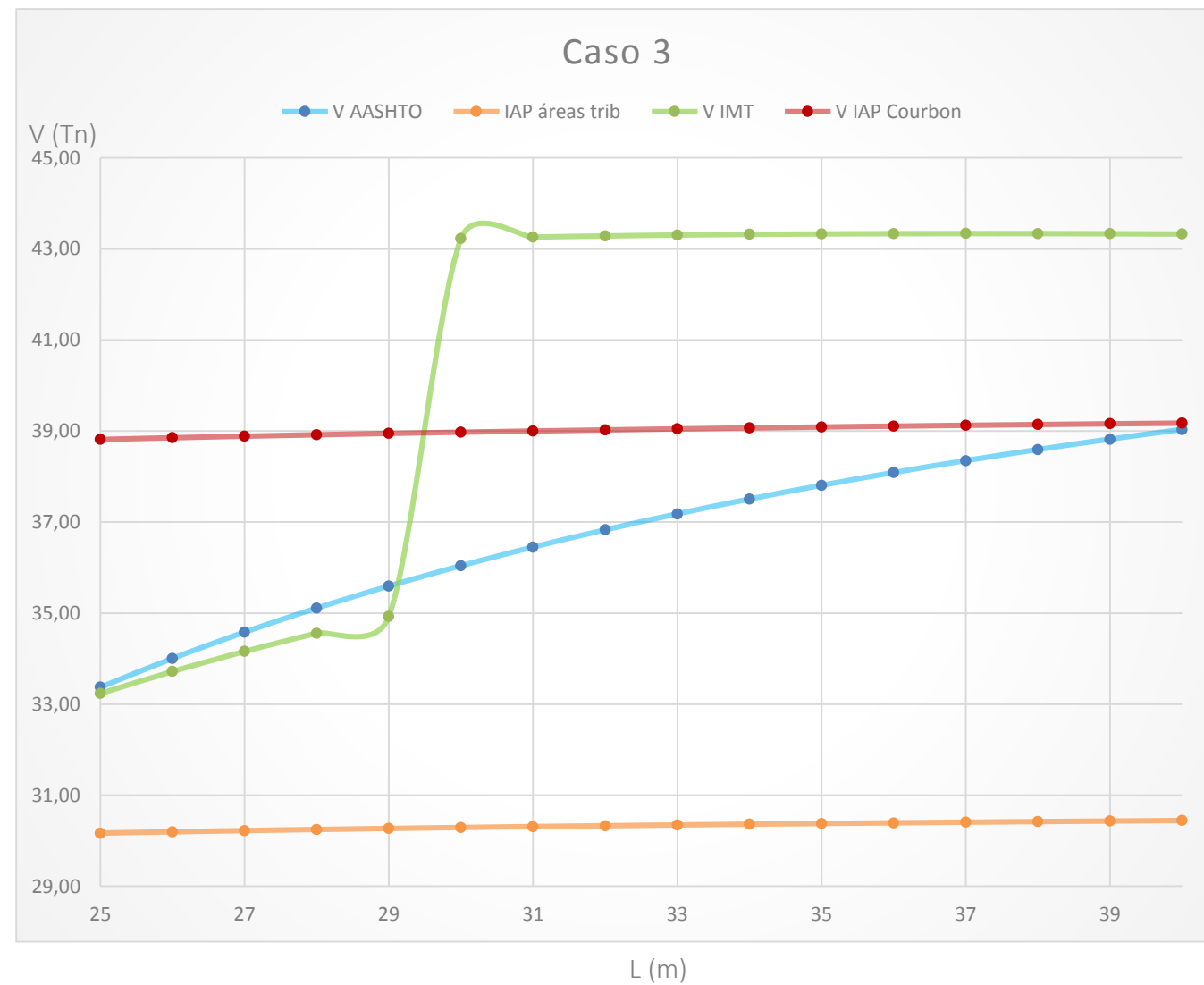
- Se observa que la curva que incluye la sobrecarga de tráfico vehicular (sobrecarga uniformemente distribuida en el carril virtual 1 a lo largo de todo el puente) comienza a diferenciarse a partir del vano de 30 m y crece conforme crece el mismo. Es a partir de esta longitud de vano que se diferencia la normativa IMT de la AASHTO.
- Se vuelve a observar el salto que produce el cambio del vehículo en la normativa IMT.

Justificación

- De nuevo las conclusiones tienen que ver con el tipo de vehículo. El salto para IMT se produce al cambiar el tipo de vehículo.
- Se observa de nuevo cómo la IMT penaliza vanos superiores al introducir esta carga uniformemente distribuida dependiente del tamaño del vano.



Caso 3. Sin Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Con distribución transversal del Momento total.



Propuesta

- En este caso se pretende observar como funciona cada una de las normativas ya en su distribución transversal sin la existencia de cargas uniformemente distribuidas.
- Por tanto, no se incluyen las cargas uniformemente distribuidas que proponen IAP e IMT.
- El cortante absoluto se ha calculado mediante líneas de influencia para todos los casos
- El método que se ha utilizado para hacer la distribución de cargas de forma transversal es el método Courbon, excepto para el de IAP que se calcula adicionalmente con el método de las áreas tributarias.
- Así podemos tener en cuenta no sólo un único camion, sino varios distribuidos de forma transversal.

Descripción del resultado

- La gráfica calculada con el método de áreas tributarias (IAP línea naranja) da valores menores de los cortantes en todos los casos.
- IAP parece dar valores superiores del cortante hasta los 30 m. Desde entonces IMT es la arroja mayores valores. AASHTO también supera IAP a partir de los 40 m.
- Los resultados son comparables a los de la gráfica 1.

Justificación

- Se comprueba el mismo fenómeno que en la gráfica 1 y se justifica de la misma manera por el tipo de vehículo que propone cada normativa, variando número de ejes y pesos totales.
- De nuevo se observa que el método de distribución transversal que propone Courbon es conservador y arroja valores superiores al método de áreas tributarias.



Caso 4. Con Carga uniformemente repartida de tráfico vehicular. Con distribución transversal del Momento total.



Propuesta

- Para el caso presente se hace la distribución transversal tal y como se vió en el punto anterior.
- El método utilizado para la distribución transversal es el de Courbon y para la IAP se calcula adicionalmente mediante áreas tributarias.
- Se incluye la distribución uniforme que proponen IAP e IMT.

Descripción del resultado

- Los Cortantes que proporciona la IAP son mayores a los de las otras dos normativas.
- Se observa una distribución de cortantes menor si se analiza con el método de distribución transversal de áreas tributarias, en comparación con el método Courbon (líneas roja y naranja).
- Las normativas IMT y AASHTO son similares pero conforme crece el vano IMT se diferencia al incluir una carga uniformemente distribuida proporcional al vano, así como una distribución diferente de cargas y ejes. Es por ello que se observa el salto para el vano de 30 m.

Justificación

- Se trata de la situación más representativa ya que incluye el Cortante final que debe utilizarse en el diseño.
- La situación es muy similar a la que teníamos con las distribuciones de los momentos. IAP proporciona cortantes mayores, del orden del 30%, a los que proponen IMT y AASHTO. Esto se debe a la introducción de las cargas uniformemente distribuidas.
- IMT y AASHTO se diferencian a partir de los 30 m, dónde la primera cambia el tipo de vehículo e incluye una carga uniformemente distribuida, lo que da lugar a mayores cortantes generales.
- Los valores que proporciona el método Courbon son superiores a los obtenidos por el método de distribución por áreas tributarias, ya que este método es más conservador.

Conclusiones generales del método tradicional.

- El vehículo pesado parece estar modelizado de forma más adecuada con el vehículo T3-S2-R4, ya que se asemeja más a la realidad. Modelizar dos ejes con cargas concentradas afecta de forma negativa produciendo momentos y cortantes superiores. Pese a ello la forma de modelizar el camión T3-S2-R4 sí resulta más compleja por la cantidad de ejes.
- Los valores de carga propuestos por eje en la normativa española alcanzan a ser 1,5 veces superiores a los máximos permitidos por DGT, ya que los máximos permitidos son de 20 tons y la IAP propone valores de 30 tons.
- El incremento de los momentos debidos a modelizar un vehículo con cargas más concentradas o más distribuidas se da con mayor notoriedad para vanos cortos. Este fenómeno sigue la lógica que dicta que en un vano de menor longitud, tener las cargas distribuidas a lo largo de un mayor espacio (T3-S2-R4 e IMT), provoca que algunas de estas cargas se acerquen hacia los apoyos, generando menor momento. En vanos de mayor longitud, el tamaño del vehículo no afecta de una manera tan marcada y se pueden desarrollar los momentos de forma normal, así como pasaría con cargas concentradas en el centro. Como se veía en las gráficas, y teniendo en cuenta que el T3-S2-R4 es más pesado que el que propone IAP, a partir de los **50 m de vano** y sin considerar cargas distribuidas, ya se observaba que los momentos eran mayores en esta primera normativa.
- La situación que propone IMT para vanos mayores de 30 m, en donde se añade una carga uniformemente distribuida sí supone cierta diferencia pero no se empieza a observar sino hasta vanos superiores. Representa un valor considerable cuando los vanos superan los habituales para estructuras de concreto.
- La carga uniformemente repartida que incluye IAP representa un aumento considerable de los valores de los momentos sobre las vigas. Esta carga puede resultar adecuada ya que define una situación probable en que se den uno o varios vehículos pesados junto con una carga de tráfico vehicular. Tal vez ésta debería reducirse para vanos menores, ya que el carro pesado estaría ocupando gran parte del vano.
- El método de Courbon, pese a su mayor sencillez de aplicación arroja valores del orden del 16 - 17 %, por tanto habría que considerar como más adecuado el método de áreas tributarias, por ser más cercano a la realidad y arrojar valores más adecuados.
- Los resultados que se obtienen siguiendo la IAP son muy superiores (36 % mayores), por tanto esta normativa sobredimensiona respecto a la mexicana. El costo del puente aumenta si se sigue esta normativa. Pese a ello la situación que propone no está tan alejada de la realidad.

Se pretende validar estos resultados mediante el cálculo con software.

IV.4.2. Modelo elementos finitos

En el apartado actual se van a presentar los resultados obtenidos mediante la modelización del puente en programa informático para la normativa española IAP.

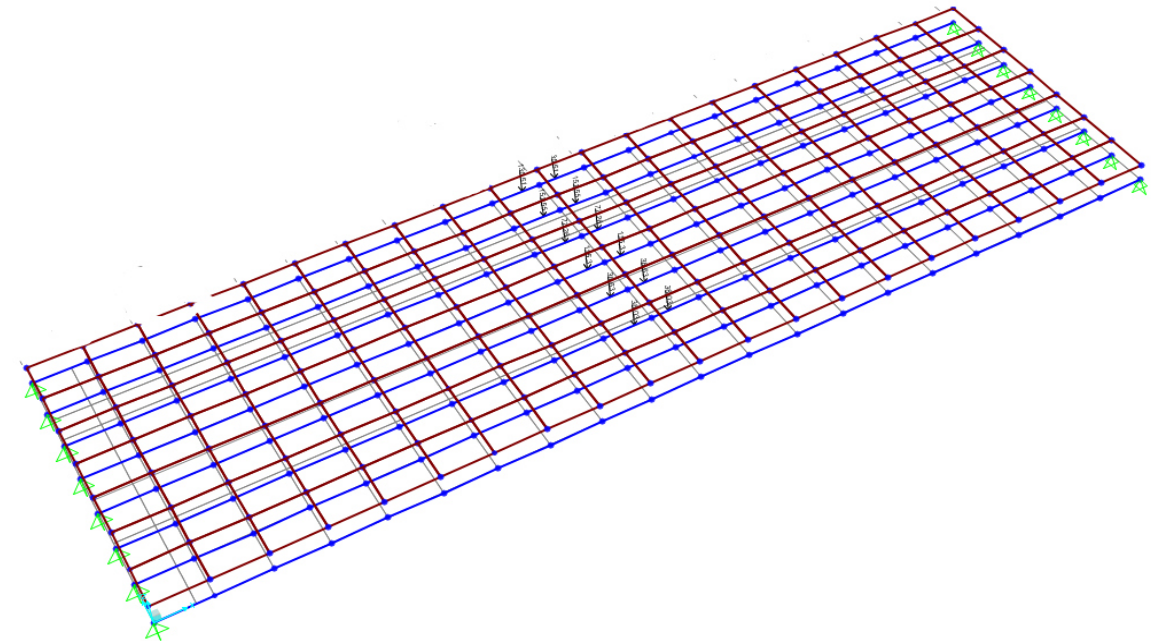


Figura IV.4.2-1. Modelo de cargas.

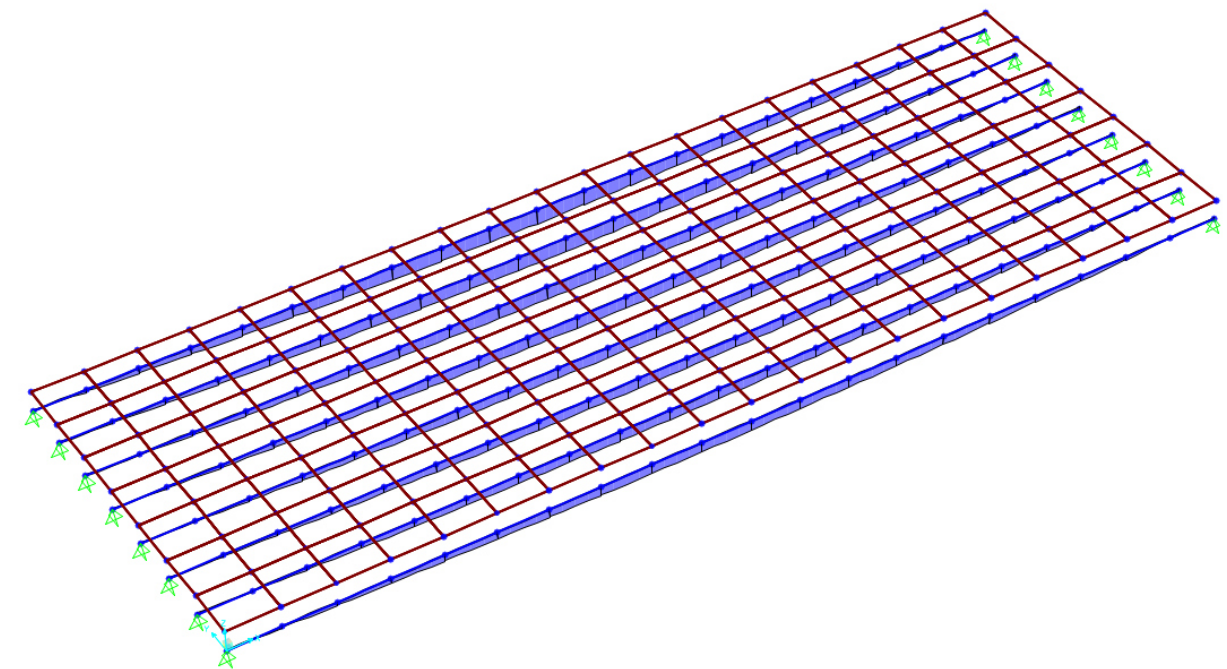


Figura IV.4.2-2. Momentos combinación peso propio + muertas + vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas

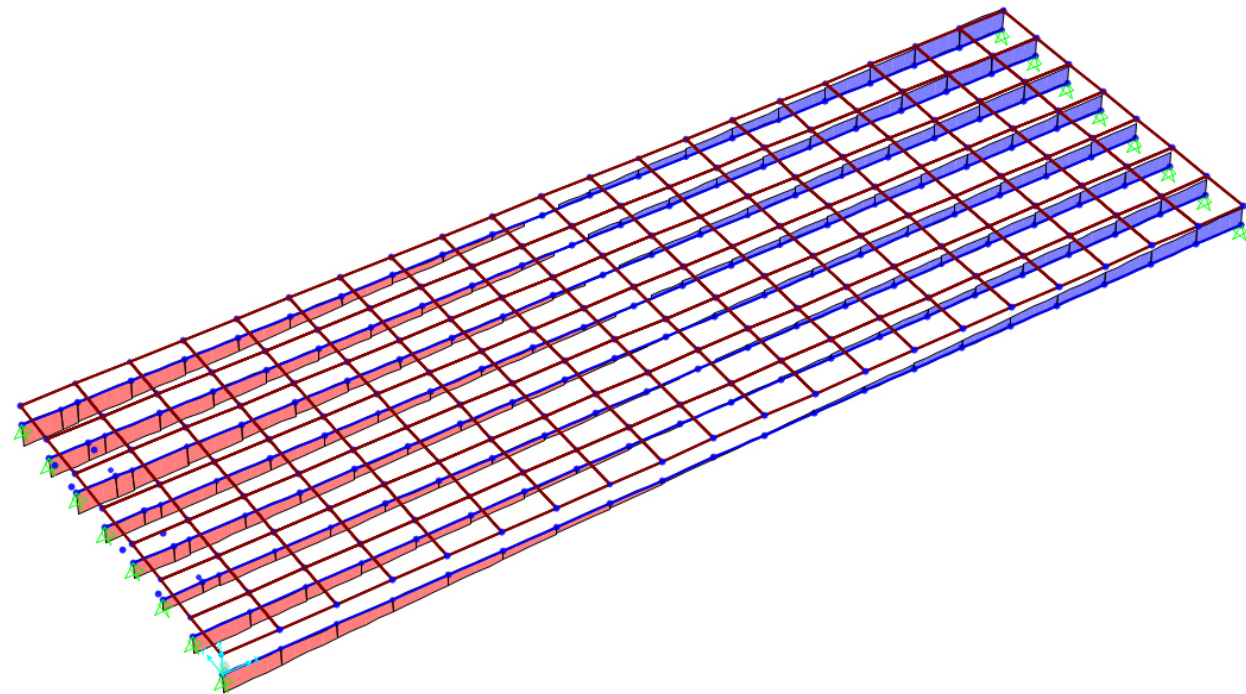


Figura IV.4.2-3. Cortantes combinación peso propio + muertas + vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas

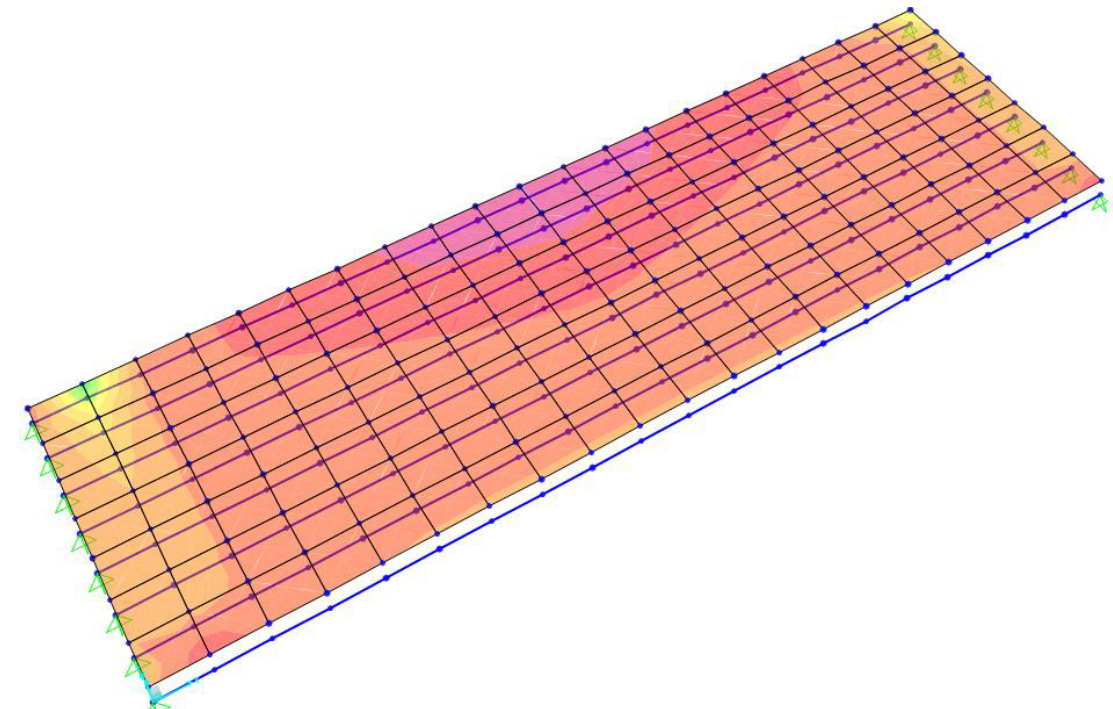


Figura IV.4.2-5. Esfuerzos en la losa vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas. Momento Transversal.

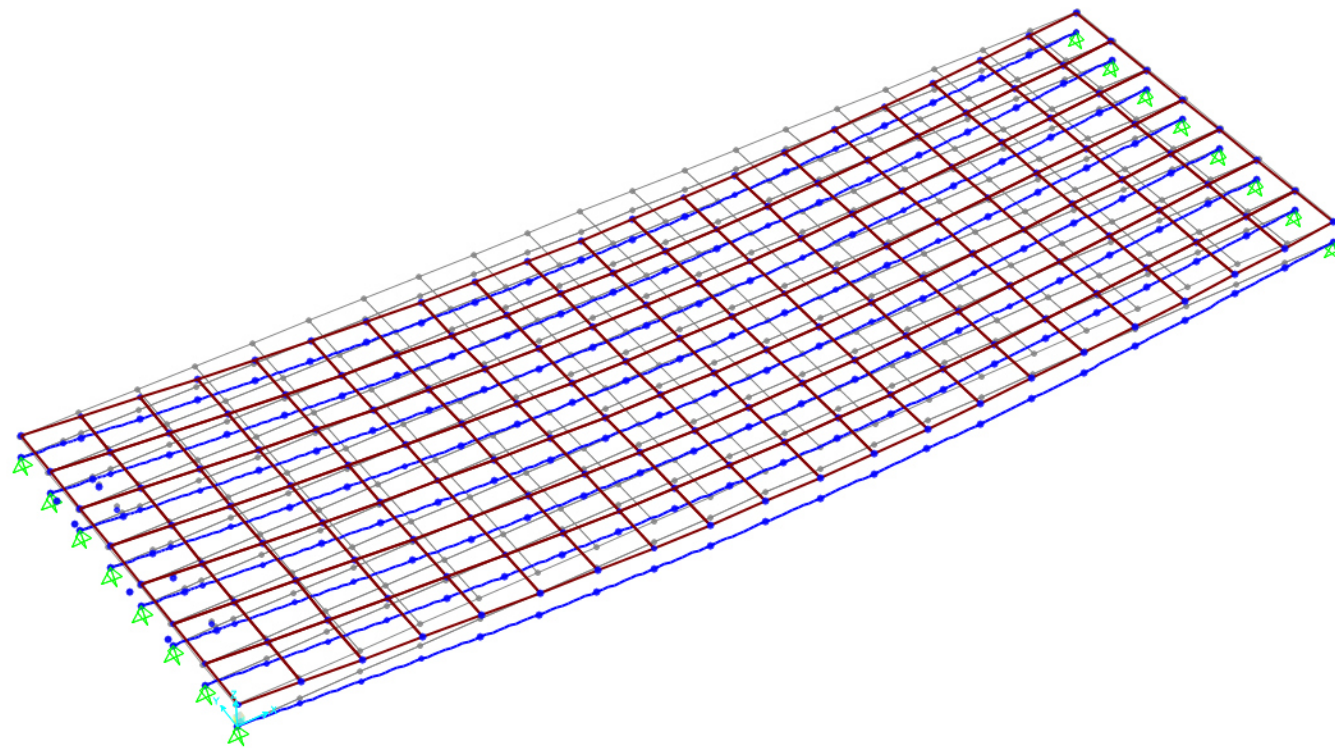


Figura IV.4.2-4. Flechas combinación peso propio + muertas + vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas

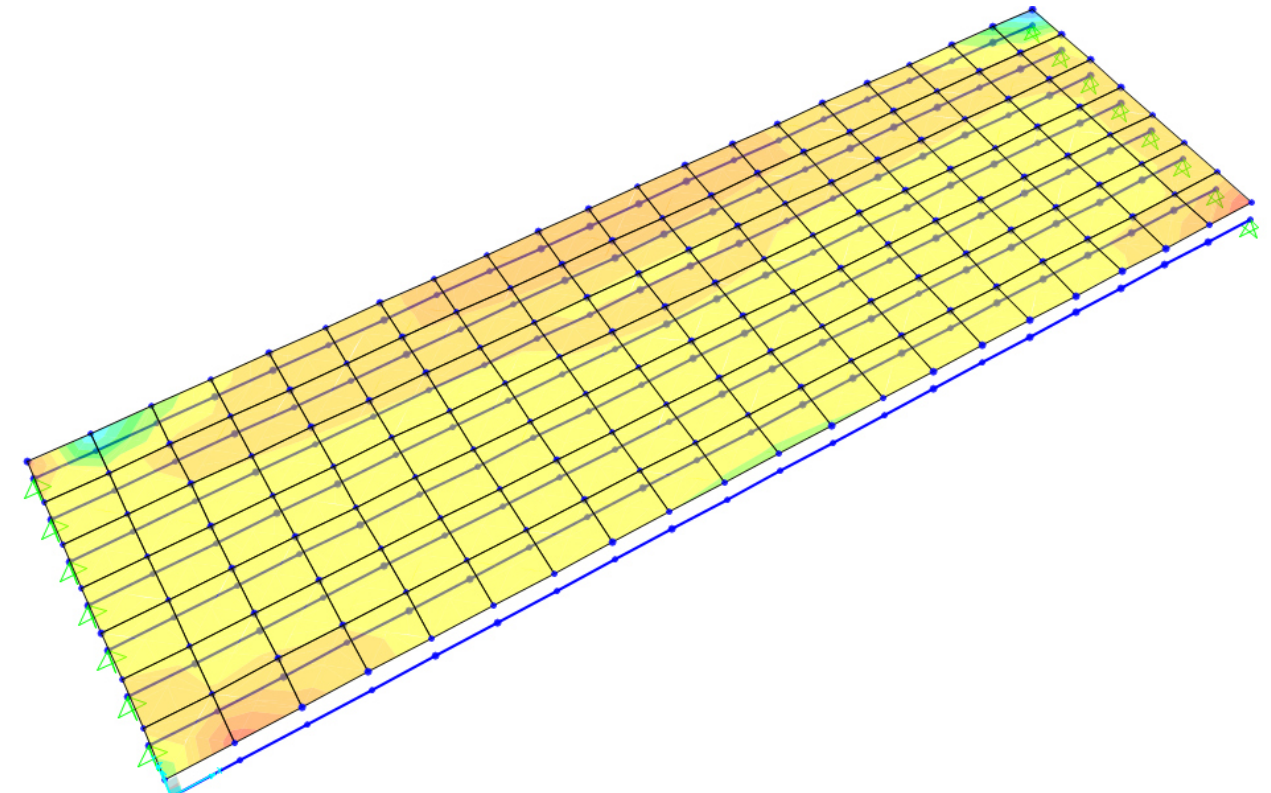


Figura IV.4.2-6. Esfuerzos en la losa vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas. Momento Longitudinal.

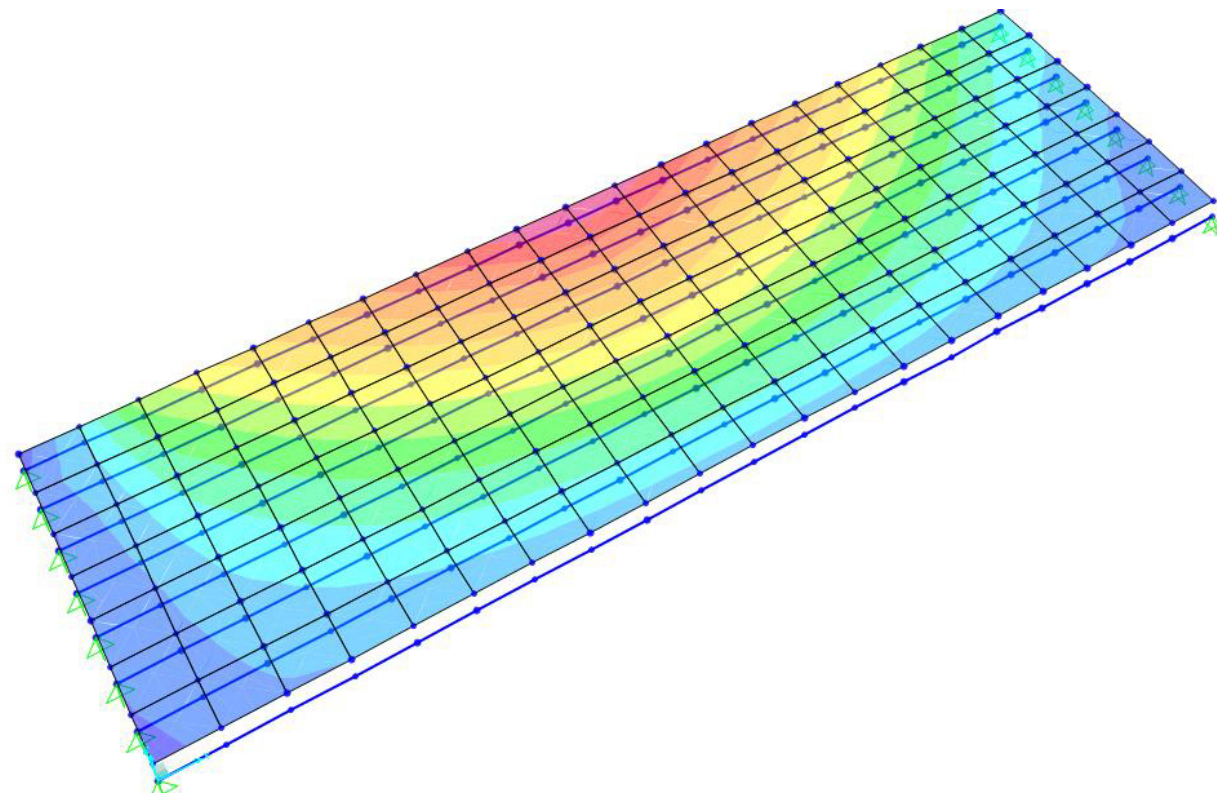


Figura IV.4.2-7. Esfuerzos en la losa vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas. Axil dirección Longitudinal.

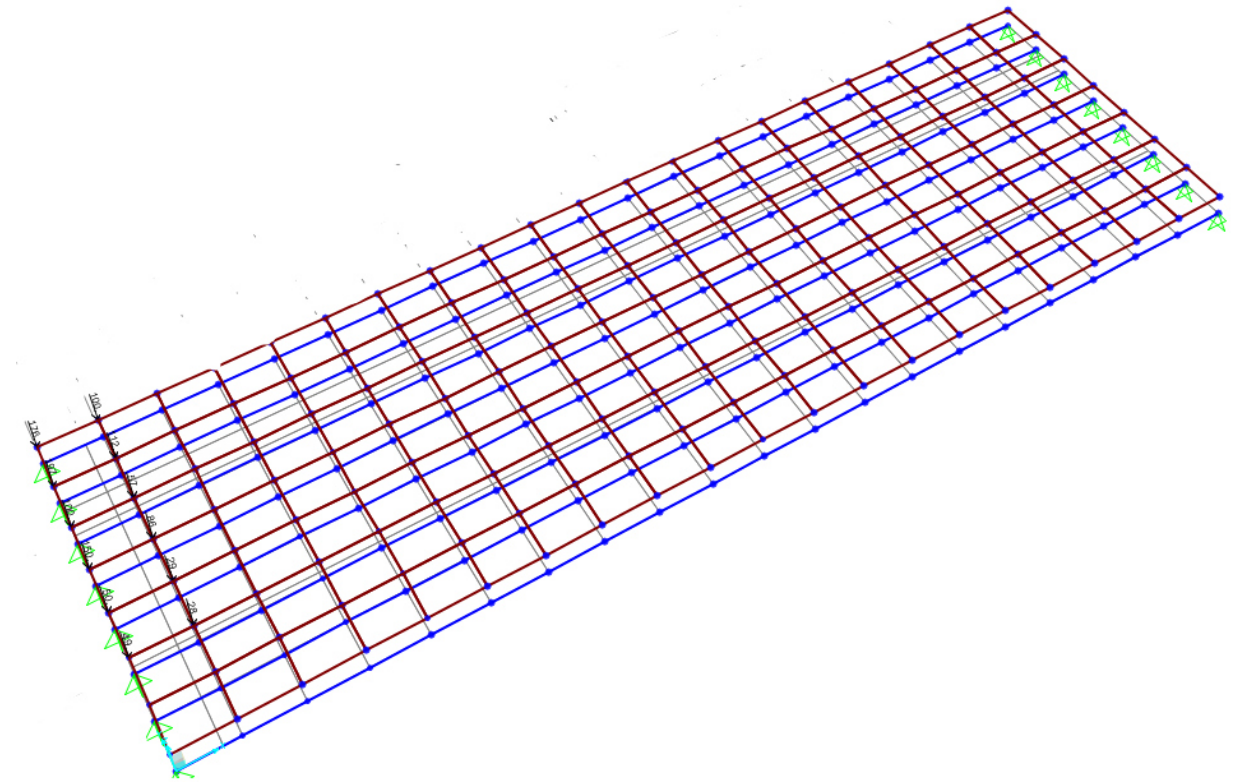


Figura IV.4.2-9. Disposición de vehículos pesados para cortante.

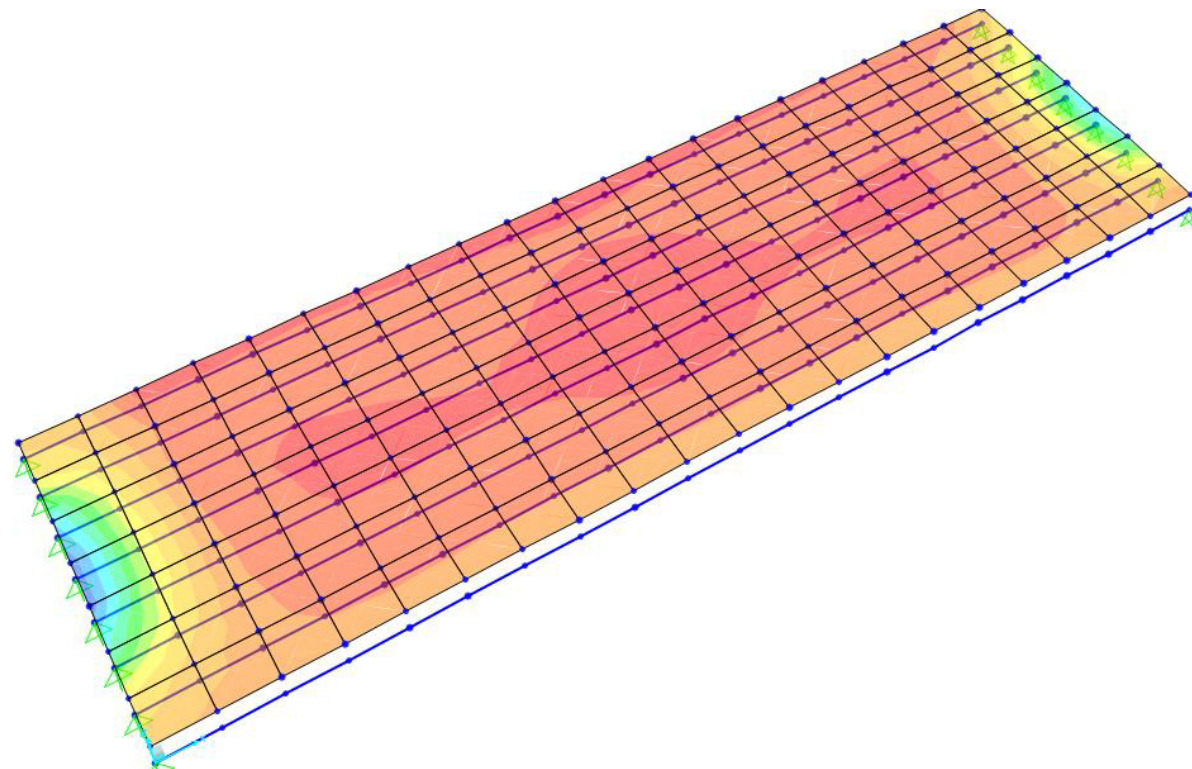


Figura IV.4.2-8. Esfuerzos en la losa vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas. Axil dirección transversal.

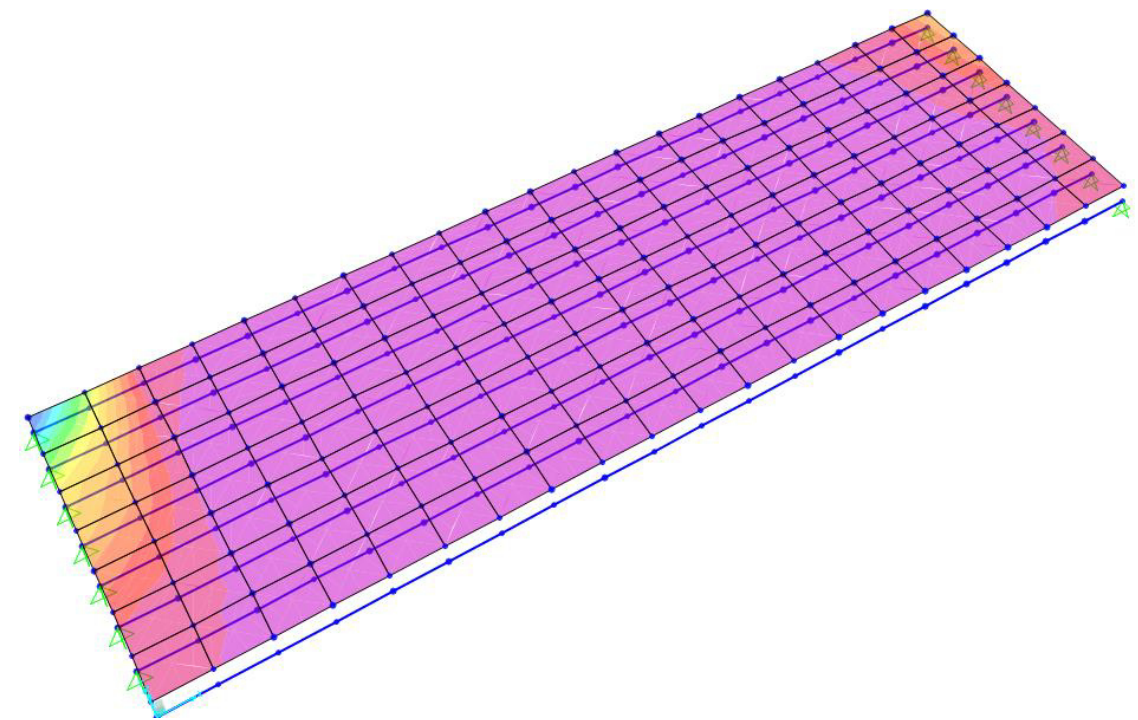


Figura IV.4.2-10. Esfuerzos en la losa peso propio + muertas + vehículo pesado + cargas uniformemente repartidas. Cortante.



IV.4.3. Resumen de resultados

A continuación se muestra una tabla resumen de los resultados obtenidos para cada método para cada normativa. Para esta tabla se toma el valor real del vano más largo del puente, de 34 m.

Esta primera tabla muestra los momentos en tonm:

Vehículo	Método	Sin distribución transversal	Sin distribución transversal	Con distribución transversal	Con distribución transversal
		Sin carga repartida	Con carga repartida	Sin carga repartida	Con carga repartida
T3 – S2 – R4	Courbon	424,17	424,17	299,73	299,73
IAP	Áreas tributarias			262,40	468,24
IAP	Courbon	474,64	1.338,02	314,63	520,88
IMT ≥ 30	Courbon	431,29	460,19	306,75	327,30
IAP	Elementos finitos				355,45

En la segunda se muestran los cortantes en tons:

Vehículo	Método	Sin distribución transversal	Sin distribución transversal	Con distribución transversal	Con distribución transversal
		Sin carga repartida	Con carga repartida	Sin carga repartida	Con carga repartida
T3 – S2 – R4	Courbon	53,08	53,08	37,51	37,51
IAP	Áreas tributarias			30,36	54,58
IAP	Courbon	58,94		39,07	63,34
IMT ≥ 30	Courbon	60,91	62,05	43,32	44,13
IAP	Elementos finitos				41,01

Esfuerzos principales de la losa y flechas de las vigas en tnm/m y metros respectivamente:

Vehículo	Método	Losa	Flechas verticales
IAP	Elementos finitos	3,04	0,084

V. Comprobaciones y dimensionamiento

A partir de los resultados anteriores se pretende analizar los siguientes elementos del puente:

- Vigas: número de torones.
- Losa de concreto: armado.

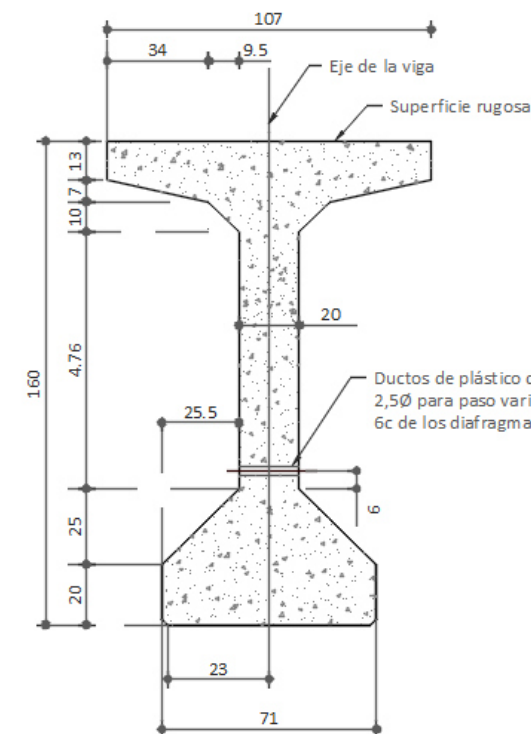
En ambos casos se estudiarán las tensiones máximas que transmiten los esfuerzos principales para cada normativa viendo cual de ellas lleva a diseños más conservadores.

V.1. Vigas

Las vigas están formadas por traves AASHTO tipo V y están preesforzadas con torones de media pulgada de diámetro $\frac{1}{2}''\phi$ de 270 k de baja relajación con resistencia última de 19.000 kg/cm².

El concreto es de 400 kg/cm² de resistencia a la compresión. Sobre la viga se coloca una losa de 20 cm de hormigón armado de 250 kg/cm² de resistencia a la compresión.

A continuación se describen las características geométricas de ambas secciones:



Sección simple:

- Área: 6.463 cm²
- Inercia: 21.565.200 cm⁴
- Cdg a parte superior: 78,69 cm
- Cdg a parte inferior: 81,31 cm
- Módulo superior: 274.052,61 cm³
- Módulo inferior: 265.221,99cm³

Sección compuesta:

- Área: 9.072 cm²
- Inercia: 36.271.920 cm⁴
- Cdg a parte superior: 53,18 cm
- Cdg a parte inferior: 106,82 cm
- Módulo superior: 682.000,02 cm³
- Módulo inferior: 339.575,91 cm³

Figura V.1-1. Sección AASHTO V.

**V.1.1. T3 – S2 – R4**

Para determinar el número de torones se requiere en primer lugar de los resultados obtenidos en el apartado anterior. Como resultado de la combinación de cargas se obtuvo un momento de 299,73 tonm. Además, del cálculo se puede obtener una historia de tensiones según las cargas y el tipo de sección en cada paso de la ejecución. A continuación se muestra una tabla con las tensiones que ha de sufrir la viga a lo largo de todo el proceso:

1. Tesado de los torones.
2. El peso propio empieza a cargar la viga. No se debe superar la resistencia a compresión de la viga.
3. Actúan las cargas de losa y cargas muertas adicionales.
4. Actúan las cargas vivas. En esta última situación no deben permitirse tensiones

		Tensión fibra superior	Tensión fibra inferior	Acumulado tensiones fibra superior	Acumulado tensiones fibra inferior
Tesado	Sección simple	-55,97	241,93		
Peso propio	Sección simple	81,79	-84,51	25,81	157,42
Losa	Sección simple	41,76	-43,15	67,57	114,27
Muertas	Sección compuesta	12,40	-24,90	79,97	89,37
Vivas tráfico	Sección compuesta	43,95	-88,27	123,92	1,10

Se indica si las características son las de la sección simple o compuesta una vez la losa ya trabaja. Hay que estar atento a los dos resultados marcados en negro ya que son los que van a definir si la losa resiste o no. El acumulado bajo el peso propio define si en la situación de destesado las tensiones que introducen los torones son superiores a la resistencia del concreto. Por otro lado el acumulado para las vivas no ha de bajar del cero para que no se produzcan tensiones en la viga.

Estos requisitos son los que determinan el número de torones que la viga necesita. Se considera que los torones tienen un área de 0,9871 cm² y una resistencia última f_{sr} de 19.000 kg/cm² y una efectiva f_i de 0,675 f_{sr} = 14.250 kg/cm². En compresión debe resistir un porcentaje de su máxima (teniendo en cuenta que se destesa cuando alcanza un 90 % de su resistencia).

$$\sum f_{inferior} = f_{pp} + f_{losa} + f_m + f_{cv} = 84,51 + 43,15 + 24,90 + 88,27 = 240,83$$

$$\sum f_{inferior} = 240,83 < \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S_i} = \frac{585.153}{6.463} \pm \frac{585.153 \cdot 68,62}{265.221,99} = 241,93 \quad \checkmark$$

$$e = y_i - \frac{tor_{fila1} \cdot e_1 + tor_{fila2} \cdot e_2 + tor_{fila3} \cdot e_3 + \dots}{torones\ totales} = 81,31 - \frac{13 \cdot 5 + 13 \cdot 10 + 13 \cdot 15 + 11 \cdot 20 + 2 \cdot 25}{52} = 68,62$$

$$P_{tor} = F_p \cdot 0,75 \cdot f_{sr} \cdot A_{tor} = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 19.000 \cdot 0,9871 = 11.253 \text{ kg}$$

$$n^{\circ} \text{ torones} = \frac{P}{P_{toron}} = \frac{585.153}{11.253} = \mathbf{52 \text{ torones}}$$

Donde;

$f_{inferior}$	es la tensión en la fibra inferior, en kg/cm ²
f_{pp}	es la tensión del peso propio, en kg/cm ²
f_{losa}	es la tensión que provoca la losa, en kg/cm ²
f_m	es la tensión de las cargas muertas, en kg/cm ²
f_{cv}	es la tensión de las cargas vivas, en kg/cm ²
e	la excentricidad de los torones, en cm
P	es la fuerza del conjunto de torones, en kg
S_i	es el módulo de la sección inferior; sección simple, en cm ³
A	el área de la sección simple, en cm ²
y_i	distancia del centro de gravedad a la parte inferior, en cm
tor_{fila1}	es el número de torones en la fila 1
e_1	es la distancia desde la base a la primera fila de torones, en cm
P_{tor}	es la fuerza de cada torón, en kg
F_p	es el factor de pérdidas que se suponen de un 20%, por tanto 0,8
f_{sr}	es la tensión última que admite cada torón, en kg/cm ²
A_{tor}	es el área de cada torón, en cm ²

Se ha de comprobar que en la fibra inferior no hayan tensiones ni excesivas compresiones:

$$\sum f_{inferior} - f_{torones} = 241,93 - 240,83 = \mathbf{1,10} > 0 \quad \checkmark$$

$$f_{torones} - f_{pp} = 241,93 - 84,51 = \mathbf{157,42} < f'c \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 400 \cdot 0,54 = \mathbf{216} \quad \checkmark$$

Por todo ello se considera válida la solución de **52 torones**.

V.1.2. IMT

De la misma forma que en el caso anterior se procede al cálculo de las tensiones a partir de las nuevas cargas vivas:

$$\sum f_{inferior} = f_{pp} + f_{losa} + f_m + f_{cv} = 84,51 + 43,15 + 24,90 + 96,39 = 248,94$$

$$\sum f_{inferior} = 248,94 < \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S_i} = \frac{607.659}{6.463} \pm \frac{607.659 \cdot 66,00}{265.221,99} = 250,19 \quad \checkmark$$

$$e = y_i - \frac{tor_{fila1} \cdot e_1 + tor_{fila2} \cdot e_2 + tor_{fila3} \cdot e_3 + \dots}{torones\ totales} = 81,31 - \frac{13 \cdot 5 + 13 \cdot 10 + 13 \cdot 15 + 11 \cdot 20 + 4 \cdot 25}{54} = 68,16$$



$$P_{tor} = F_p \cdot 0,75 \cdot f_{sr} \cdot A_{tor} = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 19.000 \cdot 0,9871 = 11.253 \text{ kg}$$

$$n^{\circ} \text{ torones} = \frac{P}{P_{torón}} = \frac{607.659}{11.253} = \mathbf{54 \text{ torones}}$$

Donde;

$f_{inferior}$	es la tensión en la fibra inferior, en kg/cm ²
f_{pp}	es la tensión del peso propio, en kg/cm ²
f_{losa}	es la tensión que provoca la losa, en kg/cm ²
f_m	es la tensión de las cargas muertas, en kg/cm ²
f_{cv}	es la tensión de las cargas vivas, en kg/cm ²
e	la excentricidad de los torones, en cm
P	es la fuerza del conjunto de torones, en kg
S_i	es el módulo de la sección inferior; sección simple, en cm ³
A	el área de la sección simple, en cm ²
y_i	distancia del centro de gravedad a la parte inferior, en cm
tor_{fila1}	es el número de torones en la fila 1
e_1	es la distancia desde la base a la primera fila de torones, en cm
P_{tor}	es la fuerza de cada torón, en kg
F_p	es el factor de pérdidas que se suponen de un 20%, por tanto 0,8
f_{sr}	es la tensión última que admite cada torón, en kg/cm ²
A_{tor}	es el área de cada torón, en cm ²

Se ha de comprobar que en la fibra inferior no hayan tensiones ni excesivas compresiones:

$$\sum f_{inferior} - f_{torones} = 250,19 - 248,94 = \mathbf{1,24 > 0} \quad \checkmark$$

$$f_{torones} - f_{pp} = 250,19 - 96,39 = \mathbf{165,68} < f'c \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 400 \cdot 0,54 = \mathbf{216} \quad \checkmark$$

Por todo ello se considera válida la solución de **54 torones**.

V.1.3. IAP

Ahora para el caso de IAP:

$$\sum f_{inferior} = f_{pp} + f_{losa} + f_m + f_{cv} = 84,51 + 43,15 + 24,90 + 137,89 = 290,45$$

$$\sum f_{inferior} = 290,45 < \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S_i} = \frac{720.188}{6.463} \pm \frac{720.188 \cdot 66,00}{265.221,99} = 290,64 \quad \checkmark$$

$$e = y_i - \frac{tor_{fila1} \cdot e_1 + tor_{fila2} \cdot e_2 + tor_{fila3} \cdot e_3 + \dots}{torones \text{ totales}} = 81,31 - \frac{13 \cdot 5 + 13 \cdot 10 + 13 \cdot 15 + 11 \cdot 20 + 10 \cdot 25 + 4 \cdot 30}{64} = 66,00$$

$$P_{tor} = F_p \cdot 0,75 \cdot f_{sr} \cdot A_{tor} = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 19.000 \cdot 0,9871 = 11.253 \text{ kg}$$

$$n^{\circ} \text{ torones} = \frac{P}{P_{torón}} = \frac{720.188}{11.253} = \mathbf{64 \text{ torones}}$$

Donde;

$f_{inferior}$	es la tensión en la fibra inferior, en kg/cm ²
f_{pp}	es la tensión del peso propio, en kg/cm ²
f_{losa}	es la tensión que provoca la losa, en kg/cm ²
f_m	es la tensión de las cargas muertas, en kg/cm ²
f_{cv}	es la tensión de las cargas vivas, en kg/cm ²
e	la excentricidad de los torones, en cm
P	es la fuerza del conjunto de torones, en kg
S_i	es el módulo de la sección inferior; sección simple, en cm ³
A	el área de la sección simple, en cm ²
y_i	distancia del centro de gravedad a la parte inferior, en cm
tor_{fila1}	es el número de torones en la fila 1
e_1	es la distancia desde la base a la primera fila de torones, en cm
P_{tor}	es la fuerza de cada torón, en kg
F_p	es el factor de pérdidas que se suponen de un 20%, por tanto 0,8
f_{sr}	es la tensión última que admite cada torón, en kg/cm ²
A_{tor}	es el área de cada torón, en cm ²

Se ha de comprobar que en la fibra inferior no hayan tensiones ni excesivas compresiones:

$$\sum f_{inferior} - f_{torones} = 290,64 - 290,45 = \mathbf{0,19 > 0} \quad \checkmark$$

$$f_{torones} - f_{pp} = 290,64 - 84,51 = \mathbf{206,13} < f'c \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 400 \cdot 0,54 = \mathbf{216} \quad \checkmark$$

Por todo ello se considera válida la solución de **64 torones**.

V.1.4. Elementos finitos

Para el caso de diseño mediante software:

$$\sum f_{inferior} = f_{pp} + f_{losa} + f_m + f_{cv} = 84,51 + 43,15 + 24,90 + 104,67 = 257,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum f_{inferior} = 257,23 < \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{S_i} = \frac{627.200,89}{6.463} \pm \frac{627.200,89 \cdot 67,74}{265.221,99} = 258,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

$$e = y_i - \frac{tor_{fila1} \cdot e_1 + tor_{fila2} \cdot e_2 + tor_{fila3} \cdot e_3 + \dots}{torones\ totales} = 81,31 - \frac{13 \cdot 5 + 13 \cdot 10 + 13 \cdot 15 + 11 \cdot 20 + 4 \cdot 25}{54} = 67,74$$

$$P_{tor} = F_p \cdot 0,75 \cdot f_{sr} \cdot A_{tor} = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 19.000 \cdot 0,9871 = 11.253\ kg$$

$$n^o\ torones = \frac{P}{P_{toron}} = \frac{627.200,89}{11.253} = 56\ torones$$

Donde;

$f_{inferior}$	es la tensión en la fibra inferior, en kg/cm ²
f_{pp}	es la tensión del peso propio, en kg/cm ²
f_{losa}	es la tensión que provoca la losa, en kg/cm ²
f_m	es la tensión de las cargas muertas, en kg/cm ²
f_{cv}	es la tensión de las cargas vivas, en kg/cm ²
e	la excentricidad de los torones, en cm
P	es la fuerza del conjunto de torones, en kg
S_i	es el módulo de la sección inferior; sección simple, en cm ³
A	el área de la sección simple, en cm ²
y_i	distancia del centro de gravedad a la parte inferior, en cm
tor_{fila1}	es el número de torones en la fila 1
e_1	es la distancia desde la base a la primera fila de torones, en cm
P_{tor}	es la fuerza de cada torón, en kg
F_p	es el factor de pérdidas que se suponen de un 20%, por tanto 0,8
f_{sr}	es la tensión última que admite cada torón, en kg/cm ²
A_{tor}	es el área de cada torón, en cm ²

Se ha de comprobar que en la fibra inferior no hayan tensiones ni excesivas compresiones:

$$\sum f_{inferior} - f_{torones} = 258,45 - 257,23 = 1,22 > 0 \quad \checkmark$$

$$f_{torones} - f_{pp} = 257,23 - 84,51 = 172,72 < f'_c \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 400 \cdot 0,54 = 216 \quad \checkmark$$

Se considera válida la solución de **56 torones**.

A continuación se describirá el proceso de cálculo de la losa. Al final de este documento se resumen los resultados y se aportan unas conclusiones sobre los mismos.

V.2. Losa de concreto

La losa de concreto tiene un espesor de 20 cm y va colocada sobre las vigas. Su ancho y pendiente es variable según el punto de la curva del puente que se analice. En este caso se ha considerado el tramo entre el caballete 5 y 6 por tratarse del tramo central, con mayores esfuerzos.

SECCIÓN CENTRADA ENTRE EL CABALLETE 5 Y EL CABALLETE 6 ESTACIÓN 213+676,96 CON ELEVACIÓN DE RASANTE 1.265,67 m
Esc. 1:50

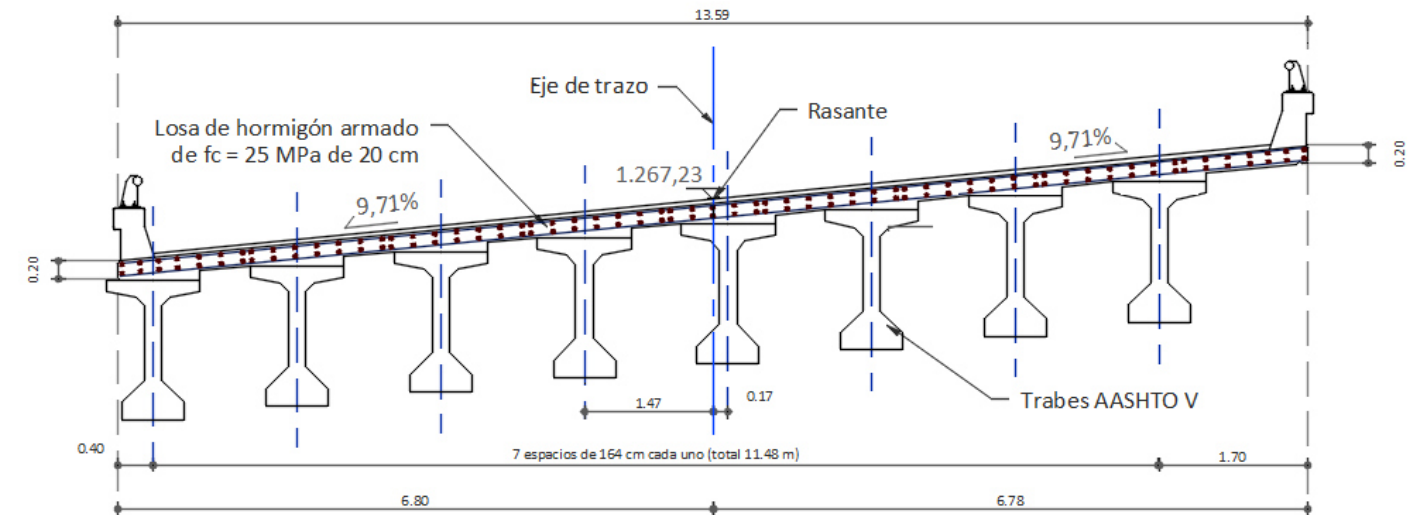


Figura V.2-1. Losa.

Para su cálculo se han considerado 3 casos; el primero es mediante la forma de cálculo habitual en México considerando un vehículo HS-20 sobre la misma. Este caso se armará conforme a la normativa mexicana. En el segundo de los casos se utilizará también el HS-20 pero aplicando el armado que propone la normativa española y su metodología. El objetivo es poder compararlas a igualdad de esfuerzos. El último caso se calcula pero aplicando los resultados que se han obtenido para la losa mediante la aplicación de software.

- Mexicana.
- Española.
- Software y proyecto original.

V.2.1. HS - 20

Para el cálculo de la losa conforme propone la normativa mexicana en primer lugar hay que calcular el claro de diseño (NPRY-CAR-6-01-007):

- Espesor = 20 cm



- Distancia a ejes = 1,64 m
- Claro libre = 0,57 m
- Claro libre + espesor = 0,57 + 0,20 = 0,77

El claro de diseño será **S = 1,64 m**

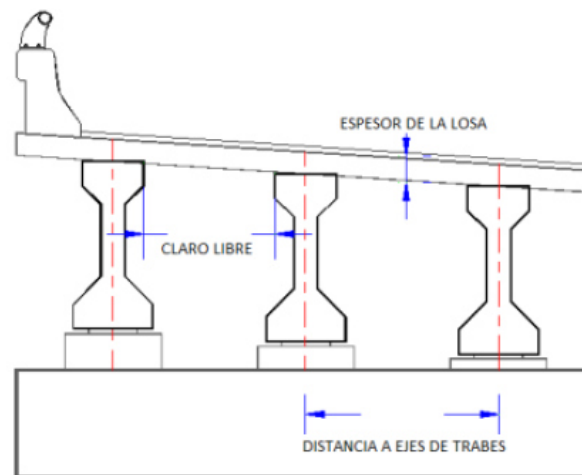


Figura V.2-2. Claro de diseño.

A continuación se puede proceder a calcular las cargas que se aplican sobre la losa:

	Espesor	Peso Volumétrico	Carga repartida w
	m	Kg/m ³	Kg/m
Losa	0,20	2.400	480
Carpeta	0,12	2.200	264
		w_m	744

El momento de la carga muerta es por tanto:

$$M_{cm} = \frac{w_m \cdot S}{8} = \frac{744 \cdot 1,64^2}{8} = 250,13 \text{ kgm/m}$$

Según las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, la carga móvil que rige para el diseño de losas es un HS-20-44 cuya carga por eje es de 14.520 kg, siendo por tanto la carga por rueda de 7.260 kg.

Se puede obtener el momento mediante la siguiente fórmula:

$M_{cv} = (0,10255 \cdot S + 0,0625) \cdot \text{Carga por rueda} = (0,10255 \cdot 1,64 + 0,0625) \cdot 7.260 = 1.674,75 \text{ kgm/m}$
Si se tiene en cuenta el factor de impacto que propone la AASHTO de un 33%:

$$M_{cv+i} = Fi \cdot M_{cv} = 1,33 \cdot 1.674,75 = 2.227,42 \text{ kgm/m}$$

Se tiene que tener en cuenta el factor de continuidad en la losa por existencia de múltiples vigas:

$$M_t = 0,8 \cdot (M_{cm} + M_{cv+i}) = 0,8 \cdot (250,13 + 2.227,42) = 1.982,04 \text{ kgm/m}$$

Este es el momento total que puede aplicarse para la obtención del armado en la losa. Para ello se aplica la teoría elástica:

$$A_s = \frac{M_t}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1.982,04 \cdot 100}{2100 \cdot 0,89 \cdot 17,00} = 6,24 \text{ cm}^2$$

Donde;

- M_t es el momento total, en kgm/m
- f_s es el esfuerzo admisible del acero que se considera de la mitad del último de 4200, en kg/cm²
- j tiene en cuenta el vulvo de compresiones del concreto
- d es el peralte efectivo que es el espesor menos el recubrimiento de 30 mm, en cm

Este método tiene en cuenta una reducción del esfuerzo admisible del acero al 50 % aunque no aplica coeficientes de aumento de las cargas.

El armado requerido es por tanto de 6,24 cm². Se puede probar con con 5 varillas del número 4, según la numeración mexicana, lo que equivale a ½" pulgada o 12 mm en la numeración española. El área total dispuesta es de 6,33 cm², mayor a 6,24 cm².

Se puede obtener la separación entre varillas con la siguiente fórmula, sabiendo que el número 4 tiene un área de 127 mm²:

$$s = \frac{A_{var} \cdot 100}{A_s} = \frac{127 \cdot 100}{6,24} = 20,34 \sim 20 \text{ cm}$$

Por recomendación de la AASHTO se colocará en la parrilla inferior de las losas acero de refuerzo transversal, con el fin de efectuar una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad de acero se estima como un porcentaje del acero principal:

$$A_d = 67\% \cdot A_s = 0,67 \cdot 6,24 = 4,18 \text{ cm}^2$$

Se pueden utilizar de nuevo varillas del número 4 pero en este caso la separación será de 30 cm. Se obtiene un área por metro de 4,22 > 4,18 cm².

El área de acero requerida por efectos de contracción y expansión térmica se determina de la siguiente manera:

$$A_t = \frac{0,75 \cdot b \cdot h \cdot 10}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} = \frac{0,75 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 10}{2 \cdot (100 + 20) \cdot 4200} = 1,49 \quad 2,33 < A_t < 12,7$$

Donde;

A_t	área requerida por contracción y expansión térmica, en cm^2
b	ancho unitario de la losa, en cm
h	peralte de la losa, en cm
f_y	resistencia a la fluencia del acero

Se obtiene un armado A_t de 2,33 cm^2 . La armadura es del número 3, que equivale a 10 mm y se separa cada 30 cm. Se obtiene un área real de 2,36 cm^2 que es mayor a los 2,33 cm^2 requeridos. Se resume a continuación el **armado requerido según la normativa mexicana** y americana:

	Numeración mexicana	Separación	Número
		cm	mm
Inferior perpendicular tráfico	4	25	12
Inferior paralela tráfico	4	30	12
Superior perpendicular tráfico	4	25	12
Superior paralela tráfico	3	30	10

V.2.2. Eurocodigo

Para armar según EHE se sigue el apartado 9.3.1.1 EC. El método de cálculo se basa en un bulbo de compresiones en el concreto y una tracción concentrada en la posición de la armadura:

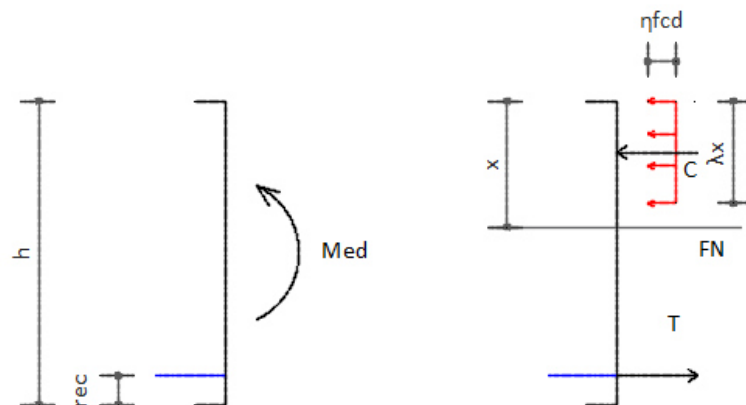


Figura V.2.2-1. Cálculo de losa.

$$M_{ed} = M_{cm} \cdot 1,35 + M_{cv} \cdot 1,5 = 29,43 \text{ kNm}$$

$$C = T = 178,76 \text{ kN}$$

$$C = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,01341 \cdot 1 \cdot 16,67 = 178,76$$

$$M_{ed} = T \cdot (h - x - rec) + C \cdot (x - 0,4x) = C \cdot (h - 0,4x - rec) = 178,76 \cdot (0,2 - 0,4 \cdot 0,013 - 0,03) = 29,43$$

$$M_{ed} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4x - rec)$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \cdot 10.000 = \frac{178,76}{350.000} \cdot 10.000 = 5,11 \text{ cm}^2$$

Donde;

T	es la tracción sobre la armadura en kN
x	es la profundidad de la fibra neutra, en m
b	es el ancho, de 1m
C	es el total de las compresiones
f_{cd}	la resistencia del concreto de 16,67 Mpa
rec	es el recubrimiento de 30 mm
f_{yd}	es la resistencia del acero de 350 Mpa
A_s	es el armado en cm^2

La diferencia con el método visto en el punto anterior es que en este la resistencia del acero no se reduce al 50% sino con un factor de 1,20 y que las cargas sí están mayoradas por los coeficientes de mayoración de las cargas.

Se deben cumplir además las armaduras mínimas y máximas que propone EHE:

Mínima de tracción para control de la fisuración:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 2,56 \cdot 0,1}{200} \cdot 1000 = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$1 > k = 1 - (h - 300) \cdot 7 \cdot 10^{-4} = 1$$

$$f_{ct,eff} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 200 \text{ Mpa}$$

Mínima de tracción para evitar la rotura frágil (mecánica):

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm,fl}}{4,8 \cdot f_{yd}} \cdot b \cdot h = \frac{3,59}{4,8 \cdot 350} \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 10000 = 4,30 \text{ cm}^2$$



$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/100) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\} = \max\{(1,6 - 200/100) \cdot 2,56; 2,56\} = 3,59 \text{ Mpa}$$

Mínima de compresión:

$$A_{s,min} = 0,00099 \cdot A_c = 0,00099 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 10000 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Por tener un acero de 400 Mpa de resistencia.

Máxima de compresión o tracción:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 10000 = 80 \text{ cm}^2$$

Por tanto se debe elegir la mayor entre las mínimas y la de cálculo siempre y cuando sean menores a las máximas. El armado limitante es por control de la fisuración de 5,13 cm².

El armado a disponer será de varillas de 12 mm cada 20 cm (armado dispuesto de 6,33 cm²), tanto en la cara superior como en la inferior en sentido perpendicular al tráfico.

En la dirección longitudinal (paralela al tráfico se tiene:

$$M_{ed} = 18,01 \text{ kNm}$$

$$C = T = 107,94 \text{ kN}$$

$$C = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,0081 \cdot 1 \cdot 16,67 = 107,94$$

$$M_{ed} = T \cdot (h - x - rec) + C \cdot (x - 0,4x) = C \cdot (h - 0,4x - rec) = 107,94 \cdot (0,2 - 0,4 \cdot 0,008 - 0,03) = 18,01$$

$$M_{ed} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4x - rec)$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \cdot 10.000 = \frac{107,94}{350.000} \cdot 10.000 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Donde;

T	es la tracción sobre la armadura en kN
x	es la profundidad de la fibra neutra, en m
b	es el ancho, de 1m
C	es el total de las compresiones
f_{cd}	la resistencia del concreto de 16,67 Mpa
rec	es el recubrimiento de 30 mm
f_{yd}	es la resistencia del acero de 350 Mpa
A_s	es el armado en cm ²

El armado a disponer será de varillas de 12 mm cada 20 cm (armado dispuesto de 6,33 cm²), tanto en la cara superior como en la inferior en sentido perpendicular al tráfico y varillas

Armado EC	Numeración mexicana	Separación cm	Número mm
Inferior perpendicular tráfico	4	20	12
Inferior paralela tráfico	3	30	12
Superior perpendicular tráfico	4	20	12
Superior paralela tráfico	3	30	12

Necesidad de la armadura de cortante.

Si se cumple la siguiente ecuación se considera que no requiere armadura de cortante:

$$V_{Ed} = 200 < V_{Rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,775 + 0,15 \cdot 3,33) \cdot 1 \cdot 0,17 = 245 \text{ kN}$$

Siendo:

$$v = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{1/3} = 0,94 < v_{min} = 0,775$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 \rightarrow 2,00 \leq 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_w \cdot d} = \frac{0,083}{1 \cdot 0,17} \cdot 0,488 \leq 0,02$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \frac{0,075}{1,5} \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,775$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1,28}{0,2} = 6,42 < 0,20 \cdot 16,67 = 3,33$$

$$b_w \text{ menor ancho zona tracción} = 1$$

Ya que el cortante obtenido en el cálculo es de 200 kN y es menor al mínimo de 245, la losa **no requiere armadura de cortante**.



V.2.3. Elementos finitos

Se van a incluir los resultados calculados mediante software así como los del proyecto original para validar los obtenidos:

- Mediante software se obtiene un valor de carga de 3,04 tons/m, mientras que el cálculo manual propone un valor de 2,94 tons/m.

V.3. Cálculos dinámicos

Para resolver el aspecto de las posibles cargas que va a introducir la acción accidental dinámica de sismo sobre la estructura se va a proceder como sigue:

1. Selección de los neoprenos de catálogo.

Se tiene la reacción máxima de cálculo con el vehículo pesado sobre los apoyos de 1.659 kN en ELU. Se puede seleccionar en el catálogo de aparatos de apoyo de Mecnogumba el del tipo 1 (Armados estándar) de 300 x 400 mm que puede resistir una carga máxima de 1.800 kN. Además se conoce que para 4 capas se tiene un desplazamiento máximo de 25,9 mm. La altura total del elastómero es de 37 mm.

2. Obtención de la frecuencia natural del puente. Para ello se cuenta con la masa y con la rigidez de los neoprenos.

La masa se puede obtener sumando todos los pesos propios (vigas y losas) y las cargas muertas (asfalto, parapeto y guarnición).

Masa de la superestructura					
	Área	Masas	Longitud	Número	Total
	m ²	tn/m	m	Nº	tn
Vigas	0,65	1,55	34,00	8,00	421,90
Losa	0,33	0,792	34,00	8,00	215,42
Asfalto	1,54	3,38	34,00	1,00	114,89
Guarnición	0,24	0,576	34,00	2,00	39,17
Parapeto		0,075	34,00	2,00	5,10
					796,49

Para las rigideces de los elastómeros se deben tener en cuenta sus dimensiones y propiedades. Los neoprenos se orientan con la dirección del puente. Esta longitud es de 34,00 m. Los neoprenos miden 400 mm de longitud x 300 mm de ancho. Su módulo elástico es de 600 N/mm² según Mecnogumba.

El valor de la rigidez es por tanto:

$$G = 0,9 \frac{N}{mm^2} \text{ recomendación catálogo mecnogumba}$$

$$k = G \cdot \frac{a \cdot b}{h} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 300}{37} = 2.918,92 \text{ N/mm}$$

Por tanto sabiendo que hay 16 neoprenos por vano se tiene una rigidez total de:

$$K = 16 \cdot k \cdot 1.000 = 16 \cdot 2.918,92 \cdot 1.000 = 46.702.702,70 \text{ N/m}$$

Mediante la siguiente operación se pueden obtener frecuencias y períodos.

$$K - Mw^2 = 20,47 - 796,49 \cdot w^2 = 0$$

Los resultados de esta operación son las frecuencias angulares y períodos de la estructura:

$$w = 7,66 \text{ s}^{-1} \quad T = 2 \cdot \pi / w = 0,821 \text{ s}$$

3. Mediante el espectro de diseño de sonora esta frecuencia se puede convertir en una aceleración sísmica.

Los parámetros sísmicos para las estructuras del tipo B según el reglamento de construcción de Sonora (RCHS) son:

Parámetros sísmicos					
	A ₀	c	T _a (s)	T _b (s)	r
Zona B	0,06	0,24	0,8	3,3	1

- Se conoce que es zona B a partir de la figura V.3-1 que se muestra a continuación.
- Factor de comportamiento sísmico Q = 2, ya que la estructura se conforma de losas y elementos de hormigón.
- Condiciones de regularidad. A causa de que su planta es asimétrica, su largo sobrepasa más de 2,5 veces su ancho, se considera una estructura irregular, con lo cual su factor de irregularidad es FI = 0,8.

Con todo ello se puede obtener el espectro de diseño que se muestra a continuación.

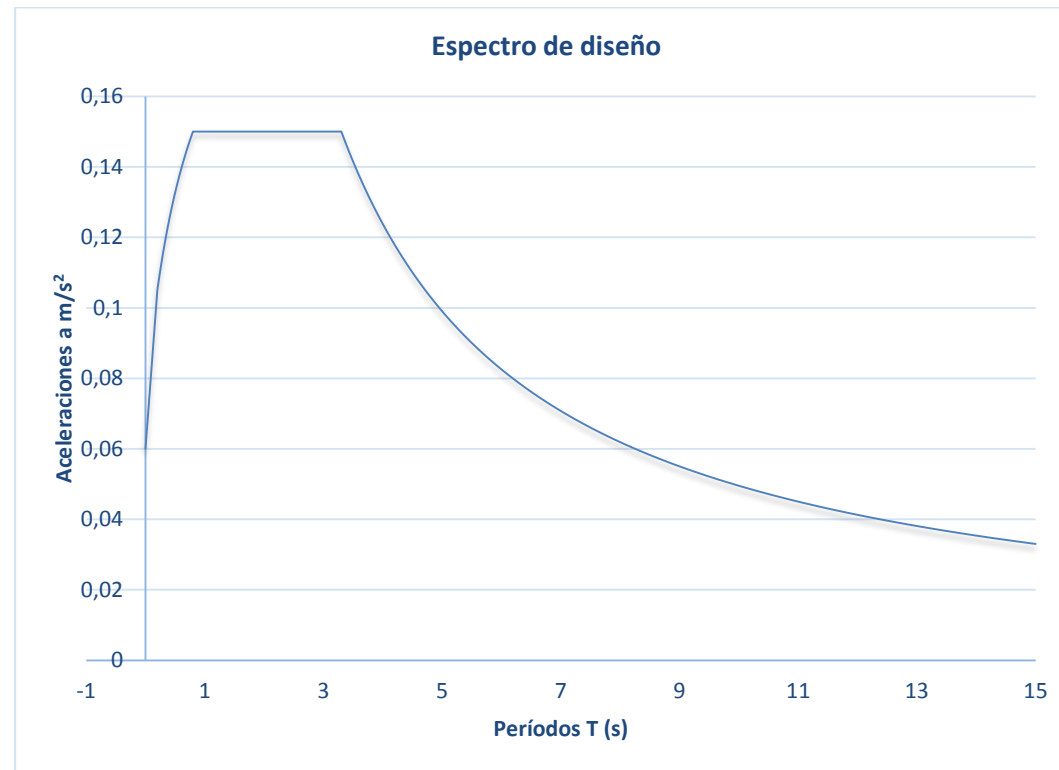


Figura V.3-1. Espectro de diseño.



Figura V.3-2. Regionalización sísmica de la república mexicana.

Para el valor obtenido de 0,821 segundos se tiene un valor de la aceleración de **0,32·9,81 = 3,14 m/s²**

4. Conocidas la aceleración y la masa, se puede obtener la fuerza y desplazamientos y comprobar que el neopreno cumpla.

Para obtener la fuerza horizontal que va a solicitar a los neoprenos se puede aplicar la siguiente fórmula, con las masas y aceleraciones obtenidas anteriormente:

$$F_{total} = a \cdot m_{total} = 3,14 \cdot 796.490/1000 = 2.500 \text{ kN}$$

Por tanto para cada neopreno se tiene una fuerza de:

$$F_{neopreno} = \frac{F_{total}}{n^{\circ}neoprenos} = \frac{2.500}{16} = 156,27 \text{ kN}$$

Se considera por tanto que el neopreno por sí solo no resiste:

Los desplazamientos se obtienen con la fuerza y la rigidez:

$$d_{neopreno} = \frac{F}{k} = \frac{156,27}{2,919} = 53,54 \text{ mm}$$

$$d = 53,54 > d_{max} = 25,9 \text{ mm}$$

Por tanto se ha de considerar que tras el sismo el neopreno deberá cambiarse. Para evitar un fallo completo de la superestructura se deberán colocar topes sísmicos que eviten que la superestructura se salga de los apoyos. Estos topes consisten en unas abrazaderas externas de hormigón a las que se añaden unos topes elastoméricos que absorben parte del desplazamiento y evitan que la estructura caiga.

Se recomienda el uso de abrazaderas y el cambio de neoprenos tras el sismo.



V.4. Resumen de las comprobaciones

En los puntos anteriores se han visto los principales aspectos relacionados con el cálculo de las vigas (torones) y el armado de las losas. Se han analizado distintos métodos de cálculo así como distintas normativas en cuanto al tipo de cargas que proponen y en cuanto a los armados que recomiendan. Todo ello se ha validado efectivamente mediante el uso de software.

Los resultados obtenidos se resumen en las siguientes tablas:

Armado de la losa			
Vehículo	Método	Momentos	Torones
		Tn·m	Nº
T3 – S2 – R4	Courbon	299,73	52
IAP	Áreas tributarias	468,24	64
IAP	Courbon	520,88	68
IMT ≥ 30	Courbon	327,30	54
IAP	Elementos finitos	355,45	56
T3-S2-R4	Proyecto original	-	52

A los resultados vistos anteriormente se añade el que arroja el proyecto original con el fin de validar sus resultados.

Para la losa se obtiene, diámetros en mm separaciones en cm:

Armadura en la losa					
		Mexicana		Española	Software Proyecto original
		HS-20		HS-20	
Carga	tons/m	2,94	2,94	3,04	1,73
Inferior perpendicular tráfico	φ	4	12	12	12
	sep	25	20	20	20
Inferior paralela tráfico	φ	4	12	12	12
	sep	30	30	30	25
Superior perpendicular tráfico	φ	4	12	12	12
	sep	25	20	20	20
Superior paralela tráfico	φ	3	10	12	12
	sep	30	30	30	55

*En la normativa mexicana se incluye la numeración que allí se aplica. Número 4 equivale a 4/8 de pulgada que son 12,7 mm (1 pulgada = 25,4 mm). Puede encontrarse la equivalencia con la española de forma muy sencilla.

Se pueden observar algunos detalles de las tablas anteriores:

- El número de torones calculados para T3-S2-R4 coincide en el método de las líneas de influencia con el del proyecto original y con los que se requiere por elementos finitos.
- El número de torones que se requieren para España es un 35 % superior a los que se requieren para México. Esto es, en la normativa española se ocupan una tercera parte más de torones.
- Los esfuerzos sobre la losa quedan validados mediante el software que arroja resultados muy similares a los calculados mediante métodos tradicionales.
- El armado en la losa es en todos los casos similar. Se denotan pequeñas diferencias en cuanto a las normativas.
- En el armado de la losa no se observan diferencias significativas, no siendo así en el número de torones.



VI. Conclusiones

Se ha llegado a las siguientes conclusiones generales:

- En México habitualmente se utiliza el modelo de cargas del vehículo pesado T3-S2-R4. Este vehículo supone frente a la normativa española (2 ejes de 30 toneladas) un vehículo con mayor peso global y un número elevado de ejes. Este hecho provoca que para puentes más pequeños de 50 m de vano se produzcan momentos más elevados en IAP pese a tener una carga total menor, debido a la distribución de las cargas.
- La normativa mexicana IMT propone una situación intermedia entre el T3-S2-R4 y la IAP al cambiar el tipo de vehículo y la carga distribuida a partir de los 30 m. Esta solución parece adecuarse más a la realidad al considerar que en vanos de mayor longitud la distribución de ejes del vehículo afecta en menor medida a la respuesta del puente y además es más probable encontrar una carga uniformemente distribuida que asemejaría una carga de tráfico vehicular. Esto, sin embargo puede llevar a mayor complejidad de cálculo o modelación.
- La normativa española IAP introduce una carga uniformemente repartida. Esta carga es la causante de que los valores de los resultados aumenten en un 36 % respecto a las instrucciones mexicanas. Esta carga uniformemente repartida parece estar simulando la existencia de tráfico vehicular no pesado. Tal vez podría plantearse una reducción de esta carga para vanos reducidos, como propone IAP, ya que el carro pesado estaría ocupando gran parte del vano y no habría lugar para la existencia de más vehículos.
- El método de Courbon, pese a su mayor sencillez de aplicación arroja valores del orden del 16 - 17 %, por tanto habría que considerar como más adecuado el método de áreas tributarias, por ser más cercano a la realidad y arrojar valores más adecuados. Como era de esperar el cálculo por elementos finitos arroja valores menores de los esfuerzos al incluir el efecto distribuidor de las cargas producido por la losa.
- En general el costo del puente aumenta si se sigue la normativa española IAP. En el caso del número de torones de pretensado se encontraba un aumento de un 23 % (52 según normativas mexicanas y 64 según IAP). Esto queda definido para el caso estudiado de vigas de hormigón pretensado y para los rangos habituales de este tipo de estructuras.
- Los resultados de armado de la losa son similares para los dos países y además coinciden con los resultados obtenidos para el método de elementos finitos, por tanto se validan los armados propuestos.
- Al encontrarse en zona de elevado riesgo sísmico se deberán colocar topes sísmicos en la estructura.



ANEXO AL ANEJO N°2 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA. BIBLIOGRAFÍA.

Tesis

Rodriguez Salazar, F. J. (2008) *Dinámica estructural en los códigos de diseño; Acelerogramas vs. Espectros de diseño*. Tesis doctoral. Uson Universidad de Sonora. México.

Catálogos

Mecanogumba. *Apoyos elastoméricos*. Catálogo de apoyos elastoméricos.

Proyectos

CA (2012). *Proyecto ejecutivo para la ampliación del puente vehicular en la intersección de la carretera federal 45-D y el camino de la comunidad de San Miguel Octopan, en el municipio de Celaya*. México.

LAG S.A. (2015). *Ent. Nogales Libramiento Oriente de Nogales*. México

Normativa

España. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11, Mayo de 2012.

España. Instrucción del acero estructural. EAE. Noviembre 2012.

España. Instrucción del hormigón estructural. EHE-08. 2008

España. Eurocódigo 1: Bases para el proyecto y acciones en estructuras. Noviembre 1998.

España. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Abril de 2013.

España. EHE 08: Instrucción de hormigón estructural. Mayo de 2010.

USA. AASHTO LRFD Bridge design specifications 6yh Ed. 2012.

México. M-PRY-CAR-6-01-007. Proyecto para puentes y estructuras. 2014

México. Manual de proyecto geométrico para puentes SCT.1991.