

# XX CONCURSO SOBRE TEMAS VIALES



## LAS BARANDAS EN LOS PUENTES CARRETEROS: ESTÁTICA Y ESTÉTICA

**DIEGO J. CERNUSCHI**

**DEPARTAMENTO OBRAS DE ARTE – SUBGERENCIA ESTUDIOS Y PROYECTOS – GERENCIA TÉCNICA**

# LAS BARANDAS EN LOS PUENTES CARRETEROS: ESTÁTICA Y ESTÉTICA

ING. DIEGO JAVIER CERNUSCHI

DEPARTAMENTO OBRAS DE ARTE – SUBGERENCIA ESTUDIOS Y PROYECTOS – GERENCIA  
TÉCNICA

## INTRODUCCIÓN

A partir de numerosas inspecciones a distintos puentes emplazados en nuestro territorio provincial siempre nos ha surgido la duda si las barandas de los mismos son capaces de contener en mayor o menor medida a un vehículo que se desvíe de su trayectoria. Y esta inquietud se incrementaba a medida que se observaban roturas de barandas producto de impactos, generalmente, de camiones o camionetas según los datos que se podían recabar. Sin embargo, no siempre los accidentes fueron producto de la falta de resistencia de las barandas, sino que la excesiva rigidez, un diseño incorrecto y/o la falta de elementos de transición en los accesos a puentes ha provocado graves accidentes en vehículos livianos.

Los sistemas de contención en puentes se diferencian del resto de las contenciones de un camino en que son parte integrante de la estructura del puente, tienen una conexión física con el mismo y generalmente deben diseñarse para no tener una deflexión importante de manera de contener efectivamente a los vehículos que las impactan sobre el tablero del puente.

Las “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” de la Dirección Nacional de Vialidad que data del año 1952, es un reglamento de cargas que si bien se podría decir no está muy alejado en cuanto a los trenes de cálculo para el puente en general, ha quedado completamente desactualizado en las cargas para el diseño de las barandas. El incremento en las cargas y las mayores velocidades desarrolladas por los vehículos involucran una energía cinética mucho mayor a la que se ha tenido en cuenta históricamente.

Pero tampoco hay que dejar de lado la estética, tratando de conciliar la necesidad de resistencia con el aspecto visual y la sensación del conductor y los pasajeros cuando se transita sobre el puente.

Por todo esto, el presente trabajo a partir de una búsqueda minuciosa del tratamiento del tema tanto en Europa como en los Estados Unidos, tiene como objetivo volcar las tendencias modernas para el diseño de barandas de puentes carreteros y proponer su implementación en la Repartición de manera de poder contar con puentes modernos y seguros para los usuarios de nuestra red provincial.

## MOTIVACIÓN

Como se mencionara previamente, muchas veces uno se ha preguntado si las barandas de los puentes carreteros son capaces de resistir un impacto de gran magnitud y cumplir su objetivo de contención para evitar graves accidentes debido a las

alturas y ubicaciones sobre cursos de agua o rutas que generalmente caracterizan a los puentes.

Es así que esta duda quedó en buena medida aclarada luego de observar a pocos minutos de ocurrido un accidente en un puente de la ruta de circunvalación de la ciudad de Bahía Blanca. Las fotografías 1 a 4 que muestran el estado en que quedó la baranda y los camiones involucrados son más que elocuentes. Afortunadamente los conductores implicados en el accidente salieron ilesos y en este caso no hubo que lamentar víctimas. En el anexo A al presente trabajo puede leerse la nota periodística a cerca de este accidente.



Fotografía 1 – Baranda tipo Flex-Beam barrida por los vehículos



Fotografía 2 – Estado en que quedó la baranda con postes seccionados en su base





Fotografía 3 – Vista superior del puente del accidente



Fotografía 4 – Poste de la baranda seccionado en la soldadura con placa base

Este hecho fue el disparador para investigar sobre el tratamiento que se le da en otros países del mundo a esta problemática y comparar los diseños y resistencias de las barandas que se han utilizado hasta hoy.

### **ESQUEMA DE CONTENCIONES UTILIZADAS EN PUENTES**

Generalmente la protección lateral en puentes consiste en alguna de las alternativas que se mencionan a continuación.

En el caso en que la calzada termine en el borde del tablero:

- Baranda vehicular no rígida

- Baranda vehicular rígida
- Guardarruedas con combinación de baranda peatonal y vehicular en el borde del tablero

Cuando la calzada está adyacente a una vereda:

- Baranda vehicular no rígida entre la calzada y la vereda con baranda peatonal en el borde del tablero
- Baranda vehicular rígida entre la calzada y la vereda con baranda peatonal en el borde del tablero
- Cordón, vereda y combinación de baranda peatonal y vehicular en el borde del tablero

En el caso de veredas:

- Baranda peatonal en el borde exterior y baranda rígida o no en el borde interior
- Combinación de baranda vehicular y peatonal en el borde exterior con cordón en el borde interior

## **TIPOS DE CONTENCIONES EN PUENTES**

### **Baranda no rígida o flexible**

Una baranda no rígida es aquella constituida por un sistema de poste y hoja que contiene a los vehículos absorbiendo energía durante la deformación de la baranda y el vehículo en el impacto.

### **Baranda rígida**

Una baranda rígida es aquella proyectada de manera que no tenga otro movimiento más que la deformación elástica durante el impacto que involucra al vehículo de diseño. Esto incluye a las barandas de hormigón y a los sistemas de postes y hojas que se comporten en forma rígida.

### **Baranda peatonal**

Una baranda peatonal es definida como un sistema de postes y correderas que contiene a los peatones. Pueden consistir en:

- Una serie de postes que sostienen un pasamanos superior debajo de la cual algún sistema de elementos cierra el espacio hasta la vereda de manera de contener al peatón.
- Una serie de postes que sostienen un pasamanos superior debajo de la cual barras verticales convenientemente espaciadas y ancladas en su parte superior e inferior cierran el espacio entre el pasamanos y la vereda.

### **Baranda vehicular y peatonal**

La combinación de baranda vehicular y peatonal debe satisfacer los requerimientos para las barandas peatonales con una porción inferior que cumpla con las exigencias para la contención vehicular.

Una combinación de baranda vehicular y peatonal debe ser utilizada en el borde exterior de una vereda cuando el cordón es la única separación entre la vereda y la calzada.

### **Cordón**

El cordón es una barrera baja que protege a los peatones conteniendo las ruedas de los vehículos. El cordón debería estar asociado con una amplia vereda cuando no haya otra barrera que separe la calzada de la vereda.

### **CONTENCIONES DE PUENTES OBSERVADAS EN LA REGIÓN**

Algunas de las tipologías de barandas generalmente observadas pueden verse en las siguientes fotografías



Fotografía 5 – Baranda vehicular y peatonal de postes de hormigón y caños galvanizados con guardarruedas



Fotografía 6 - Baranda vehicular y peatonal de postes de hormigón y caños galvanizados sin guardarruedas



Fotografía 7 – Baranda vehicular y peatonal de hormigón armado



Fotografía 8 – Baranda vehicular y peatonal metálica de postes y caños sin guardarruedas



Fotografía 9 – Baranda vehicular y peatonal metálica tipo flex-beam con pasamanos de caños galvanizados





Fotografía 10 - Baranda vehicular y peatonal metálica tipo doble flex-beam con guardarruedas



Fotografía 11 – Baranda peatonal vertical metálica, alambrado de protección, vereda y baranda vehicular metálica tipo flex-beam



Fotografía 12 – Baranda vehicular y peatonal de hormigón armado, cordón y vereda de 1m



Fotografía 13 – Baranda vehicular de hormigón armado tipo New Jersey



Fotografía 14 – Baranda vehicular metálica tipo flex-beam con guardarruedas

### **OTRAS CONTENCIONES DE PUENTES UTILIZADAS EN EL MUNDO**



Fotografía 15 - Baranda vehicular de hormigón armado tipo F



Fotografía 16 - Baranda vehicular abierta con postes y vigas de hormigón armado



Fotografía 17 – Baranda vehicular metálica con postes y hojas tipo thrie-beam o tri-onda





Fotografía 18 – Baranda vehicular metálica con postes y correderas de tubos



Fotografía 19 – Baranda vehicular y peatonal con paramento vertical de hormigón armado y pasamanos con caño galvanizado con cordón y vereda





Fotografía 20 - Baranda vehicular y peatonal con paramento de una sola pendiente de hormigón armado y pasamanos de caños



Fotografía 21 - Baranda vehicular y peatonal estética de hormigón armado

### **NIVELES DE SEGURIDAD A PARTIR DE ENSAYOS SOBRE BARANDAS**

El NCHRP 350<sup>[4]</sup> ha establecido los ensayos estándares en los Estados Unidos para el ensayo de choque de los distintos elementos de seguridad que incumben a un camino. Entre ellos, detalla los tipos de ensayos a realizar en las barreras de contención laterales. La AASHTO, con buen criterio, ha actualizado sus niveles de seguridad en barandas, adaptándolos al estándar del NCHRP 350.

Los niveles de seguridad descritos son seis. Las características del vehículo ensayado, su masa, velocidad y ángulo de impacto se transcriben en la Tabla 1. Así mismo, en la Figura 1 a la Figura 5 pueden observarse las características generales de los vehículos.

Nivel de ensayo	Tipo de Vehículo	Masa	Velocidad de Impacto	Angulo de impacto
TL-1	Automóvil	820Kg	50Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	50Km/h	25°
TL-2	Automóvil	820Kg	70 Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	70 Km/h	25°
TL-3	Automóvil	820Kg	100 Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	100 Km/h	25°
TL-4	Automóvil	820Kg	100 Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	100 Km/h	25°
	Camión	8000Kg	80 Km/h	15°
TL-5	Automóvil	820Kg	100 Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	100 Km/h	25°
	Camión Semirremolque	36000Kg	80 Km/h	15°
TL-6	Automóvil	820Kg	100 Km/h	20°
	Camioneta	2000Kg	100 Km/h	25°
	Camión Tanque	36000Kg	80 Km/h	15°

Tabla 1 – Características de los distintos niveles de ensayos de impacto según AASHTO

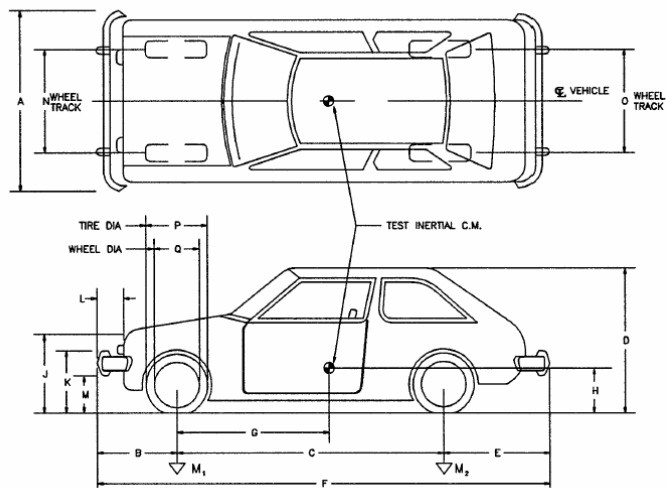


Figura 1 - Automóvil tipo 700C y 820C para ensayos de impacto

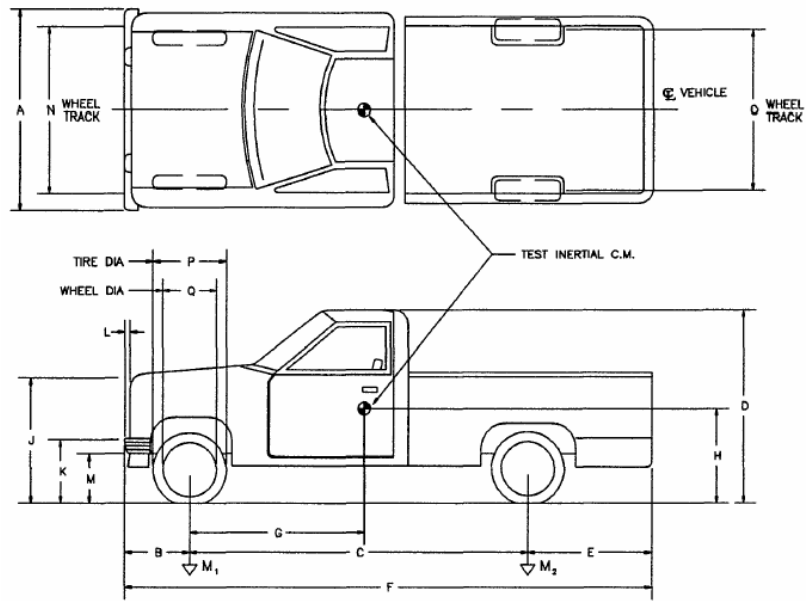


Figura 2 – Camioneta tipo 2000P para ensayos de impacto

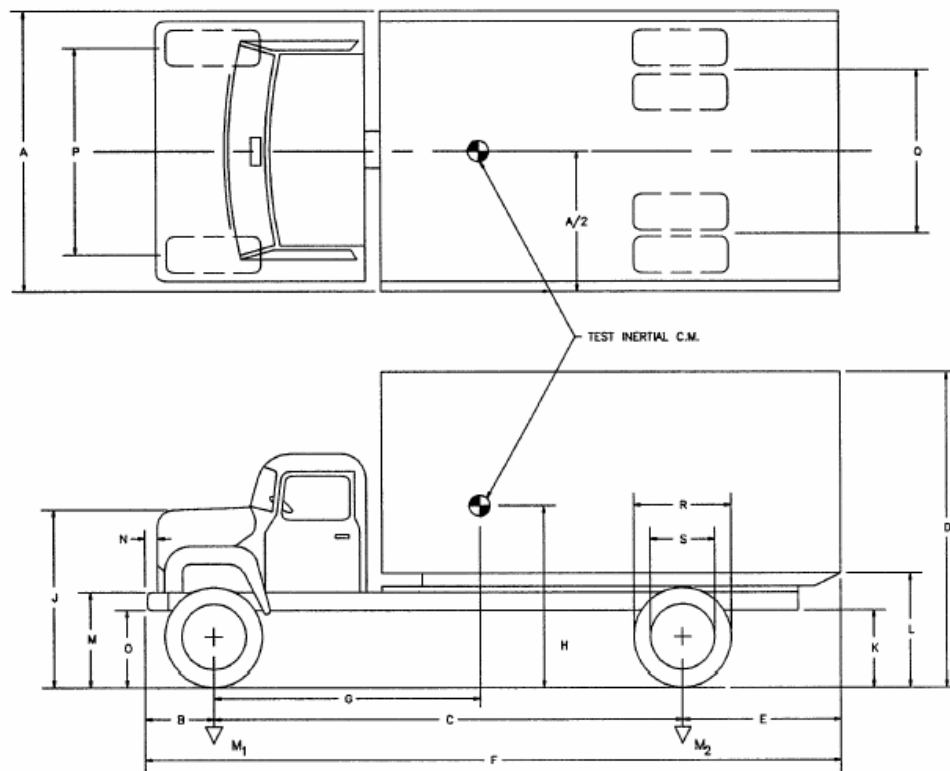


Figura 3 – Camión tipo 8000S para ensayo de impactos

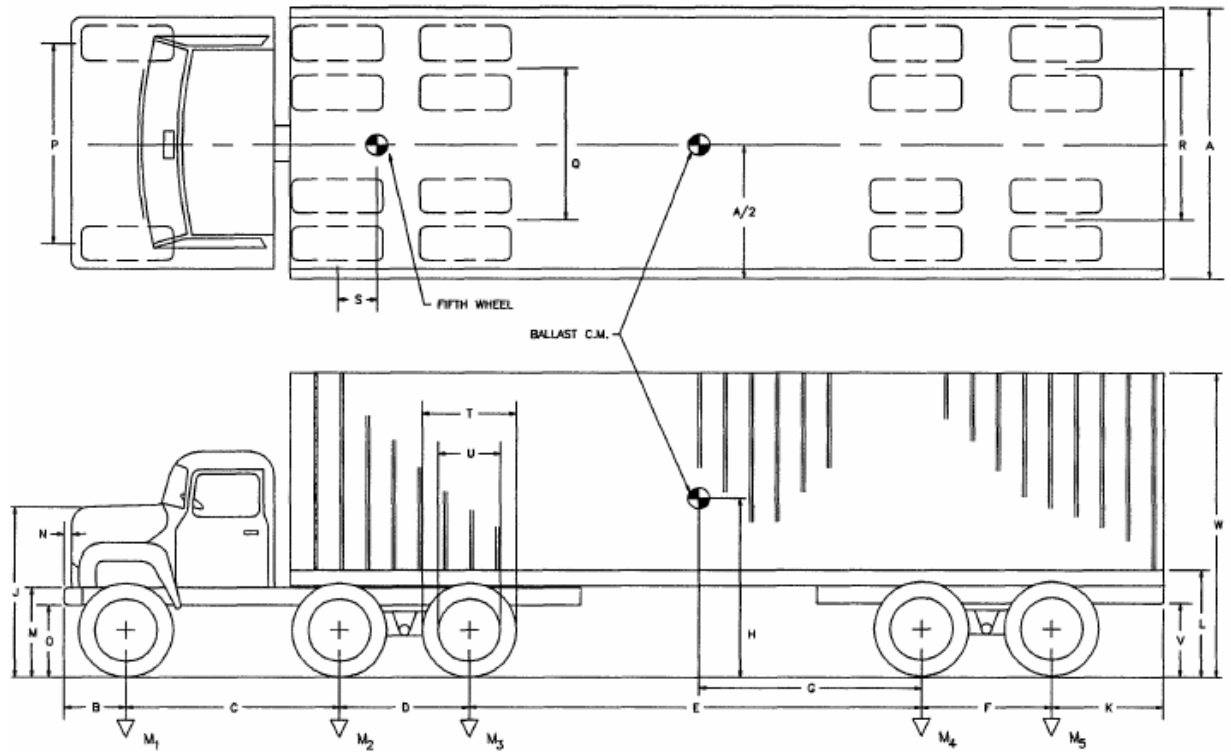


Figura 4 – Camión semirremolque tipo 36000V para ensayos de impacto

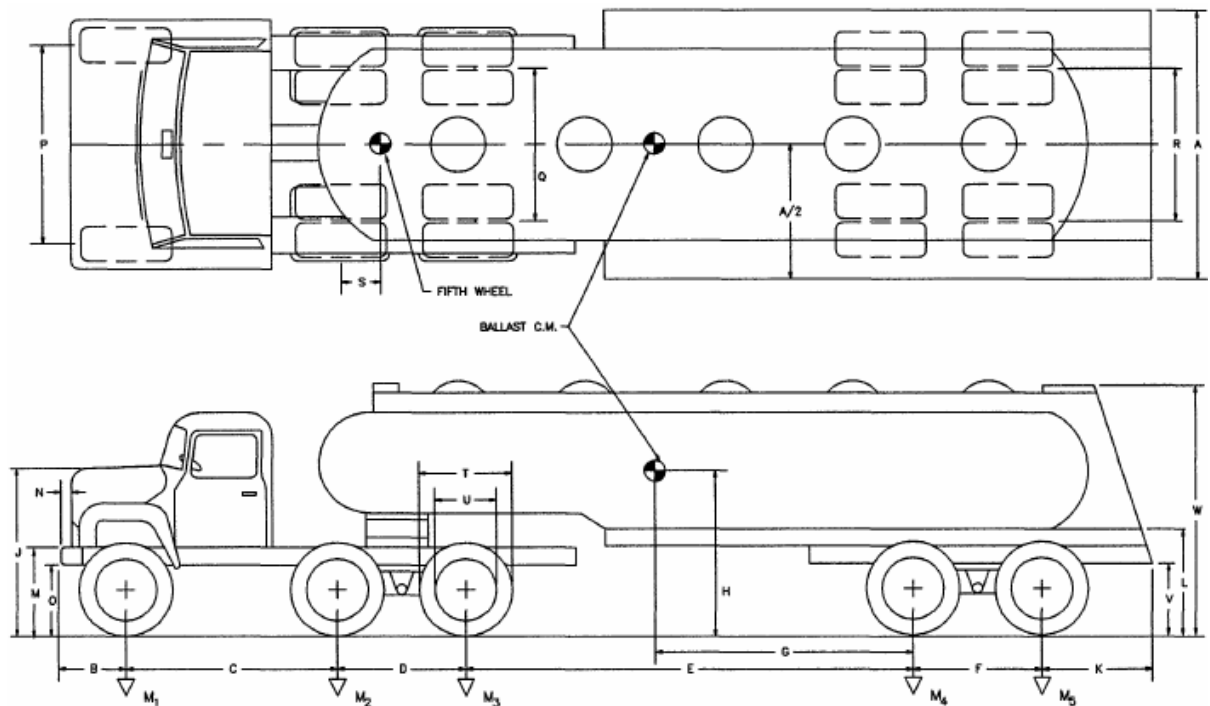


Figura 5 – Camión tanque tipo 36000T para ensayos de impacto

Los ensayos de impacto en barandas de puentes involucran los ensayos denominados como 10,11,20,21,12 y 22 que pueden ser consultados en la bibliografía.

El criterio de evaluación involucra la valoración de tres factores: el comportamiento estructural, el riesgo de los ocupantes y la respuesta vehicular post-impacto.

Estructuralmente, la baranda ensayada debe cumplir el siguiente criterios de evaluación:

- Debe ser capaz de contener y redireccionar al vehículo; el vehículo no debería penetrar, pasar por debajo o sobrepasar la instalación aunque una deflexión lateral controlada del elemento ensayado es aceptable

En cuanto al riesgo de los ocupantes del vehículo se debe observar que

- Elementos desprendidos, fragmentos o otros detritos del la baranda ensayada no deberían penetrar el habitáculo de los pasajeros, o bien presentar un indebido riesgo a otros transeúntes, peatones o personal en zona de trabajo. No se permiten deformaciones o intrusiones en el habitáculo de los pasajeros que pudieran causar graves heridas.
- Es deseable en el caso de los ensayos de camiones que no vuelquen durante o después de la colisión
- Las velocidades de impacto de los pasajeros en ensayos de vehículos livianos deberían ser preferentemente 9m/s y como máximo 12m/s y preferentemente 3m/s y 6m/s como máximo para la componente longitudinal
- Las desaceleraciones de los pasajeros deben ser preferentemente 15 veces la aceleración de la gravedad y como máximo 20 veces.

La trayectoria del vehículo tras el impacto debe cumplir con los siguientes criterios de evaluación:

- Después de la colisión es preferible que la trayectoria del vehículo no invada los carriles de tránsito contiguos.
- Debido a la trayectoria post-impacto, en el caso de camionetas la velocidad de impacto de los ocupantes no debería exceder los 12m/s y la aceleración no debería ser mayor que 20 veces la aceleración de la gravedad ambas en la dirección longitudinal.
- El ángulo de salida desde la baranda debería ser menor que el 60% de el ángulo de impacto del ensayo, medido una vez que el vehículo pierde el contacto con la baranda.

En el Anexo B – Fotografías y simulaciones de impactos sobre sistemas de contención laterales pueden observarse el efecto de los choques sobre los vehículos y las barreras laterales.

Las naciones europeas por medio del Comité Europeo de Normalización (CEN), en su norma EN 1317 establece cuatro clases de barreras de seguridad de acuerdo a los ensayos que ésta supera. En la Tabla 2 se vuelcan estas clases y sus características

<b>Clase</b>	<b>Tipo de Vehículo</b>	<b>Masa</b>	<b>Velocidad de Impacto</b>	<b>Angulo de impacto</b>
<b>L1</b>	Ligero	1500Kg	80Km/h	20°
<b>L2</b>	Ligero	1500Kg	110Km/h	20°
<b>M</b>	Autobús	13000Kg	70Km/h	20°
<b>P</b>	Articulado	38000Kg	65Km/h	20°

Tabla 2 - Características de los distintos niveles de ensayos de impacto según CEN



Vale hacer notar que la norma norteamericana no tiene en cuenta el ensayo de impacto de ómnibus mientras la europea lo requiere para la aprobación de un sistema.

## APLICACIONES Y RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE CONTENCIONES DE PUENTES

### Barandas vehiculares

Las barandas vehiculares rígidas deberían ser preferentemente utilizadas en las siguientes situaciones:

- Por consistencia arquitectónica cuando las barandas de aproximación son rígidas
- Donde es necesario proteger un elemento estructural vulnerable
- Donde la deflexión de un sistema de barandas no rígidas no sea compatible

Es recomendable el empleo del perfil "F" frente al "New Jersey" con tráfico elevado de vehículos muy ligeros. El perfil tipo "New Jersey" puede llegar a provocar que un vehículo pesado gire hasta  $24^\circ$  antes de hacer contacto con el borde superior de la baranda con el consiguiente riesgo de vuelco y sobrepaso. En algunos casos como cuando hay cordón y vereda, es aconsejable el uso de muros lisos con paramento vertical.

La distancia entre el borde de la calzada y la defensa vehicular es de suma importancia. Cuanto más espacio de banquina se disponga aumentan las posibilidades de maniobrar y de evitar colisiones. El hecho de prolongar sobre el puente la banquina existente en los de acceso da continuidad a un elemento de seguridad y evita el clásico abocinamiento existente en los puentes actuales que ha sido motivo de graves accidentes.

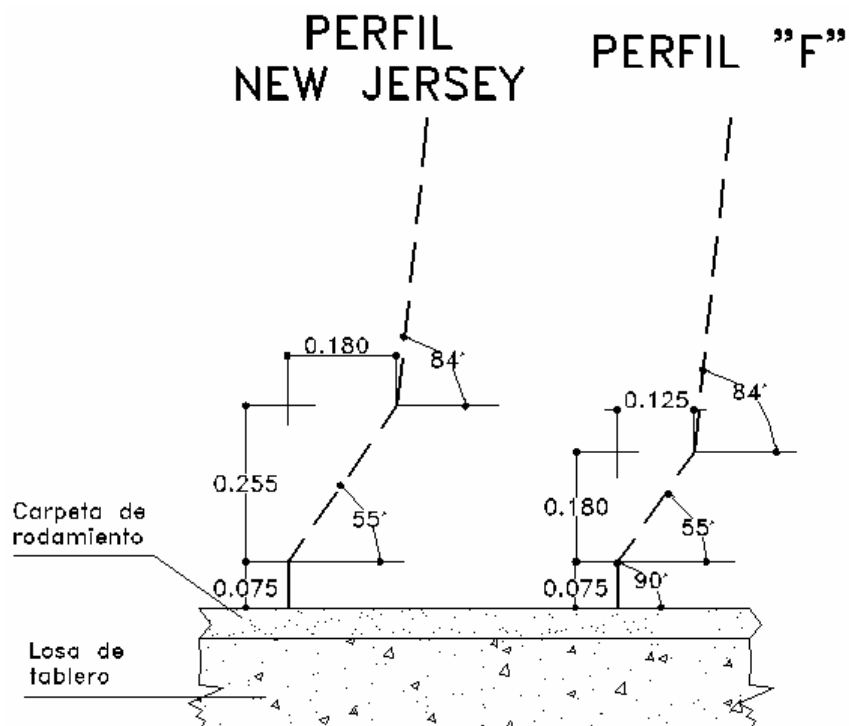


Figura 6 – Perfiles típicos de las barandas de hormigón armado

## Barandas peatonales

En el caso de las barandas peatonales deberían ser utilizadas en el borde exterior de las veredas como muestra la Figura 7y la Figura 8.

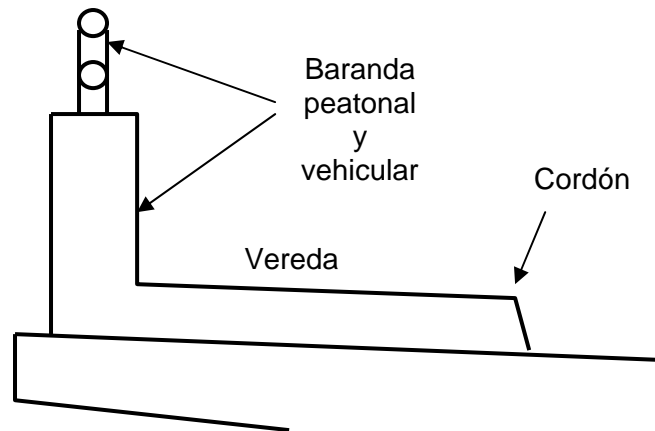


Figura 7 – Baranda vehicular peatonal con vereda y cordón

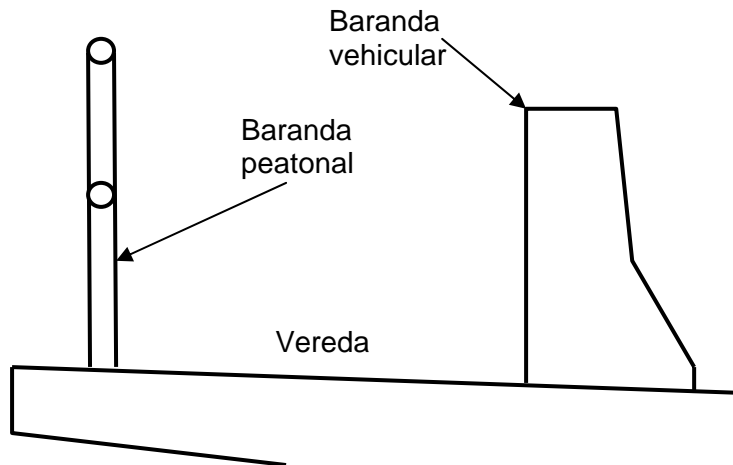


Figura 8 – Baranda vehicular para defensa de vereda y baranda peatonal

Las barandas peatonales de tipo barra vertical, con un espacio entre barras no mayor a 13cm deberían ser utilizadas en los siguientes casos:

- i. en lugares donde es esperable que niños menores a los seis años transiten con frecuencia el puente
- ii. donde el puente cruce sobre propiedades, calles urbanas, autopistas, autovías o vías de ferrocarril
- iii. donde la vereda se encuentre a una altura de más de 5m sobre el terreno o nivel de agua
- iv. donde el volumen de tránsito peatonal es o será excepcionalmente elevado
- v. donde hay circunstancias que puedan alarmar a los peatones como rápidos en el río, crecidas rápidas y otras situaciones que demanden un alto nivel de protección al peatón.

En otros casos puede utilizarse cualquier tipo de baranda peatonal.

## **Cordón y vereda**

El cordón debe estar integrado a una vereda de 1,20m o más de ancho cuando no haya otra barrera que separe la calzada de los peatones (Figura 7).

Un cordón puede ser utilizado en un puente en alguna de las siguientes situaciones

- como única separación entre la vereda y la calzada solamente cuando la velocidad máxima permitida sea de 70Km/h o menor
- cuando existe también un cordón en los accesos al puente
- cuando sea necesario contener la caída del agua de lluvia desde el borde del tablero

Se recomienda que la altura del cordón por encima de la superficie de la calzada se encuentre entre 15 y 20cm y que su cara lateral tenga por lo menos 10cm de altura contados desde la rasante de la vereda.

Al estar el sistema cordón vereda limitado exclusivamente para casos con velocidades menores a los 70Km/h en nivel de seguridad exigido para las barandas vehiculares y peatonales es 1 o 2 según sea el caso.

## **CRITERIOS PARA LA ADOPCIÓN DE DISTINTOS NIVELES DE SEGURIDAD DE BARANDAS**

De acuerdo a los riesgos implicados, uno de los criterios adoptados<sup>[6]</sup> para la selección de los distintos tipos de baranda es:

**Barrera Nivel 6:** es indicada para lugares donde hay una alta probabilidad de pérdida de vidas o graves daños si un vehículo penetra la baranda. Estas barreras son indicadas cuando volumen de vehículos pesados que pasa es:

- 2000 vehículos comerciales pesados por día en el camino con una velocidad del entorno mayor a 60Km/h
- 4000 vehículos comerciales pesados por día en caminos urbanos con una velocidad del entorno mayor a 60Km/h

y cuando es aplicable alguna de las siguientes condiciones

- i. Puentes sobre caminos principales con un TMDA de 10.000 vehículos o sobre un camino con un TMDA de 40.000 vehículos o más por día
- ii. Puentes sobre vías de ferrocarril electrificadas o sobre líneas de transmisión de sustancias nocivas o inflamables
- iii. Puentes sobre áreas de gran ocupación urbana como casas, fábricas, áreas de encuentro, etc

o cuando alguna de las siguientes condiciones es aplicable justificado con un análisis de relación costo-beneficio

- iv. Puentes de más de 10m de altura
- v. Puentes sobre cursos de agua de más de 3m de profundidad
- vi. Puentes en curva horizontal con un radio de 600m o menor

**Barrera Nivel 5:** es indicada para lugares específicos donde de acuerdo a la autoridad vial competente se deban contener ómnibus y vehículos de mediano porte en autopistas, autovías, rutas principales y caminos urbanos con un tráfico medio a

elevado de vehículos pesados como así también en sitios con situaciones de riesgo específicas.

**Barrera Nivel 4:** es generalmente indicada para la contención apropiada de autos, utilitarios pesados, y camiones livianos o de mediano porte en rutas principales, autovías, autopistas con una combinación normal de camiones y vehículos pesados.

**Barrera Nivel 3:** comúnmente recomendada para la contención de vehículos livianos, para usar generalmente en puentes en caminos rurales con bajo volumen de tránsito, puentes en entornos de baja velocidad o puentes de baja altura o sobre cursos de agua poco profundos.

**Barrera Nivel 2:** generalmente aceptada para zonas de trabajo y la mayoría de los caminos locales y colectoras con condiciones favorables como así también donde es esperable un bajo número de vehículos pesados y las velocidades máximas son reducidas.

**Barrera Nivel 1:** aceptable para zonas de trabajo con bajas velocidades y muy escaso volumen de tránsito, generalmente en calles locales de baja velocidad.

Para cierta obras de arte menores las condiciones pueden ser tales que la colocación de barandas sean más riesgosa que no instalar ninguna. Las barandas no deberían ser colocadas cuando se cumplen todas las condiciones siguientes:

- La calzada del puente o alcantarilla está a una distancia menor o igual que 1,50m respecto al terreno natural
- El volumen de tráfico es menor que 150 vehículos por día
- El radio de curvatura del puente es mayor que 1.500m y los accesos tienen una distancia de visibilidad mayor que la distancia de frenado
- El camino es un camino rural sin tránsito peatonal
- Las condiciones cercanas y bajo el puente no incrementan el riesgo para los ocupantes del vehículo que deja el puente
- El agua debajo del puente no tiene más de 1m de profundidad
- La obra de arte tiene menos de 5m de longitud y el tablero se extiende al menos 1,20m del borde de la calzada

o bien cuando cuente con una banquina mayor de 9m.

## **MÉTODO DEL TRÁNSITO MEDIO DIARIO ANUAL AJUSTADO PARA LA SELECCIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD DE BARANDAS**

En las referencias [3], [6] y [7] se describe un método para la selección del nivel de seguridad de barandas vehiculares en puentes basado en un ajuste del TMDA actual. A continuación se describe este procedimiento que resulta útil como orientación para la adopción de un nivel de seguridad comprendido entre el 3 y 5.

Una vez que se ha descartado la necesidad de la instalación de una contención con nivel de seguridad 6 según se ha indicado más atrás en el título "Criterios para la adopción de distintos niveles de seguridad de barandas" se procede al ajuste del TMDA.

Este método asume un crecimiento anual del 2% anual en un periodo de 30 años. Si esto no fuera así, el TMDA debe ser estimado dividiendo por 1,81 el valor resultante del TMDA del año 30 después de la construcción. El error introducido es aceptable en el contexto de la metodología utilizada por este método.

En el caso que la velocidad de diseño sea mayor a los 80 km/h el TMDA del año de construcción no es necesario tomarlo mayor que 10.000 vehículos por día por cada carril.

El método tiene en cuenta cuatro factores de riesgo para ajustar el TMDA: el tipo de camino, la pendiente del puente, la curva horizontal sobre el puente y el factor de utilización del terreno. La expresión del TMDA queda entonces como

$$\text{TMDA}_{\text{ajustado}} = \text{TC} \times \text{PE} \times \text{CU} \times \text{UT} \times \text{TMDA}$$

Donde:

TC: es el factor que ajusta el riesgo por el tipo de camino y se obtiene de la Figura 9 a partir de tres tipos de caminos: Tipo A: de 5 o más carriles en uno o ambos sentidos; Tipo B con menos de 4 carriles y circulación en ambos sentidos y Tipo C de menos de 4 carriles y circulación en un solo sentido (se incluyen en este tipo los puentes angostos de un solo carril pero que estén habilitados para circular en ambos sentidos)

PE: factor de riesgo de acuerdo a la pendiente en el sentido del tránsito tanto en el puente como en su acceso extraído de la Figura 10.

CU: este factor de curvatura involucra el mínimo radio de curvatura o de sus accesos si el puente está en una curva horizontal o bien tiene el acceso en curva y se obtiene a partir de la Figura 11.

UT: el ajuste de este factor es de acuerdo a la altura de la calzada del puente respecto al terreno y/o curso de agua y el riesgo que una caída provocaría de acuerdo al uso del terreno adoptado a partir de la Figura 12; el uso del terreno debajo del puente es evaluado como: Alto Riesgo: cuando existe un riesgo significativo para personas o propiedades bajo el puente como por ejemplo cruces sobre rutas principales, ferrocarriles, casas, fábricas, etc.; Mediano Riesgo: cuando existe un riesgo ocasional a personas o propiedades bajo el puente como rutas secundarias, áreas con ocupación eventual, ferrocarriles con servicios esporádicos, etc.; Bajo Riesgo: el riesgo es mínimo o insignificante para personas o propiedades debajo del puente, como por ejemplo en caminos rurales, cursos de agua rurales, etc.

Una vez obtenido el  $\text{TMDA}_{\text{ajustado}}$  de acuerdo a la velocidad de diseño, utilizando desde la Figura 13 a la Figura 16, es posible determinar el nivel de seguridad requerido para la baranda ingresando en abcisas con el porcentaje de vehículos de mediano a gran porte que forman parte del TMDA y en ordenadas con el  $\text{TMDA}_{\text{ajustado}}$ . A su vez, el ancho de la banquina existente entre el borde de la calzada y la baranda vehicular limitará entre un nivel de seguridad y otro.

Tomando como ejemplo una velocidad de diseño de 110 km/h y observando la Figura 16, y tomando como base un 15% de vehículos comerciales, se deduce que en la generalidad de los casos en los caminos rurales el tipo de baranda a utilizar será con un nivel de seguridad 4 ya que este nivel resulta aceptable un rango de TMDA aproximadamente entre los 1000 a 11000 vehículos por día.



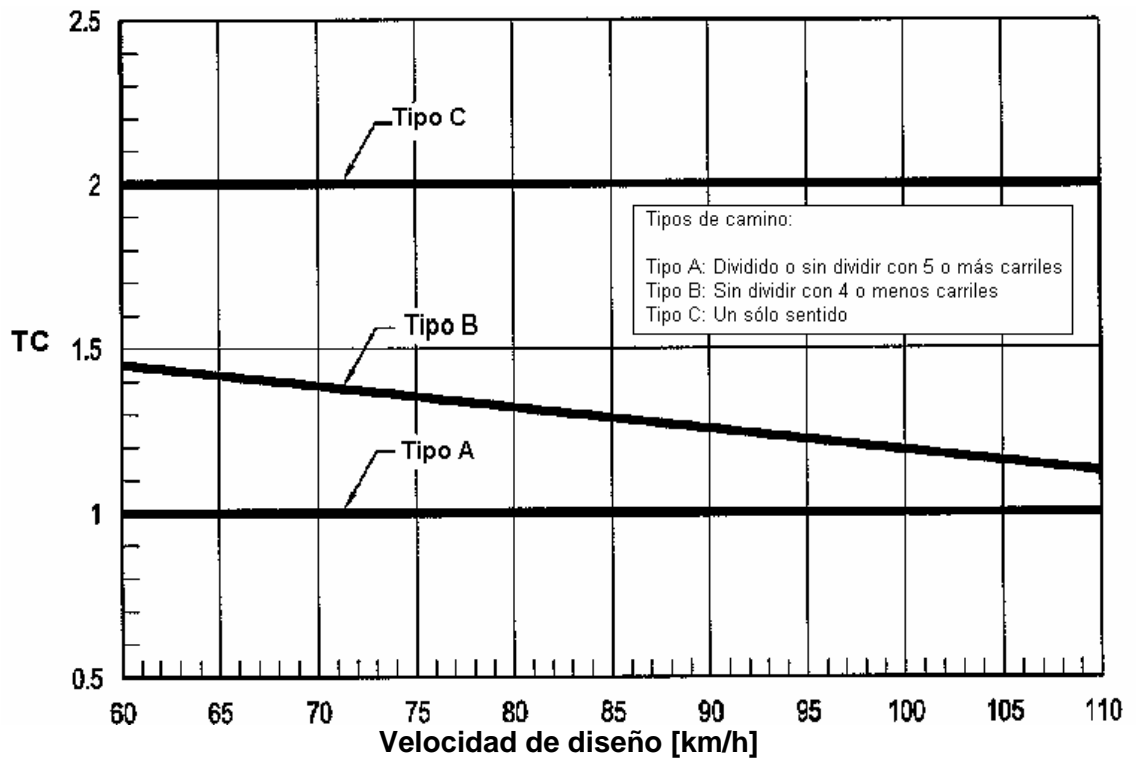


Figura 9 – Factor de riesgo TC por el tipo de camino

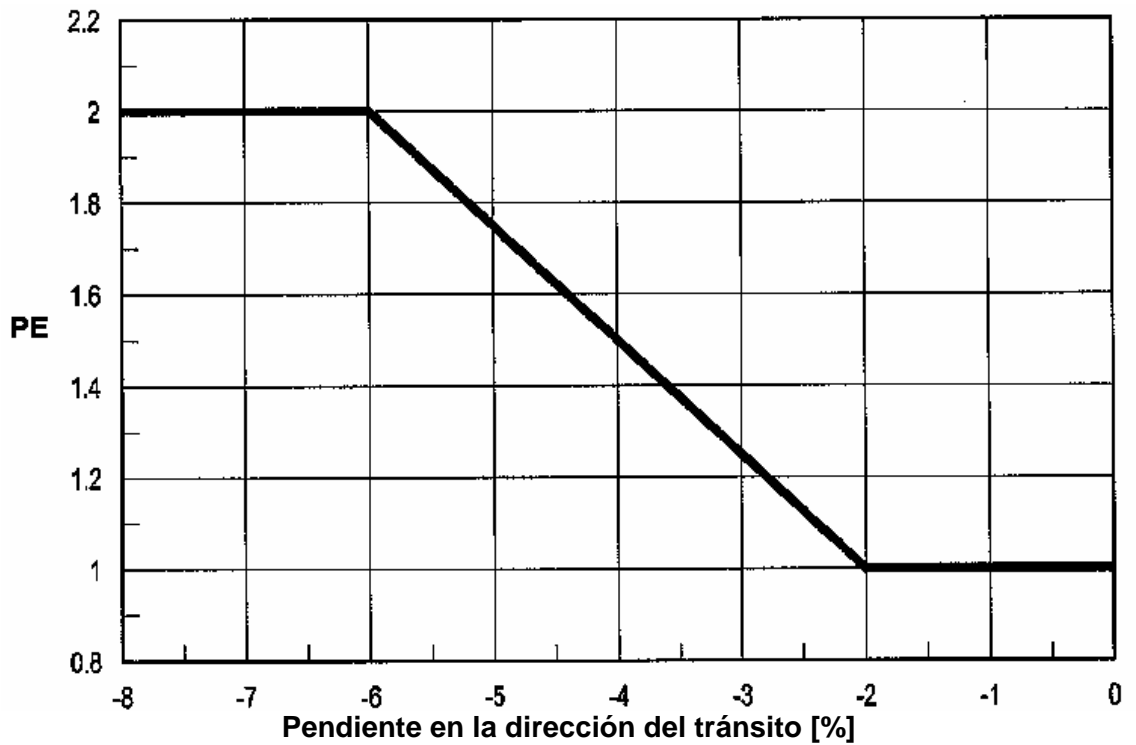


Figura 10 – Factor de riesgo PE por pendiente del puente

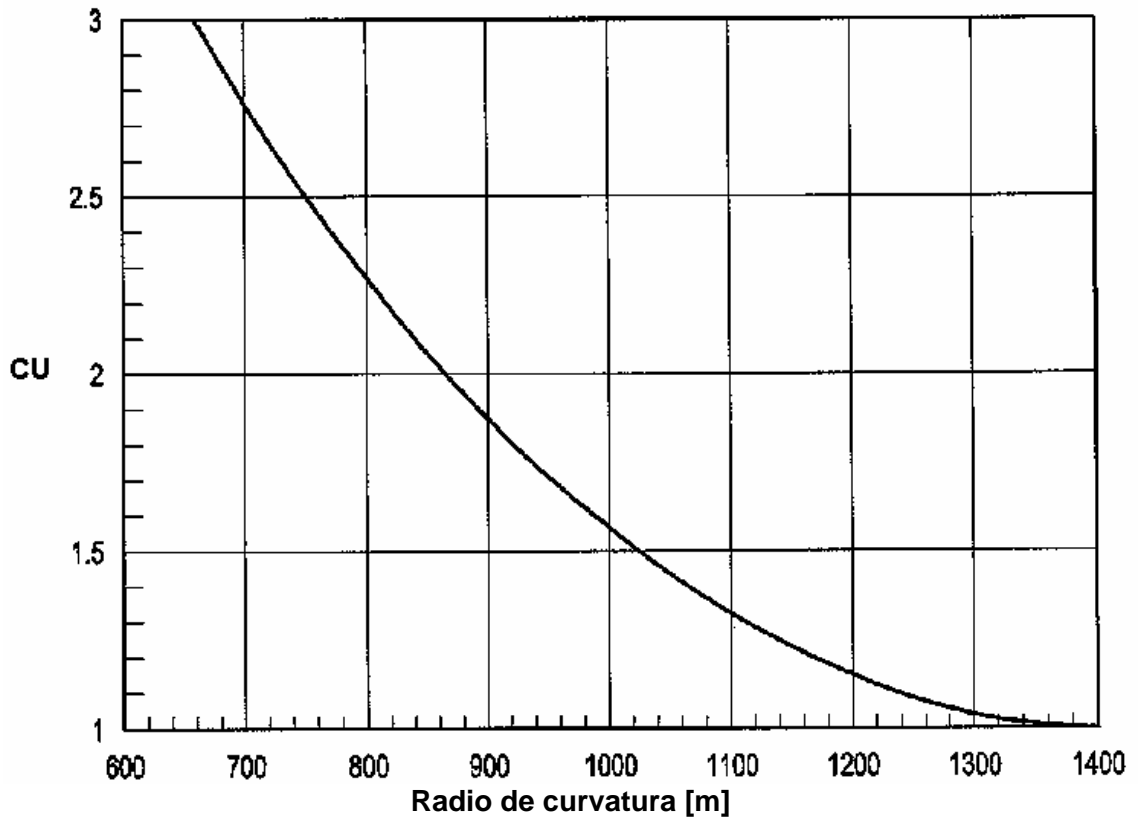


Figura 11 – Factor de riesgo CU por puente en curva horizontal

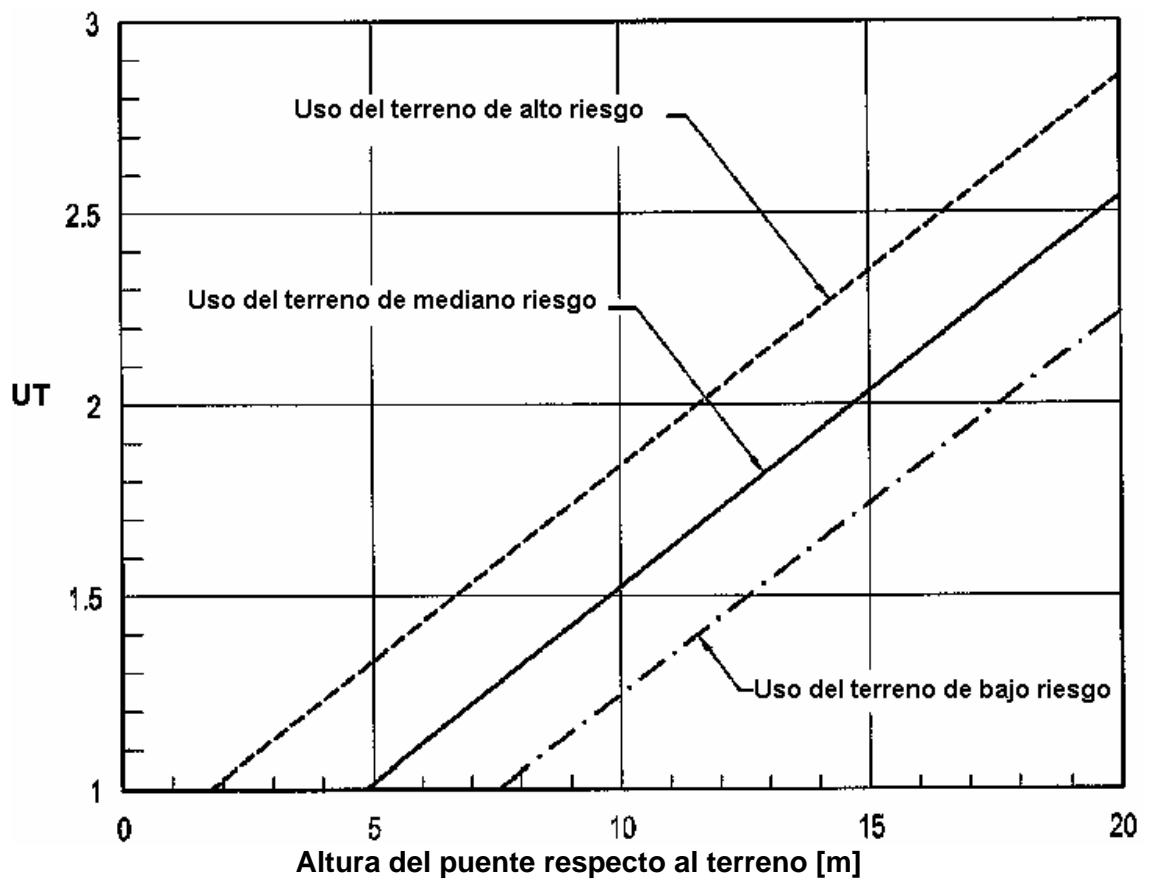


Figura 12 – Factor de riesgo UT de acuerdo al uso del terreno bajo el puente

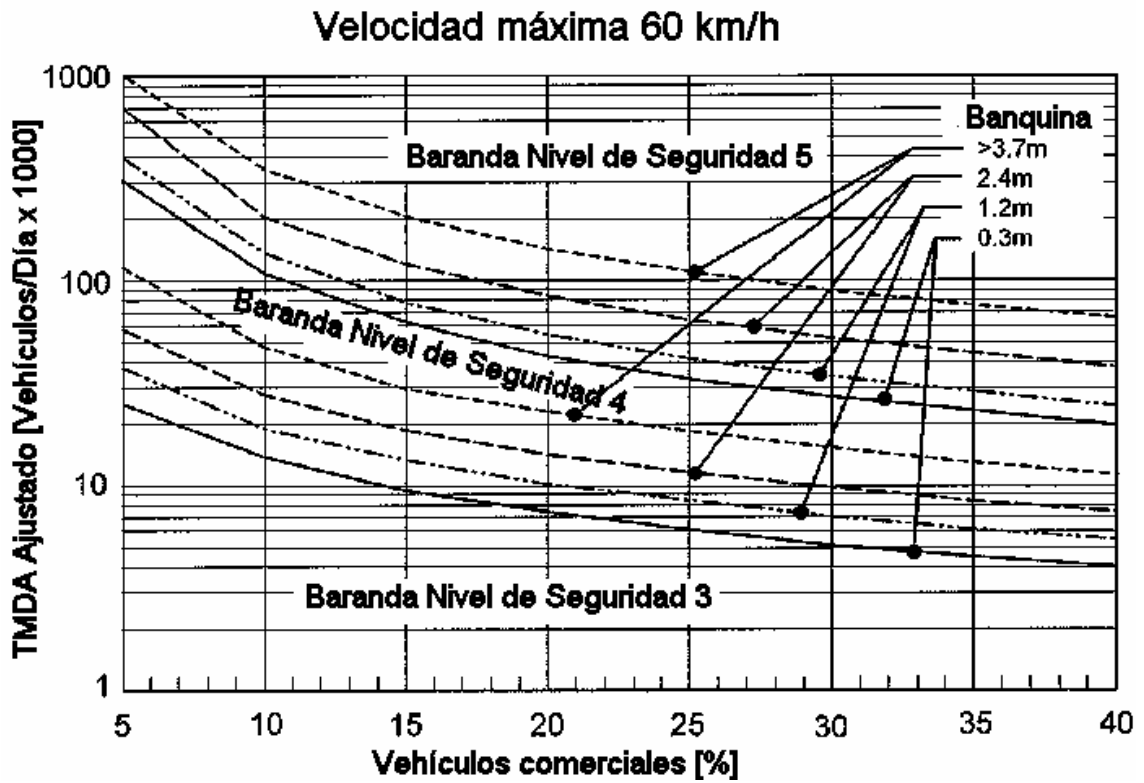


Figura 13 – Selección de nivel de seguridad para velocidad máxima de 60 km/h

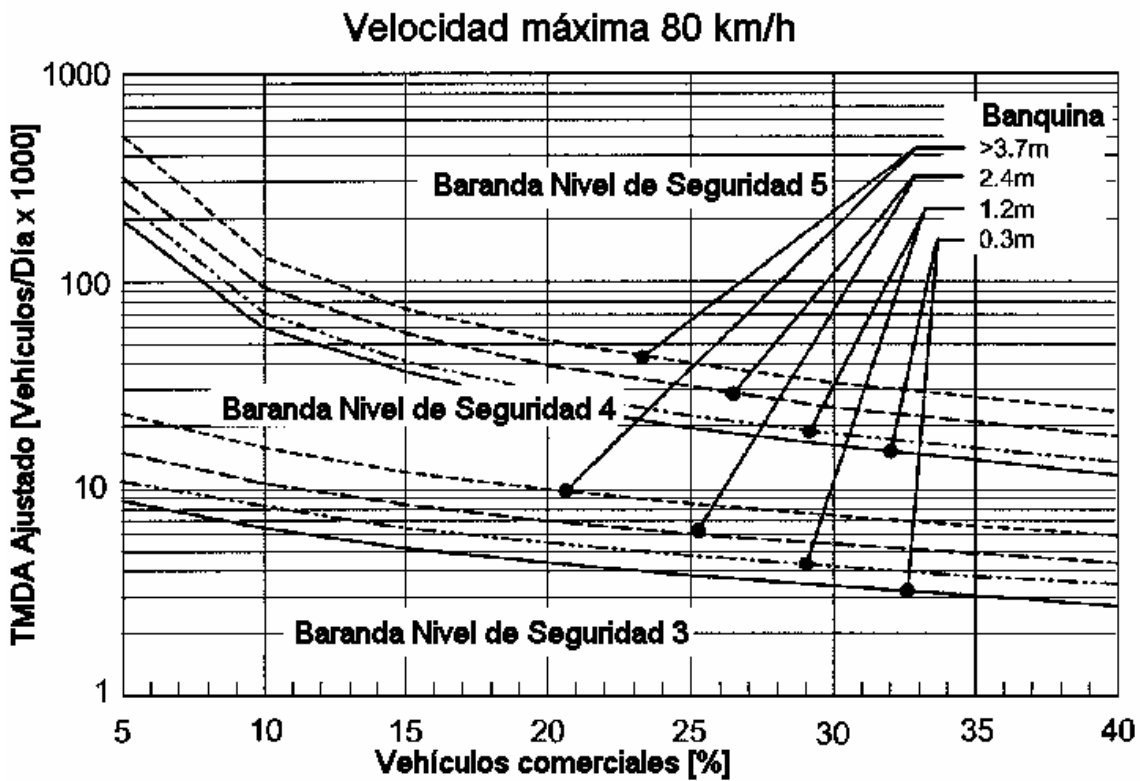


Figura 14 – Selección de nivel de seguridad para velocidad máxima de 80 km/h

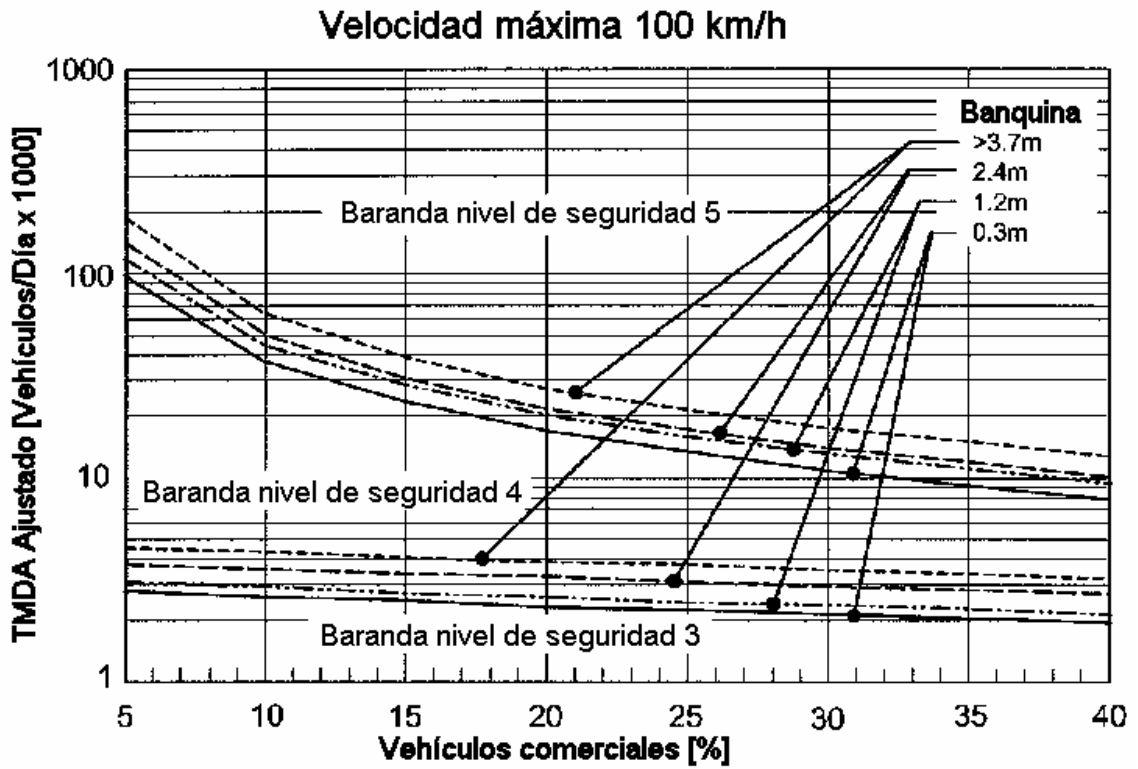


Figura 15 – Selección de nivel de seguridad para velocidad máxima de 100 km/h

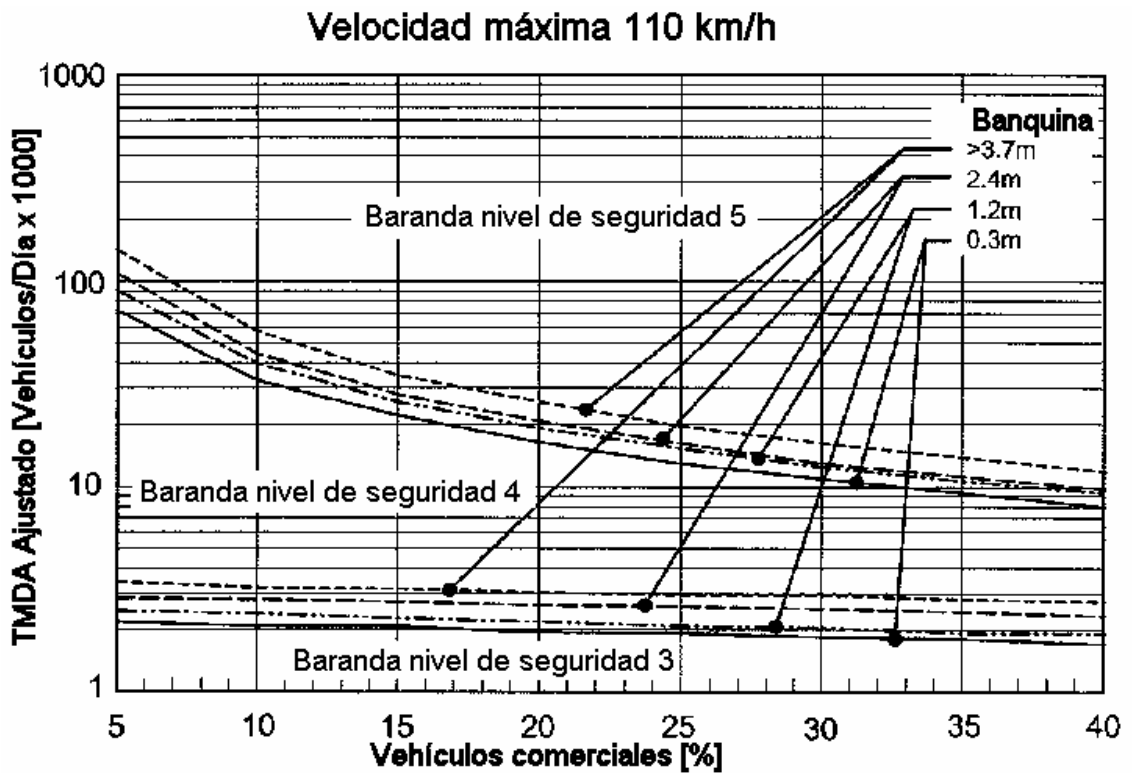


Figura 16 – Selección de nivel de seguridad para velocidad máxima de 110 km/h

## TRANSICIONES ENTRE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DEL CAMINO Y EL PUENTE

Particularmente en los puentes, siempre es necesaria una sección de transición para unir una barrera flexible, como la comúnmente utilizada en los accesos a un puente y una defensa rígida como se utiliza usualmente en el puente.

El paso directo de una contención flexible a una rígida, como la unión directa de una hoja de flex-beam al canto vertical de una New Jersey, puede tener resultados desastrosos para el vehículo que viene impactando la baranda flexible, con una gran deflexión e impacta prácticamente en forma frontal con un elemento fijo rígido como lo es el canto de una baranda rígida. Así lo demuestran los ensayos realizados de acuerdo al NCHRP 350 que también establece criterios para el ensayo de las transiciones.

La existencia de una longitud de transición nunca debe ser dejada de lado ya que es un aspecto crítico en la seguridad de las barandas. El diseño debe ser tal que genere un aumento gradual de la rigidez, de manera de ir reduciendo las deflexiones de la contención y evitar el paso brusco de un sistema flexible a un obstáculo rígido.

Este es un tema de suma importancia para la seguridad de un puente, que excede el objetivo del presente trabajo. No obstante esto, se mencionan a continuación algunos criterios a tener en cuenta:

- La longitud de la transición debe ser suficiente para que no haya deflexiones importantes en una distancia corta. Esta longitud puede tomarse entre 8 a 12 veces la diferencia entre la deflexión ante choque de las barandas a unir.
- La unión de las barandas debe ser diseñada para minimizar la posibilidad de enganche del vehículo que impacta, incluyendo aquellos que se crucen de carril y circulen en sentido contrario en un puente de doble mano.
- La rigidez de la transición debe incrementarse en forma gradual y continua, esto puede lograrse disminuyendo la distancia entre postes de barandas flexibles, incrementando la sección de los postes o con un refuerzo en las hojas.
- El ancho de la hoja y la altura de la baranda flexible en la zona de transición debe ser suficiente como para evitar el enganche o montaje de los vehículos. En algunos casos es recomendable utilizar una hoja adicional inferior para rigidizar el sistema e imposibilitar el ingreso del vehículo entre los postes.
- También es recomendable el empotramiento del orden de 3 postes de la transición cercanos a la barrera rígida en cilindros de hormigón de 1m de profundidad
- La sección extrema esviada en una baranda rígida de hormigón combinada con un sistema de postes y hojas flexibles que van aumentando en rigidez ha demostrado tener resultados satisfactorios (Figura 17)

Resumiendo, los aspectos más importantes a tener en cuenta para resolver los problemas de la transición son:

- Colocación de postes adicionales o refuerzos en su sección y fundación.
- Secciones con dobles hojas, con un perfil dentro de otro o enfrentados para aumentar la rigidez del sistema.



- Altura adecuada compatible con el sistema rígido y colocación de hojas inferiores si fuera necesario.

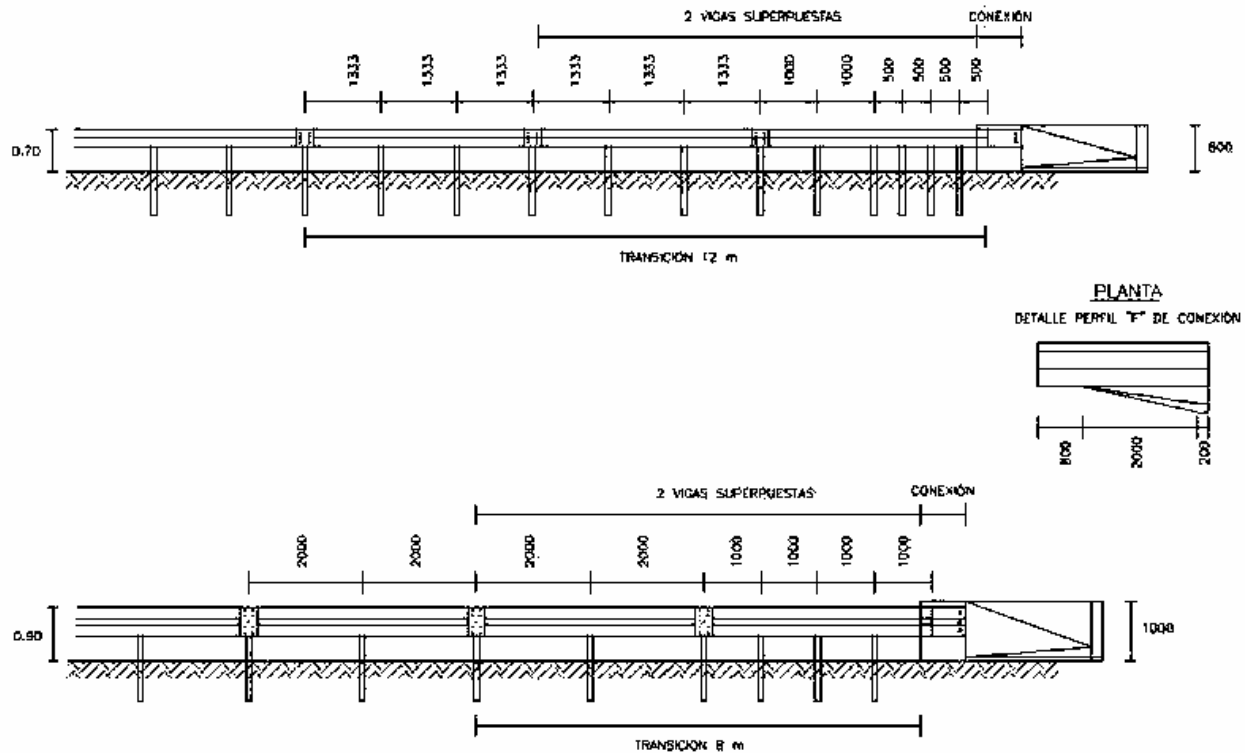


Figura 17 – Ejemplo de transición de baranda flexible a rígida de hormigón con extremo esviado

## LA ESTÉTICA DE LOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN

La estética de una baranda de puente es sin dudas particularmente importante en cruces en altonivel o en caminos urbanos aunque siempre debería prevalecer el aspecto de la seguridad. Particularmente, las defensas de hormigón armado carecen frecuentemente de un aspecto estético por ser una barrera visual de importancia, pudiendo una baranda metálica de caños o perfiles y postes encuadrar mejor en un marco arquitectónico que así lo requiera.

No obstante, hay diseños especiales que permiten conjugar los aspectos estéticos con las necesidades estructurales en el hormigón armado. Un ejemplo de ello es la baranda de hormigón armado estética Tipo C411 diseñada por el Departamento de Tránsito de Texas en los EEUU que se muestra en la Fotografía 21. Esta baranda responde a los estándares del nivel de seguridad 2 y sería apta para uso urbano con velocidades menores a 70km/h. Si bien su costo es sensiblemente mayor a una baranda rígida ciega, habiendo una necesidad arquitectónica su empleo quedaría plenamente justificado.

También se han ensayado barreras ciegas con bajo relieves y figuras como se muestra en la Fotografía 22 y la Fotografía 23. Estas defensas texturadas han demostrado ser útiles hasta un nivel de seguridad 3 y el detalle de las recomendaciones en cuanto a texturas, profundidades y formas de relieves puede consultarse en la referencia <sup>[11]</sup>.



Fotografía 22 – Baranda de hormigón armado estética con revestimiento símil piedra



Fotografía 23 – Baranda de hormigón armado estética con bajo relieve

Otro aspecto estético a tener en cuenta es la altura de la baranda de hormigón. Una baranda excesivamente alta en lugares donde no sea estrictamente necesario, podría dar una sensación de encierro importante al conductor con una tendencia a alejarse de la pared visual que le impone la baranda, con la consecuente disminución de la calzada efectivamente útil para el tránsito. El nivel de visibilidad debería ser el máximo posible de acuerdo al nivel de seguridad requerido para las barandas del puente.

En contrapartida, defensas muy bajas pueden dar la impresión de escasa contención especialmente en puentes en curva vertical y/o horizontal. La tendencia del conductor también será alejarse de la baranda en este caso por sentirse inseguro por una posible caída. La Fotografía 24 y la Fotografía 25 muestran un ejemplo donde visualmente la contención para un vehículo de pesado parecería insuficiente.



Fotografía 24 – Comparación de una baranda flex-beam  $h=0.60\text{m}$  con un vehículo pesado



Fotografía 25 – Comparación de una baranda flex-beam  $h=0.60\text{m}$  con el rodado de un vehículo pesado (aproximadamente 1.10m de diámetro)

La utilización de buñas o facetamientos en la cara externa de las defensas ciegas de hormigón, logran realzar en cierta medida la estética para un observador externo, al cortar la monotonía de un paramento uniforme y lograr diferenciar el sistema de contención del verdadero espesor del puente. La Figura 18 muestra dos esquemas

posibles a la hora de aplicar este recurso. Un paramento vertical uniforme le quita visualmente esbeltez al puente, pareciendo una estructura demasiado pesada para cubrir una luz dada. En cierta medida, los ángulos y buñas diferencian los elementos y destacan esta división logrando realzar visualmente al puente.

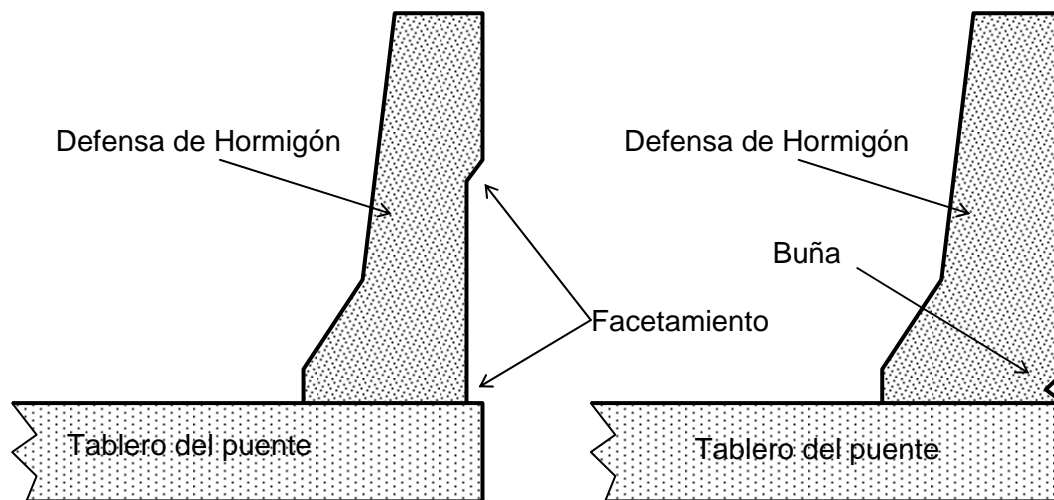


Figura 18 – Facetamientos y buñas en barandas de hormigón armado

## CARGAS DE CÁLCULO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DEL REGLAMENTO DE LA D.N.V. Y OTROS REGLAMENTOS EN EL MUNDO

El reglamento de puentes de hormigón armado de la Dirección Nacional de Vialidad<sup>[2]</sup> establece como fuerzas adicionales en el capítulo A)III)c) para el cálculo de barandas de puentes que la fuerza transversal de diseño es de 400Kg por metro lineal (4 kN/m) aplicada a la altura del pasamanos generalmente utilizada para barandas con postes de hormigón armado y caños galvanizados (Fotografía 5). De todo el estudio que se ha hecho del estado del arte actual en el diseño de barandas de puentes, queda demostrado que esta es una carga extremadamente baja para la masa de vehículos y velocidades que desarrollan actualmente, siendo necesario adoptar un criterio moderno para el cálculo de nuevas barandas.

En algunos países de Europa, el impacto lateral contra sistemas de contención de vehículos es asimilado a una carga estática y calculado de la siguiente forma<sup>[10]</sup>:

- Si el sistema de contención actúa absorbiendo energía por deformación plástica (sistemas deformables), se supondrá actuando una fuerza puntual de 45kN aplicada a 0,60m sobre la superficie del pavimento, perpendicularmente al elemento considerado.
- Si el sistema de contención no absorbe energía por deformación plástica propia (sistemas rígidos), se supondrá actuando una fuerza puntual de 300kN, aplicada perpendicularmente al elemento considerado y a una altura igual a la altura útil del mismo. Esta fuerza se podrá suponer repartida uniformemente, en la base de la barrera de seguridad, en un ancho de 3 m.

Simultáneamente se considerará, en todos los casos, una fuerza puntual horizontal de 30kN, aplicada longitudinalmente a nivel de la superficie del pavimento.

Las cargas de diseño norteamericanas para impacto en sistemas de contención se acercan numéricamente al criterio europeo y se vuelcan en el título siguiente.

## PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Habiendo estudiado la distinta bibliografía disponible se ha valorado al manual norteamericano de la AASTHO<sup>[1]</sup> como muy completo y detallado no solamente en este tema específico sino en todos los temas relativos al proyecto de puentes, siendo un reglamento moderno que se ajusta bastante al nuevo reglamento argentino de estructuras de hormigón armado CIRSOC 201–2005 (basado en la norma norteamericana ACI-318) resaltando que este último no es apto para el cálculo de puentes. Más aún, muchos países han adherido en este aspecto al reglamento norteamericano de puentes con algunas modificaciones que lo ajustan al medio regional.

A continuación basándose en las especificaciones de puentes de la AASHTO se describirá el modelo de cálculo propuesto adaptándolo según sea el caso a las necesidades locales.

Las especificaciones de la AASHTO establecen ciertas restricciones de cargas y geometría para el cálculo y diseño de sistemas de contención. Además exige que para su utilización tengan un desempeño satisfactorio en ensayos de impacto a escala real, incluso modelando la baranda con el voladizo correspondiente al puente.

El espesor mínimo de la losa del tablero en el borde del voladizo debe ser

- 0,20m para tableros de hormigón con barandas de hormigón o sistemas de postes empotrados
- 0,30m cuando los sistemas de postes están montados en forma lateral

La altura mínima para impedir el vuelco por sobre la barrera del vehículo que impacta está restringida a 686mm para nivel 3 o menor (sólo por una cuestión histórica), 810mm para nivel 4, 1070mm para nivel 5 y 2290 para nivel 6. El reglamento de Australia y Nueva Zelanda<sup>[6]</sup> establece la mínima altura para nivel 6 en 1400mm.

Debido a que estas medidas son derivadas del sistema métrico inglés, a los efectos prácticos y para un mejor ajuste al sistema de medida internacional vigente en el país resultaría conveniente la adopción de los siguientes límites inferiores para la altura de baranda vehicular ( $H_e$ ): 0,45m para nivel 1; 0,50m para nivel 2; 0,60m para nivel 3; 0,80m para el 4; 1,10m para el 5 y 1,40m para el 6, con el respaldo de la última bibliografía referenciada.

Las fuerzas de diseño son fuerzas estáticas que representan la fuerza dinámica transferida al sistema de contención por un determinado vehículo impactando a una velocidad y ángulos específicos de acuerdo a la categoría del ensayo. La fuerza del impacto se descompone en tres componentes respecto al eje de la baranda: una transversal o lateral hacia afuera ( $F_t$ ), una longitudinal ( $F_l$ ) y una vertical ( $F_v$ ) dirigida hacia abajo

Estas fuerzas de diseño se encuentran repartidas en una longitud de contacto de acuerdo al nivel requerido. Para las fuerzas que se encuentran en el plano horizontal ( $L_t$  y  $L_l$ ) estas longitudes surgen o bien de filmaciones de las pruebas de choque para autos y camionetas o bien del diámetro de la rueda o la longitud total del tandem en el caso de los camiones.

En la Tabla 3 se resumen las fuerzas nominales de diseño, su longitud de aplicación y restricciones geométricas de altura propuestas para el proyecto de barandas vehiculares.

Nivel de seguridad	Altura mínima He [m]	Fuerza transversal F <sub>t</sub> [kN]	Fuerza longitudinal F <sub>l</sub> [kN]	Fuerza vertical F <sub>v</sub> [kN]	Longitud transversal y longitudinal L <sub>t</sub> y L <sub>l</sub> [m]	Longitud vertical L <sub>v</sub> [m]
1	0,45	60	20	20	1,20	5,50
2	0,50	120	40	20	1,20	5,50
3	0,60	240	80	20	1,20	5,50
4	0,80	240	80	80	1,10	5,50
5	1,10	500	180	355	2,40	12,00
6	1,40	780	260	355	2,40	12,00

Tabla 3 – Fuerzas y longitudes de diseño

Las combinaciones de carga a tener en cuenta para el diseño de las barandas son dos

1. las cargas transversal F<sub>t</sub> y longitudinal F<sub>l</sub> actuando simultáneamente
2. la carga vertical F<sub>v</sub> solamente

Siendo un estado límite ante un evento extremo, el dimensionamiento se realizará para el estado límite de rotura con las cargas establecidas en la Tabla 3 con los coeficientes de reducción de resistencia que correspondan (generalmente en estos casos no hay reducción  $\phi = 1$ ).

## DISEÑO DE BARANDAS DE HORMIGÓN ARMADO

El método recomendado para el dimensionamiento de barandas de hormigón armado es el de líneas de rotura. Este método dimensiona el hormigón armado a rotura suponiendo la plastificación de las secciones. Esto es importante ya que desde el punto de vista teórico, el impacto de un vehículo de mayor porte que el de diseño no produciría daños en el tablero del puente ya que la baranda colapsaría previamente por haber alcanzado su resistencia última.

Las líneas de rotura para la contención de hormigón se muestran en las figuras siguientes. En las regiones lejanas a las juntas predomina el mecanismo de rotura de tres líneas de la Figura 19 donde existen dos líneas de rotura que traccionan la cara interior y una que tracciona la cara exterior de la baranda. En las cercanías de las juntas y el final de la baranda aparece una línea de rotura como muestra la Figura 21 que tracciona la cara interior de la baranda.



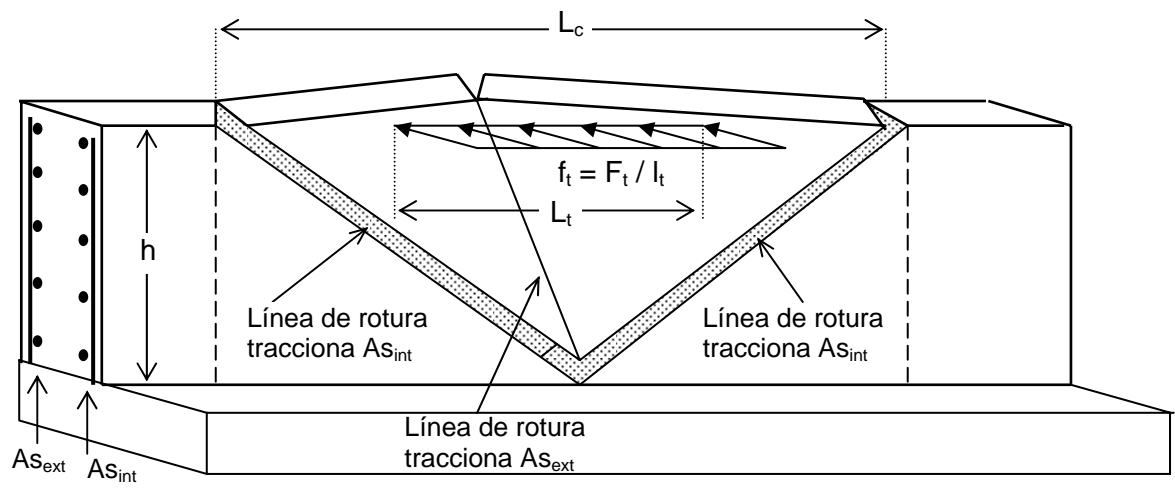


Figura 19 – Esquema de líneas de rotura y dimensiones en tramo de baranda

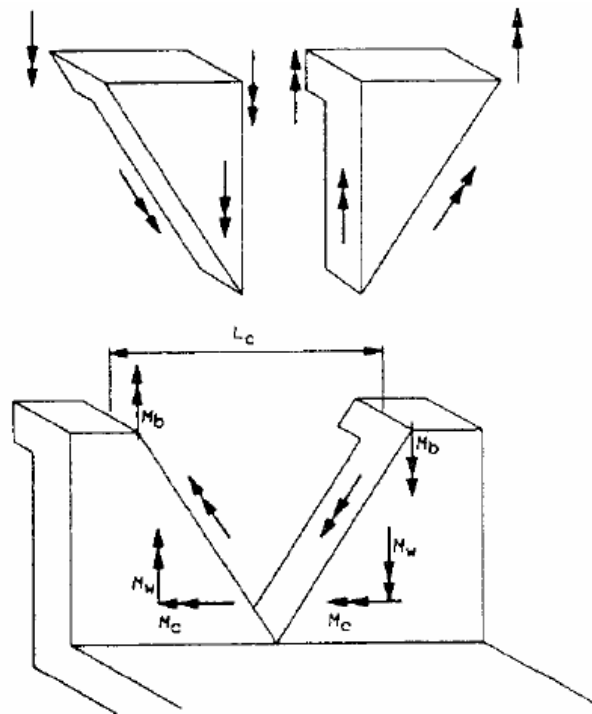


Figura 20 – Momentos desarrollados en las líneas de rotura de la cuña

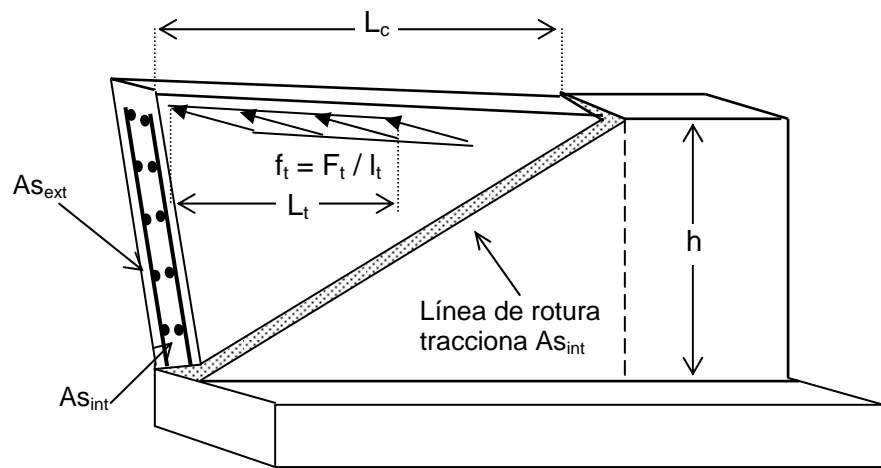


Figura 21 – Línea de rotura para una sección extrema de baranda cercana a la junta

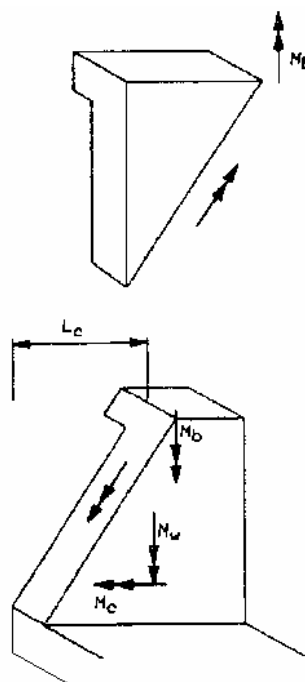


Figura 22 – Momentos desarrollados en la línea de rotura de la cuña en una sección extrema cercana a una junta

### Resistencia Flexional

En el caso que se analiza la línea de rotura se extiende exclusivamente dentro de la baranda y no se prolonga al tablero ya que se supone que éste tiene la suficiente resistencia para que el patrón de rotura esté contenido en la baranda. Si el patrón de falla se extiende al tablero, las ecuaciones que se transcriben más adelante no son válidas.

Para el uso de estas ecuaciones, cuando el ancho de la barrera de hormigón varía a lo largo de su altura el momento  $M_c$  debe ser tomado como promedio de su valor a lo largo de la altura. Además los valores de momento no deberían variar significativamente en la altura de la pared. Si esto no fuera así, debe utilizarse un análisis afinado de líneas de rotura.

Para el caso de regiones centrales alejadas de las juntas o del final de la baranda se emplean las siguientes ecuaciones:

$$L_{cc} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$R_{wc} = \left(\frac{2}{2L_{ci} - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_{ci}^2}{H}\right) \quad \text{Ecuación 2}$$

En secciones extremas cercanas a las juntas o el final de la baranda se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$L_{ce} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + H \left(\frac{M_b + M_w H}{M_c}\right)} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$R_{we} = \left(\frac{2}{2L_{ce} - L_t}\right) \left(M_b + M_w H + \frac{M_c L_{ce}^2}{H}\right) \quad \text{Ecuación 4}$$

debiendo verificarse en ambos caso que  $R_w \geq F_t$  de la Tabla 3

donde

$R_w$  = resistencia nominal transversal total de la baranda [kN]

$F_t$  = fuerza nominal transversal de diseño que se asume actuando en la parte superior de la baranda [kN]

$H$  = altura de la baranda [m]

$L_c$  = longitud crítica del patrón de la línea de rotura [m]

$L_t$  = longitud de impacto en que se distribuye la fuerza transversal  $F_t$  [m]

$M_b$  = resistencia flexional adicional a  $M_w$  que actúa en el extremo superior de la baranda [[kN m / m]

$M_c$  = resistencia flexional alrededor del eje paralelo al eje del puente (involucra a la armadura dispuesta en forma vertical) [kN m / m]

$M_w$  = resistencia flexional alrededor del eje vertical (involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal) [kN m / m]

También deberían analizarse otros mecanismos de rotura que tengan potencialmente una menor capacidad de carga, incluyendo el cálculo como voladizo para barandas que tengan una longitud menor que dos veces la longitud crítica en el extremo  $L_{ce}$ .

Siendo un estado límite para un evento extremo, los momentos  $M_b$ ,  $M_c$  y  $M_w$  deben calcularse con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ .

Puede observarse de la Ecuación 1 y en la Ecuación 3 que son las que determinan la longitud  $L_c$  del mecanismo de línea de rotura que manteniendo el momento resistente  $M_w$  constante (armadura horizontal) las secciones con mayor momento resistente  $M_c$  (armadura vertical) tienen mecanismos más cortos y escalonados de línea de rotura.

## Resistencia al corte

Se utiliza el método de corte por fricción para evaluar la capacidad al corte en la interfaz baranda-tablero.

Ya se ha mencionado que se asume que la fuerza transversal  $F_t$  y la fuerza longitudinal  $F_l$  actúan simultáneamente en una longitud  $L_c$ , de manera que la fuerza de corte resultante resulta ser

$$V_d = \sqrt{F_t^2 + F_l^2} \quad \text{Ecuación 5}$$

La ecuación básica de resistencia al corte utilizando corte por fricción es

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu(A_{vfr} \cdot f_y + P_c) \quad \text{Ecuación 6}$$

siendo

$V_n$  = resistencia nominal al corte en la interfaz baranda-tablero [kN]

$c$  = cohesión en la interfaz [kN / m<sup>2</sup>]

$\mu$  = coeficiente de fricción de la interfaz

$A_{cv}$  = Área de hormigón de la interfaz [m<sup>2</sup>]

$A_{vfr}$  = Área de armadura de corte por fricción [m<sup>2</sup>]

$P_c$  = Fuerza de compresión [kN]

En la Ecuación 7 pueden despreciarse la cohesión  $c$  y la pequeña compresión en la interfaz debido al peso propio  $P_c$ . Estando del lado seguro se puede asumir que la interfaz entre la baranda y el tablero es no intencionalmente rugosa con lo que el factor de fricción  $\mu$  toma el valor 0,6. Siendo  $\phi = 1$  para eventos extremos, se tiene

$$V_R = \phi V_n = 0,6 \cdot A_{vfr} \cdot f_y \quad \text{Ecuación 7}$$

a partir de la cual es posible verificar si la armadura dispuesta en una longitud crítica  $L_c$  permite la resistencia al corte por fricción ante el impacto es decir  $V_R \geq V_d$ .

## Resistencia del voladizo del tablero que soporta la baranda

El diseño del voladizo requiere el análisis de tres casos por separado:

Caso 1: las fuerzas transversal y longitudinal establecidas en la Tabla 3 con cálculo en estado límite por evento extremo

Caso 2: la fuerza vertical establecida en la Tabla 3 con cálculo en estado límite por evento extremo

Caso 3: las cargas de acuerdo a la reglamentación vigente en estado límite de rotura

En el caso de barandas vehiculares de hormigón armado, para el Caso 1 el voladizo debe ser diseñado para proveer una resistencia flexional por unidad de longitud  $M_s$  que actuando en coincidencia con una fuerza de tracción por unidad de longitud  $T$  exceda el momento  $M_c$  en la base de la baranda.

La fuerza  $T$  que tracciona al voladizo hacia fuera debido al impacto se calcula como

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad \text{Ecuación 8}$$

Siendo

$R_w$  = resistencia nominal transversal total de la baranda [kN]

$H$  = altura de la baranda [m]

$L_c$  = longitud crítica del patrón de la línea de rotura [m]

$T$  = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero [kN / m]

Como se ha mencionado previamente, si la capacidad del voladizo del tablero es menor que la especificada, el mecanismo de línea de rotura ya no responde al que se ha estudiado previamente y las ecuaciones desarrolladas no son correctas.

Debido a que los ensayos de impacto están orientados a la supervivencia de las personas y no a la resistencia última del sistema de contención, puede ocurrir que la baranda quede significativamente sobredimensionada de manera que existe también la posibilidad que el voladizo esté sobredimensionado.

### **METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LÍNEAS DE ROTURA**

Para el diseño de barandas vehiculares de hormigón armado se adoptó el método de las líneas de rotura, donde las secciones de hormigón armado se plastifican, estando la armadura en fluencia con una tensión  $f_y$  y el hormigón comprimido con una tensión  $f'_c$ .

En la Figura 23 se describe el proceso de obtención del momento de rotura de una sección de hormigón armado. Cuando se provoca el giro de la sección si las secciones se mantienen planas después de la deformación, ésta en su estado último llegará a la deformación de rotura del hormigón  $\varepsilon_{cu}$  en la zona comprimida y si la armadura se encuentra lo suficientemente alejada del eje neutro se encontrará a una deformación  $\varepsilon_s$  mucho mayor que su deformación de fluencia  $\varepsilon_y$ . De este modo, despreciando la resistencia a tracción del hormigón y el aporte de la armadura cercana al eje neutro, se desarrollará una zona comprimida de hormigón donde éste ha alcanzado su tensión de rotura  $f'_c$  y el acero que se encuentra en la zona traccionada estará en fluencia a una tensión  $f_y$ . Para el caso del hormigón, el diagrama desarrollado en una longitud  $c$  puede simplificarse en uno equivalente de forma rectangular de altura  $a$  como muestra la Figura 24, de manera que  $a = \beta_1 \cdot c$  siendo  $\beta_1$  el factor para equiparar la distribución de tensiones teórica del hormigón con un bloque rectangular a una tensión constante. Esta tensión toma el valor de  $0.85f'_c$  para hormigones con una tensión de rotura que no exceda los 28Mpa.

Por equilibrio de fuerzas horizontales en la

Figura 23 la fuerza  $F_s$  que se desarrolla en el acero tiene que ser igual a la fuerza  $F_c$  que se desarrolla en el hormigón siendo ambas el resultado de multiplicar el área correspondiente por la tensión a la que está sometido el material

$$F_s = A_s f_y \text{ y } F_c = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

igualando ambas expresiones es posible obtener la altura del bloque comprimido de hormigón como

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b} \quad \text{Ecuación 9}$$

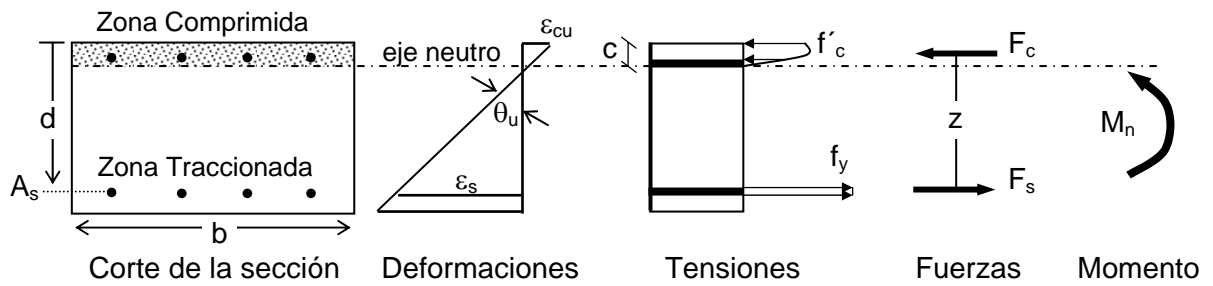


Figura 23 – Momento resistente último de una sección de hormigón armado

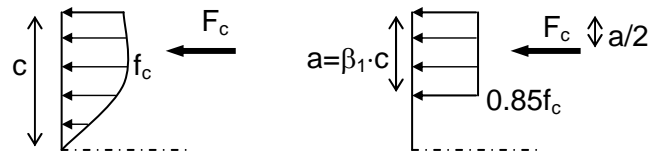


Figura 24 – Bloque de compresión rectangular equivalente en el hormigón

siendo el brazo el brazo de palanca  $z$  la distancia entre  $F_s$  y  $F_c$  de modo que

$$z = d - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación 10}$$

estando en condiciones de calcular el momento último nominal de la sección. El par resultante será igual al brazo de palanca  $z$  multiplicado por la fuerza en el acero  $F_s$  o en el hormigón  $F_c$  ya que como se ha dicho son iguales y contrarias

$$M_n = F_s \cdot z = A_s f_y \cdot z \quad \text{Ecuación 11}$$

donde  $d$  es la altura útil de la sección para la armadura traccionada

Resta aplicar a este momento el factor de disminución de resistencia  $\phi$  para obtener el momento resistente de la sección.

$$M_r = \phi M_n$$

el reglamento establece que para eventos extremos como el impacto de vehículos el coeficiente de reducción  $\phi$  toma el valor 1, por lo que

$$M_r = \phi M_n = M_n \quad \text{Ecuación 12}$$

por lo que en este caso es indistinto tomar el momento resistente o el momento último nominal tal como se encuentra en la Ecuación 11.

Para poder aplicar las fórmulas de línea de rotura, es necesario calcular los momentos resistentes de la sección en ambas direcciones. Debido a que la sección no es de espesor uniforme, debe hacerse un análisis detallado para cada armadura y posición para luego obtener el momento resistente por unidad de longitud.

Los momentos a obtener son  $M_w$  momento resistente flexional unitario alrededor del eje vertical, que involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal y  $M_c$  momento resistente flexional por unidad de longitud alrededor del eje paralelo al eje del puente que involucra a la armadura dispuesta en forma vertical.

Se analizarán distintas posibilidades de rotura en una sección central y una sección extrema.

### **Cálculo de $M_w$ en una sección central (armadura horizontal)**

Para el cálculo de  $M_w$  primero se calcula la altura  $a$  del bloque de hormigón comprimido para el total de la armadura de la cara traccionada de acuerdo a la Ecuación 9 con la particularidad de que el ancho de hormigón comprendido corresponde a la altura de la baranda.

Luego se calcula el brazo de palanca  $z$  para cada posición con la Ecuación 10, para finalmente calcular el momento nominal  $M_n$  de cada armadura con la Ecuación 11. Sumando estos momentos para cada posición se obtiene el momento resistente correspondiente a la cara. Debido a que este es un momento total de la sección de ancho  $h$  y es necesario trabajar con momentos unitarios, se calcula

$$M_w = \frac{M_n}{h} \quad \text{Ecuación 13}$$

donde  $h$  es la altura de la baranda.

Se calcula el momento  $M_w$  para la cara interna y la externa y debido a que existen tres líneas de roturas (una vertical donde la armadura traccionada es la armadura horizontal que se encuentra hacia el exterior de la baranda y dos inclinadas donde el acero traccionado es el del interior) se pondera el momento de la siguiente forma:

$$M_w = \frac{2 \cdot M_{wint} + M_{wext}}{3} \quad \text{Ecuación 14}$$

### **Cálculo de $M_c$ en una sección central (armadura vertical)**

Las líneas de rotura que involucran a la armadura vertical son las dos que aparecen inclinadas, de manera que el acero traccionado es el que se encuentra en la cara interior. La armadura vertical se encuentra ubicada en dos zonas netamente diferenciadas: una superior con menor altura útil y una inferior más ancha. A partir de esta división se calcula el momento  $M_c$  para cada sector superior y inferior. Se obtiene la altura  $a$  del bloque de hormigón comprimido para la armadura de la cara traccionada utilizando la Ecuación 9 para un ancho  $b$  de hormigón de 1m. Luego se calcula el brazo de palanca  $z$  para con un promedio de las alturas útiles  $d$  en cada sector utilizando la Ecuación 10, y se obtiene el momento nominal unitario  $M_c$  de cada sector con la Ecuación 11. Para obtener el momento  $M_c$  en toda la altura de la baranda se pondera el momento de acuerdo a la altura que implica cada sector:

$$M_c = \frac{h_s \cdot M_{c\text{sup}} + (h_i + h_m) \cdot M_{c\text{inf}}}{h} \quad \text{Ecuación 15}$$

### **Cálculo de $M_w$ en una sección extrema (armadura horizontal)**

Se procede de igual forma que para el cálculo de  $M_w$  en una sección central con la particularidad que hay que tener en cuenta que de acuerdo a la línea de rotura sólo trabajarán a tracción las armaduras interiores. Además es posible que las armaduras ubicadas en la zona inferior no lleguen a desarrollar la tensión de fluencia  $f_y$  en el acero debido a que no cuentan con la longitud de anclaje suficiente. Para estos casos se aplica un factor de anclaje dado por

$$\phi_{\text{anclaje}} = \frac{\ell_{\text{anclaje}}}{\ell_{\text{db}}}$$

Ecuación 16

donde  $\ell_{\text{anclaje}}$  es la longitud en que la barra se encuentra efectivamente anclada y  $\ell_{\text{db}}$  es la longitud mínima de anclaje dada por reglamento. De este modo, aplicando el factor de anclaje correspondiente al área de cada barra es posible obtener la armadura  $A_s$  útil de cada posición, obtener  $a$  con la Ecuación 9,  $z$  a partir de la Ecuación 10 y  $M_n$  utilizando la Ecuación 11. Finalmente se obtiene el  $M_w$  de la sección, que en este caso corresponde sólo a la armadura interna, aplicando la Ecuación 13.

### **Cálculo de $M_c$ en una sección extrema (armadura vertical)**

La manera de calcular el momento resistente unitario  $M_c$  para la armadura vertical en una sección extrema es similar al utilizado en la sección central con la única particularidad que generalmente la armadura involucrada por metro de ancho es mayor debido a que se refuerza esta zona más débil con una menor separación de armadura vertical.

### **Otros mecanismos de rotura**

También se han planteado mecanismos de rotura para la rotura del paramento superior. El procedimiento a seguir es similar al caso en que la rotura implica a toda la baranda con la particularidad que en este caso, la altura que interviene en las ecuaciones precedentes no es la altura  $h$  de la sección sino la altura  $h_s$  del paramento superior.

## **DISEÑO DE BARANDAS VEHICULARES Y PEATONALES METÁLICAS**

Básicamente el diseño de barandas metálicas con sistema de poste y hoja o perfil se realiza por medio del cálculo plástico de estructuras de barras y no tiene ninguna complejidad.

El dimensionamiento de barandas metálica excede al objetivo del presente trabajo y puede ser consultado en la referencia [1].

## **ACTUALIZACIÓN DE LAS BARANDAS VEHICULARES DE PUENTES UTILIZADAS POR LA D.V.B.A.**

Ante todo lo expuesto en los títulos anteriores se hace necesaria una actualización en los sistemas de contención de puentes.

Un avance importante en el tema de seguridad ya se ha logrado con el criterio adoptado por el Departamento Obras de Arte para la continuidad de las banquetas. Así, para puentes en caminos principales de dos vías se toma un ancho de calzada de 13.30m correspondientes a 7.30m de calzada y 3m de banquina a cada lado. Para el caso puentes de dos carriles unidireccionales el ancho de calzada pasa a ser 10.30m con 0.50m para la banquina izquierda y 2.50m para la derecha.

En cuanto a los sistemas de contención, los flexibles de poste y hoja de doble onda que generalmente se utilizan para contención en los caminos responden a un nivel de seguridad 2. Además las deflexiones producidas ante impactos son importantes y bajo



ningún punto de vista compatibles con las permitidas en un puente, con lo cual se descarta esta protección tradicional para los puentes de la red primaria donde en principio se necesitaría un nivel de seguridad 4. Esto no quita la posibilidad de utilizar sistemas de poste y hora de mayor rigidez y que lleguen al nivel de seguridad requerido.

Como primera medida se ha optado entonces por los sistemas rígidos, en particularidad por las barandas de hormigón armado.

Si bien el costo inicial de una baranda rígida puede resultar más elevado que otro tipo de barandas, los gastos de mantenimiento y reparaciones ante impactos son mínimos y ocurrirán generalmente en el caso que resulten chocadas por vehículos de mayor porte al que han sido diseñadas. De todos modos, este costo inicial resulta mínimo frente al total del puente.

El costo del usuario ante un accidente será mayor en una defensa rígida. Generalmente cuanto más flexible sea la barrera menores serán los daños al vehículo y sus pasajeros, pero en un puente el principal objetivo es contener al vehículo sobre el mismo evitando su caída, de manera que se prioriza esta condición aunque el posible impacto resulte más severo. Este último aspecto puede ser atenuado mediante un perfil de baranda adecuado.

El criterio adoptado para esta actualización es cumplir con los requerimientos de diseño especificados por la AASHTO<sup>[1]</sup> en cuanto a resistencia y altura mínima y la adopción de un perfil de impacto de reconocida efectividad. Si bien esta conjunción seguramente nunca sea ensayada a impactos como lo requiere la AASHTO para la aprobación de las barandas según su nivel de seguridad, es altamente probable que esta combinación de perfil y resistencia resulte adecuada para evitar la penetración de los vehículos para los cuales está siendo diseñada.

El perfil elegido tiene un efecto significativo en el comportamiento del vehículo ante un impacto. Para el interior de la baranda se ha preferido la sección "F", esta sección ha demostrado algunas ventajas en las pruebas de choque frente al perfil New Jersey para el caso de vehículos pesados como así también de automóviles.

Con la base de la distribución de armaduras de las barandas actuales, se han proyectado entonces dos tipos de baranda para nivel de seguridad 4 de 0,80m de altura y nivel de seguridad 5 de 1,10m de altura ambas con perfil "F". Los detalles geométricos y de disposición de armaduras pueden observarse en la Figura 25 y la Figura 26.

Se ha creado una planilla de cálculo totalmente automatizada para poder estudiar todas las posibles variantes geométricas y cuantías de armadura de manera de optimizar el diseño de las barandas y poder en el futuro realizar fácilmente modificaciones y mejoras al diseño adoptado. El método de cálculo de esta planilla está basado en la metodología para el diseño de barandas de hormigón armado descripta previamente. La planilla puede verse en el anexo C, donde se verifica la resistencia de la baranda de hormigón de acuerdo a los requerimientos de la AASHTO para cuatro mecanismos de rotura, se verifica al corte, se obtienen los esfuerzos para el cálculo del voladizo en el tablero del puente y se realiza el cómputo y presupuesto de las barandas proyectadas.

También se procedió a verificar la baranda mini New Jersey (Figura 27) que actualmente se está utilizando para puentes urbanos y ha superado las condiciones geométricas y estáticas para el nivel de seguridad 2 (automóviles y camionetas hasta 70Km/h) que generalmente requieren los puentes urbanos.

Así mismo, la baranda peatonal de barras verticales en uso cumple con los estándares geométricos requeridos para este tipo de contención en ambientes urbanos o cuando se interponga una barrera vehicular para la protección de la vereda. El esquema de esta baranda puede verse en la Figura 28.

## CORTE TRANSVERSAL

ESCALA 1:20

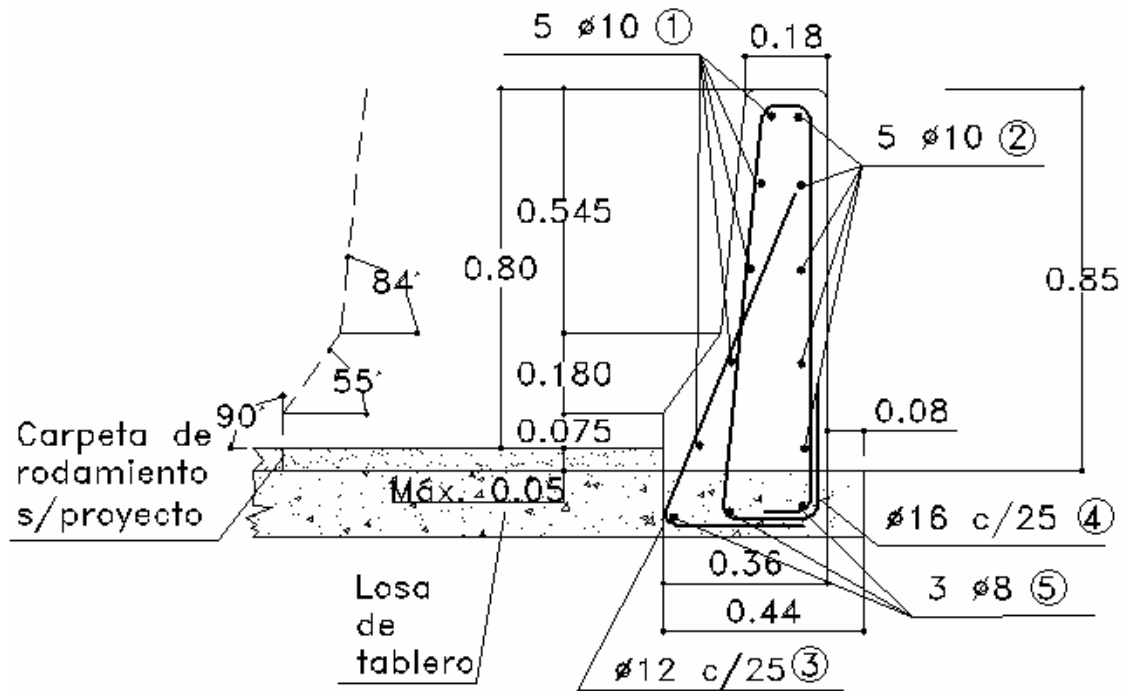


Figura 25 – Baranda proyectada para puentes de la DVBA: perfil F,  $h_{min} = 0.80\text{m}$ , nivel de seguridad 4

# CORTE TRANSVERSAL

ESCALA 1:20

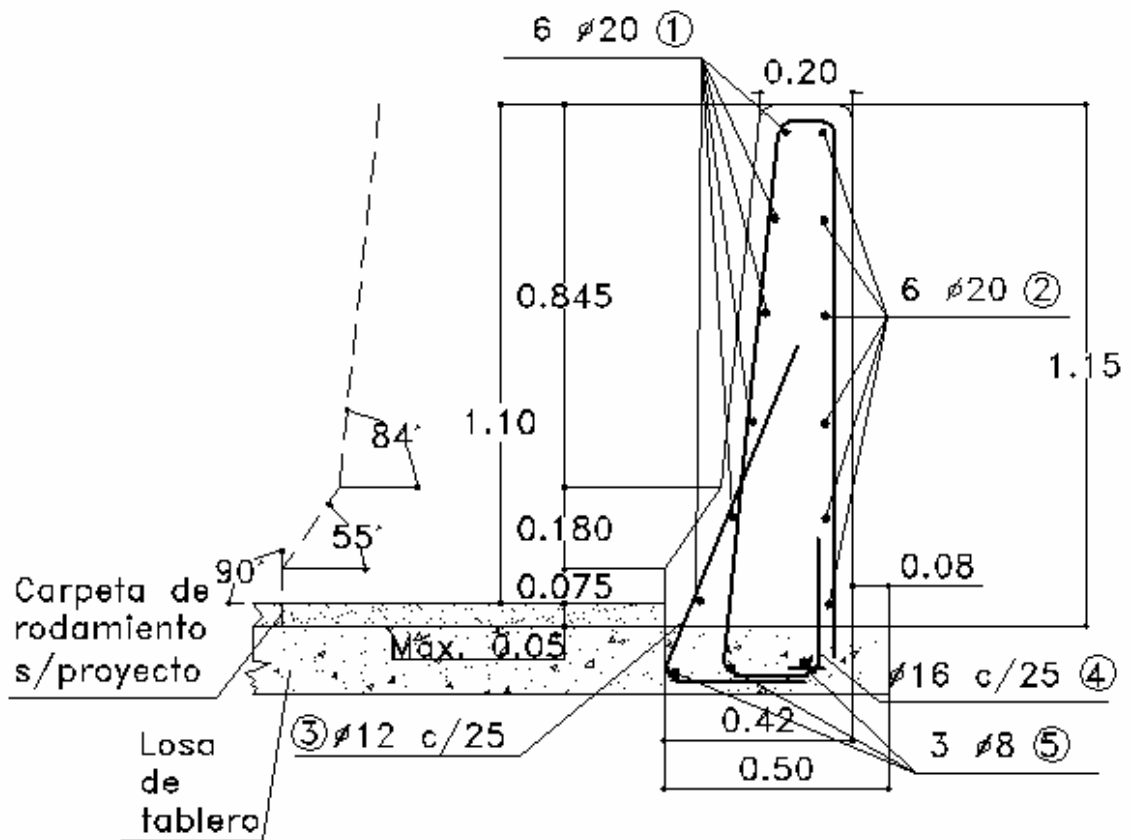


Figura 26 – Baranda proyectada para puentes de la DVBA: perfil F,  $h_{\min} = 1.10\text{m}$ , nivel de seguridad 5

# DEFENSA VEHICULAR TIPO MINI NEW JERSEY

ESCALA 1:10

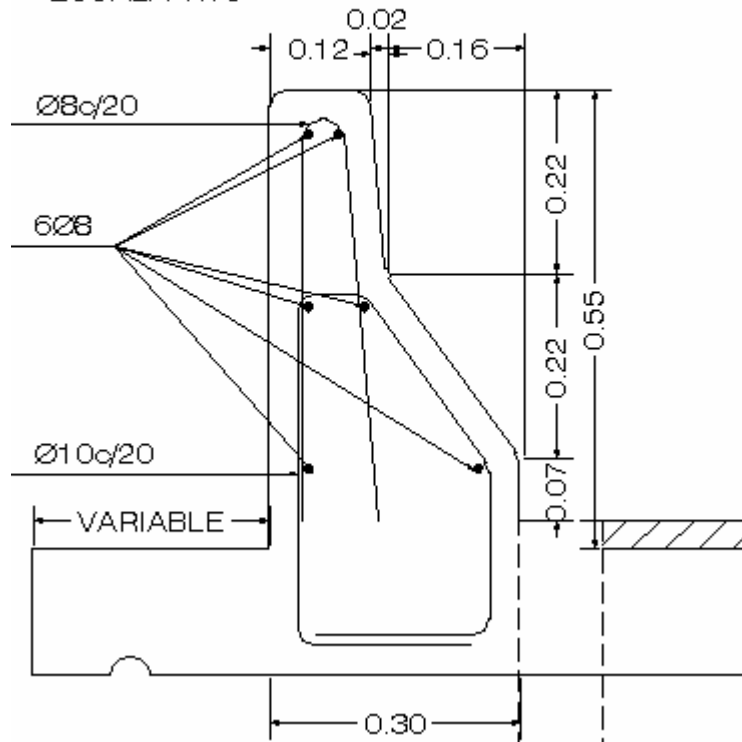


Figura 27 – Baranda utilizada actualmente para puentes urbanos de la DVBA: perfil New Jersey,  $h_{\min} = 0.50\text{m}$ , nivel de seguridad 2

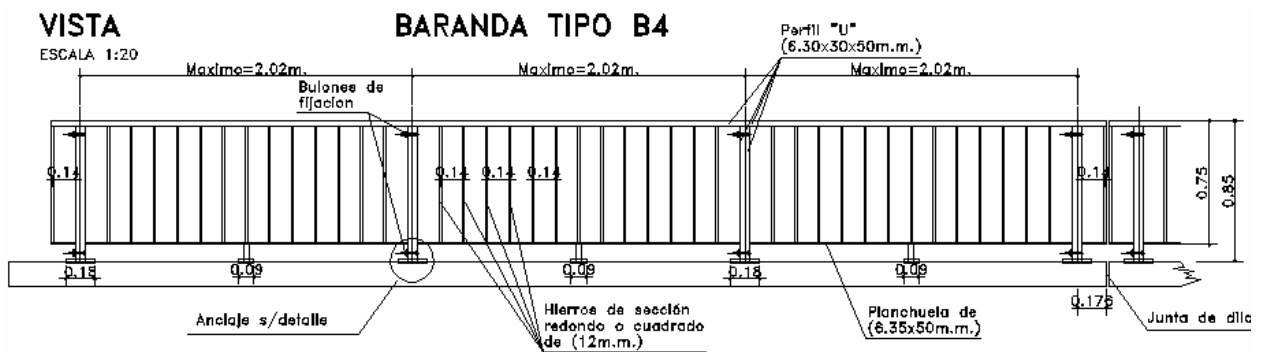


Figura 28 – Baranda peatonal utilizada actualmente para puentes urbanos de la DVBA

## CONCLUSIONES

Ha quedado demostrado que la normativa internacional para el cálculo de barandas vehiculares en puentes ha avanzado mucho en los últimos años en lo referente al tema seguridad. Muchos de los sistemas utilizados en nuestros puentes han quedado desactualizados frente a los requerimientos de los reglamentos modernos.

Se ha expuesto una metodología aceptada en varios países para la selección del nivel de seguridad requerido para las defensas vehiculares de puentes en base al TMDA y a otras características particulares de la obra de arte que permite una buena orientación a la hora de determinar el tipo de baranda a utilizar.

Con el cálculo de barandas de hormigón armado por el método de las líneas de rotura y su implementación en una planilla de cálculo se tiene la posibilidad de analizar nuevos diseños y mejorar los estudiados en el presente trabajo.

A partir de esto, fue posible verificar la baranda de hormigón armado en uso para puentes con localización urbana y proyectar dos tipos de barandas para el caso de puentes rurales o de alta velocidad que cumplen con los estándares internacionales en la materia.

Se ha planteado la importancia de las transiciones entre las barandas flexibles de los accesos y las barandas rígidas de los puentes, dando los lineamientos principales para el diseño, siendo este el punto de partida para la implementación de transiciones adecuadas para las barandas proyectadas.

También se han planteado criterios para el tratamiento estético de las barandas de hormigón armado, especialmente en puentes con localización urbana.

Todo este proceso redundará en lograr puentes más seguros tanto para los ocupantes de los vehículos que transitan nuestras rutas y como para terceros y a su vez evitar costos de agencia por posibles juicios de accidentes ocurridos sobre puentes carreteros.

## **AGRADECIMIENTOS**

No quiero dejar de expresar mi más profunda gratitud al personal del Departamento Obras de Arte de la D.V.B.A por la gentil colaboración y el apoyo prestado para el desarrollo del presente trabajo.

## ANEXO A – NOTICIA PERIODÍSTICA SOBRE ACCIDENTE OCURRIDO EN PUENTE



EL CHOFER SOLO SUFRIO HERIDAS LEVES

### Un camión cayó al vacío desde ocho metros de altura

El espectacular accidente se registró en el Camino de Circunvalación, entre La Carrindanga y la avenida Sarmiento.

Un camionero salvó milagrosamente su vida al caer desde un puente ubicado a no menos de ocho metros el vehículo que conducía por el Camino de Circunvalación, en el tramo que va desde el cruce con La Carrindanga hasta la avenida Sarmiento.



El espectacular accidente se produjo ayer, cerca de mediodía, cuando dos camiones cargados con cereal que se dirigían hacia Ingeniero White, se engancharon mientras circulaban en el mismo sentido por el puente.

Los vehículos, ambos Mercedes Benz 1114, con acoplado, formaban parte de un grupo de no menos de cuatro vehículos similares que se desplazaban en el mismo sentido.

Detrás de los transportes involucrados en el accidente, y en diferentes rodados, también se trasladaban los choferes José María Garabito y Juan López, quienes resultaron testigos del accidente y se ocuparon de pedir auxilio telefónicamente.

"Vimos que un muchacho sobrepasó a otro y cuando advirtió que por ese carril venía otro vehículo, intentó cerrarse y le pegó con la caja", sostuvo uno de los transportistas.

Los camiones Mercedes Benz 1114 se engancharon y luego de romper el guard rail --en un tramo de aproximadamente treinta metros-- ubicado sobre el puente, uno de ellos se precipitó completo al vacío, acompañado en la caída por el acoplado del otro rodado, que era el que estaba realizando el sobrepaso.

#### Fue un milagro.

Examinado el escenario del accidente, no admitía otro calificativo que el de milagroso, para explicar cómo Walter Hernández, conductor del Mercedes

Benz rojo, dominio WPE 455, con acoplado patente WLY 142, cargado con veintiocho toneladas de maíz, salvó su vida.

La cabina del camión quedó totalmente destruida --aunque, afortunadamente, en la caída primero apoyó el sector del acompañante-- y las dieciséis ruedas del vehículo (más la cubierta de auxilio colocada en su lugar) quedaron apuntando hacia el cielo.

A dos metros de esa misma cabina, también con las ruedas hacia arriba, quedó el acoplado, patente VDP 398, del otro Mercedes Benz, dominio VQZ 609 que, conducido por Juan María Prado (21), domiciliado en Nicaragua 289, de Tandil, trasportaba 22 toneladas de soja.

Hernández sólo sufrió un corte en el centro de la frente y otro en el arco superciliar derecho, y cinco horas después del accidente volvió al lugar, tomando recién entonces real dimensión de lo sucedido.

"Ahora sí que estoy asustado", dijo Hernández cuando, a las 17.44, bajó del puente para observar cómo había quedado el camión, sin poder ocultar su nerviosismo.

"Me parece que voy a tener que adelantar el cumpleaños", dijo conmocionado el conductor, que el próximo 28 cumplirá 33 años.

"Yo venía manso y me sacó", seguía comentándole a sus colegas, mientras pretendía encontrar sus documentos y se preocupaba por cómo había quedado el vehículo.

"No sé a quién le corresponde hacerlo, pero, si ustedes pueden, mencionen que se debe arreglar el camino", habían pedido a dúo Garabito y López, mientras aguardaban el regreso de su compañero de ruta y especulando sobre las motivos que podrían haber causado el accidente.

El camión que intentó el sobrepaso quedó estacionado a unos cien metros del puente, sobre la banquina por la cual venía circulando, y el motivo por el cual no fue arrastrado en la caída se debió a que, al engancharse, se rompió un perno de la lanza que lo unía al acoplado.

### **"Me apoyé en el volante".**

Hernández, denunciando cierta excitación al recordar lo sucedido, no dejaba de comentarles detalles a sus compañeros.

"Me pegó justo en la voladora. Cuando lo hizo se me vino para la orilla y lo frenó al acoplado, porque quedó mudo. Ahí se enganchó y cuando lo hizo me arrastró", detalló.

"Lo único que hice fue poner la mano acá, en los ojos, y me apoyé firme en el volante, que terminé torciéndolo", aseguró.

"Cuando abrí los ojos, ya estaba patas para arriba. Lo único que hice fue salir y tirarme acá", dijo señalando el cereal esparcido sobre el terreno.

"Ahora miro el camión y te digo la verdad: nací de vuelta", insistió.

"Miro el camión y no puedo creer cómo me salvé. Tengo unos golpes y cortaduras, pero, gracias a Dios, está todo bien", aseguró.

Y enseguida brindó su versión de los hechos.

"Veníamos cuatro o cinco camiones tirando juntos, pero despacito, porque está golpeado el puente, cuando veo por el espejo que el otro muchacho me pasa por el costado en momentos que viene una camioneta de frente", sostuvo, intentando darle un orden cronológico al accidente.

"Luego de golpear a la camioneta se tira contra mi camión. Me pega al costado del chasis con su cabina, se enganchan los acoplados y me lleva



abajo del puente. Ahí caímos los dos acoplados con mi chasis. Y el de él no cae porque se le corta un perno", relató.

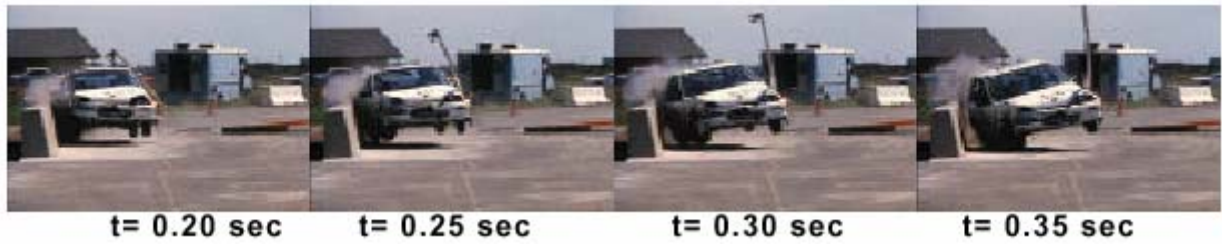
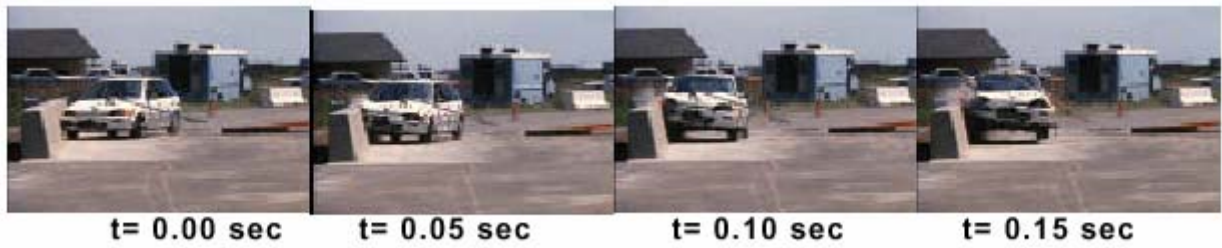
"En la caída no pensé en nada. No se me cruzó nada por la cabeza. Lo único que hice fue cerrar los ojos. Llevo unos cuantos años como camionero, pero nunca viví nada igual. Tuve choques menores, pero nunca un vuelco como éste", aseguró.

"En el momento volaba de los nervios, pero ahora, que estoy más tranquilo, estoy asustado", confesó.

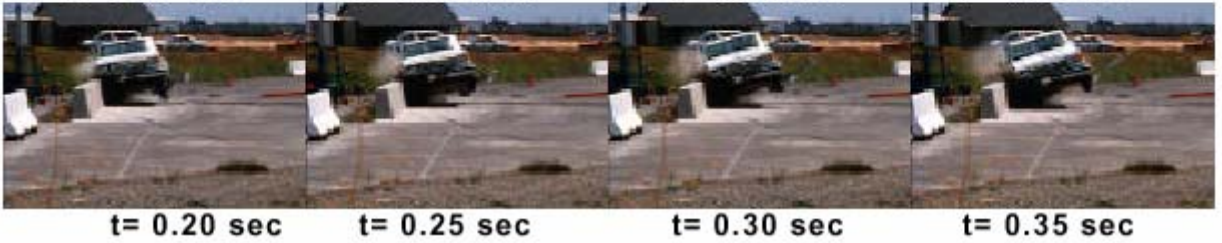
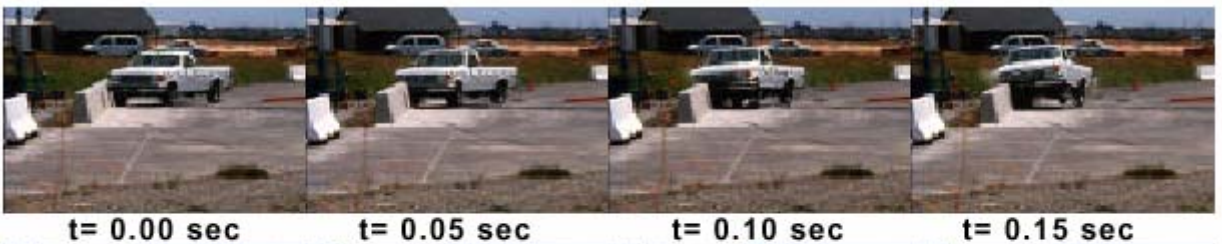
Hernández dijo haber conversado con Prado, pero no pareció estar muy convencido de las explicaciones recibidas.

"Me dijo que venía tirando freno, pero no le frenó el acoplado y me quiso esquivar para no chocarme de atrás. Pero hubiera preferido que haga eso, porque me hubiera roto el acoplado, pero no me volcaba. El acoplado lo hubiéramos arreglado, pero cómo hacemos con esto... Soy chofer, y ahora me quedo sin laburo", concluyó.

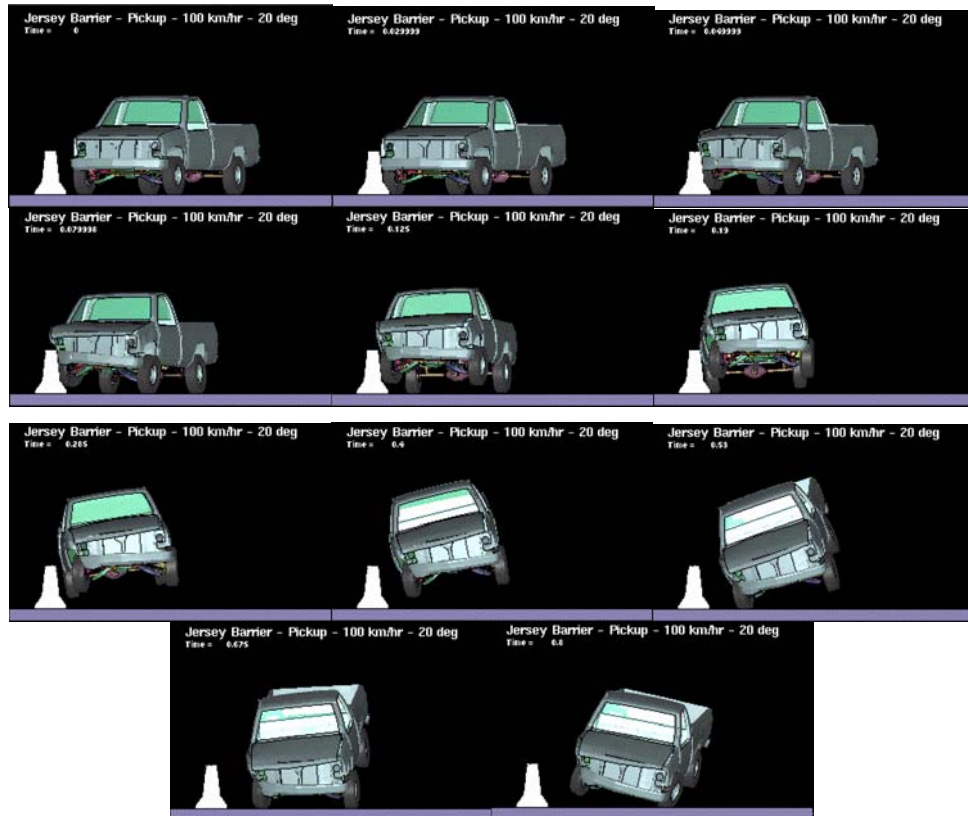
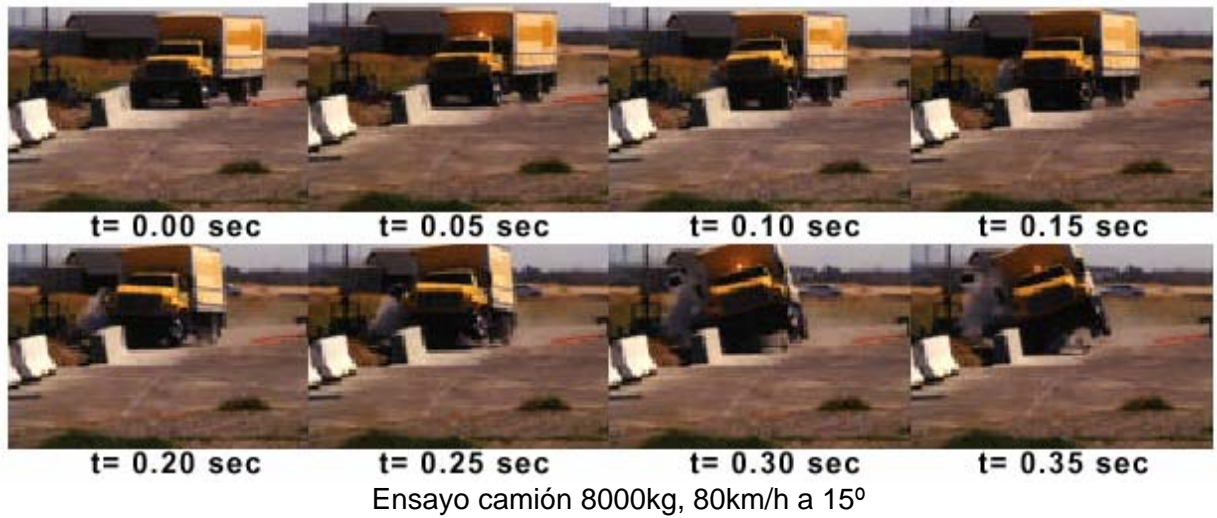
## ANEXO B – FOTOGRAFÍAS Y SIMULACIONES DE IMPACTOS SOBRE SISTEMAS DE CONTENCIÓN LATERALES



Ensayo automóvil 820Kg, 100km/h a 20°



Ensayo camioneta 2000kg, 100km/h a 25°



Simulación de impacto de camioneta 2000kg, 100km/h a 25°

# ANEXO C – MEMORIA DE CÁLCULO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO

## DISEÑO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO

### Características de diseño de la Baranda

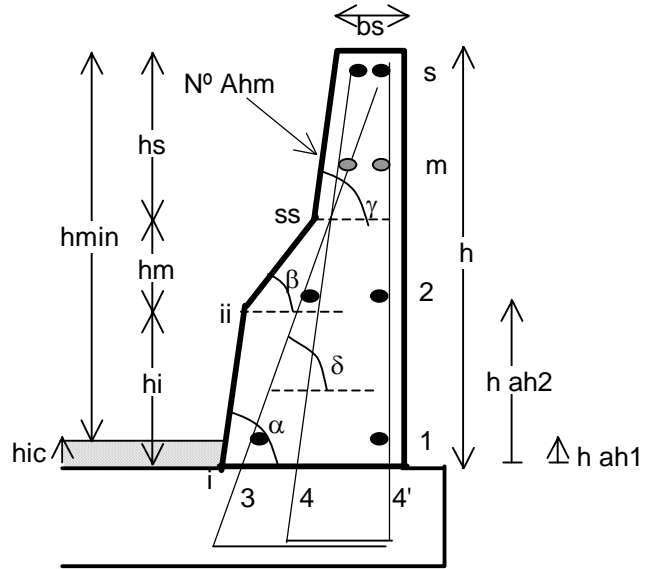
Nivel seguridad	4
Ft=	240 kN
Fl=	80 kN
Lt=	1,10 m
Hmin=	0,80 m

### Características de los Materiales

fy	420 Mpa
f'c	22 Mpa

### Características Geométricas

bs=	0,18 m
h=	0,85 m
$\alpha$ =	90 °
$\beta$ =	55 °
$\gamma$ =	84 °
hi=	0,075 m
hm=	0,18 m
hic=	0,05 m



espesor carpeta de rodamiento

### Armaduras

Rec =	0,035 m	recubrimiento de la armadura
N° Ahm=	2 barras c/ cara	
$\phi$ h=	10 mm	diámetro barras horizontales
$\phi$ v3=	12 mm	diámetro barras verticales posición 3
$\phi$ v4=	16 mm	diámetro barras verticales posición 4
sep vert centr=	0,25 m	separación barras verticales zona central
sep vert extr=	0,15 m	separación barras verticales zona extrema y juntas

### Caños, tubos o perfiles superiores

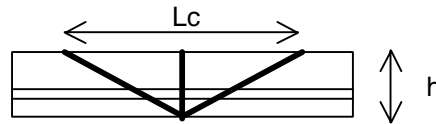
Mb=	0 kN m	Momento plástico de secciones metálicas superiores
-----	--------	----------------------------------------------------

### Parámetros geométricos deducidos

hs=	0,595 m	altura paramento superior
bss=	0,243 m	ancho en sección ss
bii=	0,369 m	ancho en sección ii
bi=	0,369 m	ancho en interfaz con tablero
bic=	0,369 m	ancho a la altura de la carpeta de rodamiento
$\delta$ =	63,7 °	ángulo de la armadura vertical en posición 3
Ldb h=	0,252 m	longitud básica de anclaje barras horizontales
Ldb v3=	0,302 m	longitud básica de anclaje barras verticales posición 3
Ldb v4=	0,403 m	longitud básica de anclaje barras verticales posición 4

## Sección Central

### Mecanismo de rotura inferior



### Armadura Horizontal - Momento por unidad de long. respecto a eje vertical - $M_w$

Cantidad = 5 barras c/ cara

$A_{sh}$  = 3,93 cm<sup>2</sup> c/ cara

$a$  = 0,0104 m altura bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d [m]	z [m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Mn [kN m]
ah1i	0,294	0,289	0,79	9,52
ah2i	0,222	0,217	0,79	7,16
ahmi	0,160	0,155	1,57	10,20
ahsi	0,131	0,126	0,79	4,15

**Mn cara interna 31,03 kN m**

ah1e	0,313	0,307	0,79	10,14
ah2e	0,236	0,231	0,79	7,61
ahme	0,160	0,155	1,57	10,20
ahse	0,131	0,126	0,79	4,15

**Mn cara externa 32,10 kN m**

$M_w$  int 36,50 kN m / m

participando  $M_w$  int en dos líneas de rotura

$M_{ni}$  / h

$M_w$  ext 37,76 kN m / m

participando  $M_w$  ext en una líneas de rotura

$M_{ne}$  / h

**$M_w$  36,92 kN m / m**

$M_w = (2 M_w \text{ int} + M_w \text{ ext}) / 3$

### Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto a eje horizontal - $M_c$

Zona superior (despreciando aporte de av3 en esta zona)

$A_{sv}$  = 8,04 cm<sup>2</sup> / m cara interior

$a$  = 0,0181 m Altura del bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d ss [m]	d s [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av4	0,199	0,137	0,159	8,04	53,62

**$M_c$  sup = 53,62 kN m / m**

### Zona inferior

$A_{sv}$  12,57 cm<sup>2</sup> / m cara interior

teniendo en cuenta pos 3 y 4

$a$  = 0,0282 m

Posición	d i [m]	d ss [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av3	0,325	0,199	0,248	4,52	47,03
av4	0,226	0,199	0,198	8,04	67,00

**$M_c$  inf = 114,03 kN m / m**

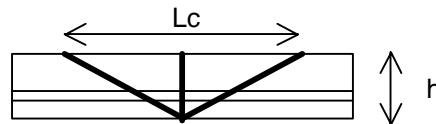
**$M_c$  71,74 kN m / m**

**$L_c$  2,360 m**

**$R_w$  398,44 kN >  $F_t$  => Verifica**

## Sección Central

### Mecanismo de rotura inferior



### Armadura Horizontal - Momento por unidad de long. respecto a eje vertical - $M_w$

Cantidad = 5 barras c/ cara

$A_{sh}$  = 3,93 cm<sup>2</sup> c/ cara

$a$  = 0,0104 m altura bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d [m]	z [m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Mn [kN m]
ah1i	0,294	0,289	0,79	9,52
ah2i	0,222	0,217	0,79	7,16
ahmi	0,160	0,155	1,57	10,20
ahsi	0,131	0,126	0,79	4,15

**Mn cara interna 31,03 kN m**

ah1e	0,313	0,307	0,79	10,14
ah2e	0,236	0,231	0,79	7,61
ahme	0,160	0,155	1,57	10,20
ahse	0,131	0,126	0,79	4,15

**Mn cara externa 32,10 kN m**

$M_w$  int 36,50 kN m / m

participando  $M_w$  int en dos líneas de rotura

$M_{ni}$  / h

$M_w$  ext 37,76 kN m / m

participando  $M_w$  ext en una líneas de rotura

$M_{ne}$  / h

**$M_w$  36,92 kN m / m**

$M_w = (2 M_w \text{ int} + M_w \text{ ext}) / 3$

### Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto a eje horizontal - $M_c$

Zona superior (despreciando aporte de av3 en esta zona)

$A_{sv}$  = 8,04 cm<sup>2</sup> / m cara interior

$a$  = 0,0181 m Altura del bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d ss [m]	d s [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av4	0,199	0,137	0,159	8,04	53,62

**Mc sup = 53,62 kN m / m**

#### Zona inferior

$A_{sv}$  12,57 cm<sup>2</sup> / m cara interior

teniendo en cuenta pos 3 y 4

$a$  = 0,0282 m

Posición	d i [m]	d ss [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av3	0,325	0,199	0,248	4,52	47,03
av4	0,226	0,199	0,198	8,04	67,00

**Mc inf = 114,03 kN m / m**

**Mc 71,74 kN m / m**

**Lc 2,360 m**

**Rw 398,44 kN > Ft => Verifica**

### Verificación al corte en la interfaz baranda-tablero

$V_d =$  252,98 kN

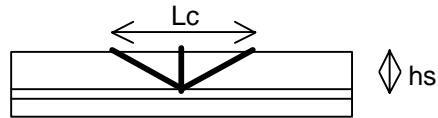
$A_s 4' =$  14,54 cm<sup>2</sup>      area de armadura de corte disponible en Lc

$V_r =$	<b>864,93 kN</b>	$> V_d \Rightarrow$ Verifica
---------	------------------	------------------------------



## Sección Central

### Mecanismo de rotura superior



#### Armadura Horizontal - Momento respecto a eje vertical - Mw

Cantidad = 3 en cada cara  
 Ash = 2,36 cm<sup>2</sup> c/ cara  
 a = 0,0089 m bloque comprimido de hormigón

Posición	d [m]	z [m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Mn [kN m]
ahmi	0,160	0,155	1,57	10,25
ahsi	0,131	0,127	0,79	4,18
<b>Mn cara interna</b>				<b>14,42 kN m</b>
ahme	0,160	0,155	1,57	10,25
ahse	0,131	0,127	0,79	4,18
<b>Mn cara externa</b>				<b>14,42 kN m</b>

Mw cara int 24,24 kN m / m Mni / hs  
 Mw cara ext 24,24 kN m / m Mne / hs

**Mw= 24,24 kN m / m**

#### Armadura Vertical - Momento respecto a eje horizontal - Mc

Asv= 8,04 cm<sup>2</sup> / m cara interior  
 a= 0,0181 m Altura del bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d ss [m]	d s [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av4	0,199	0,137	0,159	8,04	53,62
<b>Mc sup =</b>					<b>53,62</b>

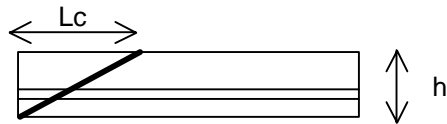
**Mc= 53,62 kN m / m**

**Lc 1,808 m**

**Rw 255,66 kN > Ft => Verifica**

## Sección extrema

### Mecanismo de rotura inferior



Lc estimada= 1,242 m

### Armadura Horizontal - Momento respecto a eje vertical - Mw

Posición	L Ancl. [m]	Frac. Ancl.	Fr. Aa[cm <sup>2</sup> ]
ah1i	0,023	0,093	0,07
ah2i	0,235	0,932	0,73
ahmi	0,692	1,000	1,57
ahsi	1,149	1,000	0,79
<b>As útil</b>			<b>3,16 cm<sup>2</sup></b>

a= 0,0119 m

Posición	d [m]	z [m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Mn [kN m]
ah1i	0,294	0,288	0,07	0,88
ah2i	0,222	0,216	0,73	6,65
ahmi	0,160	0,154	1,57	10,15
ahsi	0,131	0,125	0,79	4,13
<b>Mn cara interna</b>				<b>21,81 kN m</b>

**Mw= 25,65 kN m / m** Mn/h

### Armadura Vertical - Momento respecto a eje horizontal - Mc

#### Zona superior

Asv= 13,40 cm<sup>2</sup> / m cara interior  
a= 0,0301 m Altura del bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d ss [m]	d s [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av4	0,199	0,137	0,153	13,40	85,98
<b>Mc sup =</b>					<b>85,98 kN m / m</b>

#### Zona inferior

Asv 20,94 cm<sup>2</sup> / m cara interior teniendo en cuenta pos 3 y 4  
a= 0,0470 m

Posición	d i [m]	d ss [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av3	0,325	0,199	0,238	7,54	75,40
av4	0,226	0,199	0,189	13,40	106,36
<b>Mc inf =</b>					<b>181,77 kN m / m</b>

**Mc = 114,72 kN m / m**

**Lc = 1,231 m**

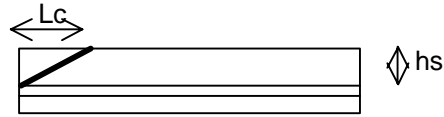
Lc est / Lc = 1%

**Rw = 332,34 kN > Ft => Verifica**

## Sección extrema

### Mecanismo de rotura superior

Lc estimada= 1,213 m



### Armadura Horizontal - Momento respecto a eje vertical - Mw

Posición	Long. Ancl.	Fracc Ancl.	Fracc. Area
ahmi 1	0,167	1,662	2,61
ahsi	0,776	1,000	0,79
<b>As útil</b>			<b>3,40 cm<sup>2</sup></b>

a= 0,0128 m

Posición	d [m]	z [m]	As [cm <sup>2</sup> ]	Mn [kN m]
ahmi	0,160	0,153	2,61	16,82
ahsi	0,131	0,125	0,79	4,11
<b>Mn cara interna</b>				<b>20,93 kN m</b>

**Mw= 35,18 kN m / m** Mn/hs

### Armadura Vertical - Momento respecto a eje horizontal - Mc

#### Zona superior

Asv= 13,40 cm<sup>2</sup> / m cara interior

a= 0,0301 m Altura del bloque de H<sup>o</sup> comprimido

Posición	d ss [m]	d s [m]	z prom [m]	As [cm <sup>2</sup> / m]	Mn [kN m / m]
av4	0,199	0,137	0,153	13,40	85,98
<b>Mc sup =</b>					<b>85,98 kN m / m</b>

**Mc 85,98 kN m / m**

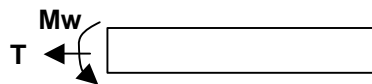
**Lc 1,219 m**

Lc est / Lc 0%

**Rw 352,27 kN > Ft => Verifica**

### Fuerzas para el cálculo del voladizo del tablero

Caso 1



T= 113,38 kN / m

Tracción hacia fuera del voladizo

Mw= 114,72 kN m / m

Momento resistente armadura vertical

## Cómputos

### **Zona central**

Vol H° 21	0,21 m <sup>3</sup> / m
Acero 420	26,60 kg / m

### **Zona extrema**

Longitud	1,23 m
Vol H° 21	0,21 m <sup>3</sup> / m
Acero 420	44,33 kg / m

## Presupuesto

### **Zona central**

Vol H° 21	151,74 \$ / m
Acero 420	107,29 \$ / m
<b>Total</b>	<b>259,03 \$ / m</b>

### **Zona extrema**

Vol H° 21	151,74 \$ / m
Acero 420	178,82 \$ / m
<b>Total</b>	<b>330,56 \$ / m</b>

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] *LRFD Bridge Design Specifications - SI Units - 3<sup>th</sup> Edition* – American Association of State Highway and Transportation Officials – 2004
- [2] *Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado* – Dirección Nacional de Vialidad – 1952
- [3] *Guide Specifications for Bridge Railings* – American Association of State Highway and Transportation Officials – 1989
- [4] *Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features - Report 350* – National Cooperative Highway Research Program – 1993
- [5] *Bridge Rail Guide 2005* – Federal Highway Administration -2005
- [6] *Bridge Manual* – New Zeland Transit – 2004
- [7] *Australian Bridge Design Code* – Austroroads Inc. – 1999
- [8] *Norma UNE-EN-704 Barreras de seguridad* – UNE – 1999
- [9] *Bridge Railing Manual* – Texas Department of Transportation – 2005
- [10] *Recomendaciones sobre sistemas de contención de vehículos* – Normativa española O.C. 321/95
- [11] *Crash Testing of Various Textured Barriers* – California Department of Transportation – 2002

## ÍNDICE

<b><i>Las Barandas en los Puentes Carreteros: Estática y Estética</i></b> .....	<b>1</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>Motivación</b> .....	<b>1</b>
<b>Esquema de contenciones utilizadas en puentes</b> .....	<b>3</b>
<b>Tipos de contenciones en puentes</b> .....	<b>4</b>
Baranda no rígida o flexible .....	4
Baranda rígida .....	4
Baranda peatonal .....	4
Baranda vehicular y peatonal .....	4
Cordón .....	5
<b>Contenciones de puentes observadas en la región</b> .....	<b>5</b>
<b>Otras contenciones de puentes utilizadas en el mundo</b> .....	<b>10</b>
<b>Niveles de seguridad a partir de ensayos sobre barandas</b> .....	<b>13</b>
<b>Aplicaciones y recomendaciones para el proyecto de contenciones de puentes</b> .....	<b>18</b>
Barandas vehiculares .....	18
Barandas peatonales .....	19
Cordón y vereda .....	20
<b>Criterios para la adopción de distintos niveles de seguridad de barandas</b> .....	<b>20</b>
<b>Método del Tránsito Medio Diario Anual Ajustado para la selección del nivel de seguridad de barandas</b> .....	<b>21</b>
<b>Transiciones entre sistemas de contención del camino y el puente</b> .....	<b>27</b>
<b>La estética de los sistemas de contención</b> .....	<b>28</b>
<b>Cargas de cálculo de sistemas de contención del reglamento de la D.N.V. y otros reglamentos en el mundo</b> .....	<b>31</b>
<b>Propuesta para el diseño de sistemas de contención</b> .....	<b>32</b>
<b>Diseño de barandas de hormigón armado</b> .....	<b>33</b>
Resistencia Flexional .....	35
Resistencia al corte .....	37
Resistencia del voladizo del tablero que soporta la baranda .....	37
<b>Metodología de cálculo de barandas vehiculares de hormigón armado mediante líneas de rotura</b> .....	<b>38</b>
Cálculo de $M_w$ en una sección central (armadura horizontal) .....	40
Cálculo de $M_c$ en una sección central (armadura vertical) .....	40
Cálculo de $M_w$ en una sección extrema (armadura horizontal) .....	40
Cálculo de $M_c$ en una sección extrema (armadura vertical) .....	41
Otros mecanismos de rotura .....	41
<b>Diseño de barandas vehiculares y peatonales metálicas</b> .....	<b>41</b>
<b>Actualización de las barandas vehiculares de puentes utilizadas por la D.V.B.A.</b> .....	<b>41</b>
<b>Conclusiones</b> .....	<b>46</b>

<b>Agradecimientos</b>	<b>47</b>
<b>Anexo A – Noticia periodística sobre accidente ocurrido en puente</b>	<b>48</b>
<b>Anexo B – Fotografías y simulaciones de impactos sobre sistemas de contención laterales</b>	<b>51</b>
<b>Anexo C – Memoria de cálculo de barandas vehiculares de hormigón armado</b>	<b>53</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>61</b>
<b>Índice</b>	<b>62</b>