



Asociación Argentina
de Carreteras



JORNADAS DE ACTUALIZACIÓN TÉCNICA EN PUENTES

11 y 12 de julio 2017 - Auditorio A.A.C.



Asociación Argentina
de Carreteras

INSTITUCIONAL

ACTIVIDADES

PUBLICACIONES

CONGRESOS Y SEMINARIOS

LINKS

NOTICIAS DEL SECTOR

NOVEDADES

CONTACTO



> JORNADAS DE ACTUALIZACIÓN TÉCNICA



JORNADAS DE ACTUALIZACIÓN TÉCNICA EN PUENTES

**La Asociación Argentina de Carreteras llevará a cabo
conjuntamente con el CIRSOC unas**

**"JORNADAS DE ACTUALIZACIÓN TÉCNICA EN PROYECTOS
Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES",**

**durante los días martes 11 y miércoles 12 de julio del presente año
entre las 9:00 y 18:00 horas en la sede de la Entidad.**

La propuesta de estas Jornadas es interiorizar, a los distintos Organismos y profesionales que participan en la definición de proyectos y obras relacionadas con el tema citado, del estado de avance de las Normas en elaboración que permitirán actualizar y mejorar las existentes en esta materia; asimismo debatir profundamente con la mirada particular de cada profesional y técnico los temas planteados a los efectos de incorporar algunos comentarios vertidos en el debate.

JORNADAS DE ACTUALIZACIÓN TÉCNICA EN PUENTES

11 y 12 de julio 2017 - Auditorio A.A.C.

(Paseo Colón 823 - 6° Piso)

PROGRAMA TENTATIVO DE ACTIVIDADES	PRIMERA JORNADA	
	8:30 a 9:15	ACREDITACIONES
	9:15 a 9:30	Bienvenida Guillermo Cabana
	9:30 a 10:30	Presentación CIRSOC - CVF - Normas de Seguridad en la Argentina Marta Parmigiani - Hugo Naranjo - Roberto Carretero - Máximo Fioravanti
	10:30 a 11:00	Coffee break
	11:00 a 11:30	Filosofía, Estructura y Formato General de la Serie 800 Victorio Hernandez Balat - Tomás del Carril
	11:30 a 12:00	Criterios de Seguridad Raúl Bertero
	12:00 a 12:30	Aplicación de los Criterios de Seguridad a Puentes - Calibración Juan Francisco Bissio
	12:30 a 13:00	Preguntas y Comentarios
	13:00 a 14:30	Almuerzo (libre)
	14:30 a 15:15	Estados Limite - Cargas y Combinaciones de Cargas Javier Fazio
	15:15 a 15:45	Métodos de Cálculo - Métodos Aproximados Rogelio Percivati - Tomás del Carril
	15:45 a 16:15	Coffee break
	16:15 a 16:45	HAYP: Sistemas Puntal Tensor - Zona Local, etc. Juan Francisco Bissio
	16:45 a 17:15	Preguntas y Comentarios
	SEGUNDA JORNADA	
	9:00 a 9:30	HAYP: Esfuerzos Normales - Segundo Orden Victorio Hernandez Balat
	9:30 a 10:00	HAYP: Esfuerzos Tangenciales - Corte y Torsión Raúl Bertero
	10:00 a 10:30	HAPyP: Corte por Fricción Victorio Hernandez Balat
	10:30 a 11:00	Coffee break
	11:00 a 11:30	HAYP: Pretensado y Pérdidas Rogelio Percivati
	11:30 a 12:00	Puentes Metálicos y Mixtos Gustavo Darin - Martín Polimeni
	12:30 a 13:00	Preguntas y Comentarios
	13:00 a 13:30	Almuerzo (libre)
	13:30 a 14:00	Juntas y Apoyos Daniel Ortega - Tomás del Carril
	14:00 a 14:30	Defensas Diego Cernuschi - Tomás del Carril
	14:30 a 15:00	Fundaciones Juan Francisco Bissio
	15:00 a 15:30	Estribos y Pilas Victorio Hernandez Balat
	15:30 a 16:00	Preguntas y Comentarios
	16:00 a 16:30	Conclusiones Tomás del Carril
	16:00 a 16:30	CIERRE





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

HISTORIA DEL DESARROLLO REGLAMENTARIO

REGLAMENTO ARGENTINO PARA EL

DISEÑO DE PUENTES CARRETEROS

Proyecto General y Análisis Estructural

HISTORIA DEL DESARROLLO

Evolución del conocimiento 1

- ▶ Los Reglamentos registran la evolución del conocimiento técnico
- ▶ La interpretación correcta de toda propuesta requiere la ubicación de la misma en la historia de la evolución del conocimiento.
- ▶ En el caso de los PUENTES esa evolución se puede concentrar en el análisis estructural considerando al mismo parte esencial del conjunto.
- ▶ La ubicación cronológica de esta evolución se puede definir en términos de las fechas de los diversos Reglamentos y de la creación de los Entes que tuvieron a su cargo la redacción de los mismos.
- ▶ A su vez estas fechas coincidieron con modificaciones significativas en las hipótesis que se adoptan y se puede identificar a esos Reglamentos por esas hipótesis.
- ▶ En lo que sigue se efectuará una revisión de estas propuestas.

Evolución del conocimiento 2

4

► 1963

- Esta fecha identifica al PRAEH (Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón)
- Institucionalmente el Ente Responsable fue un Centro de Investigación Temporario del INTI
- Con sustento en el CEB se introduce en nuestro medio el “cálculo a rotura” que se podría identificar mejor como la sustitución de la hipótesis de linealidad en la evaluación de la resistencia del hormigón armado y se modifica la forma de abordar la calificación del equilibrio.
- Si bien se tenía un conocimiento que no sustentaba utilizar las tensiones admisibles como herramienta para estimar la resistencia del hormigón la inercia intelectual de la matrícula llevaba a la defensa de la hipótesis de linealidad.

Evolución del conocimiento 3

5

- ▶ Si bien en los países con desarrollo propio de investigación y conducta de registro y aplicación de las hipótesis básicas que hacen al accionar profesional, nuestro mercado de concurrencia intelectual condujo a las acciones individuales de tratar de recoger en nuestro medio esos antecedentes para aplicarlos. Así se registraban no sólo contradicciones sino competencias por la utilización de la aplicación más novedosa (porque otros no la poseían)
- ▶ El escenario era el típico que se genera cuando la información de la realidad supera a la de la norma del modelo que no la interpreta.
- ▶ Institucionalmente se aprecia también la forma en que el Estado, responsable de la seguridad de los habitantes, recurre a una organización atípica para encomendarle esta misión.
- ▶ Si bien introduce el concepto de estado límite para su definición utiliza un único coeficiente que si bien admite su variación la deja en manos de la responsabilidad de los que aplican el Reglamento.

Evolución del conocimiento 4

- ▶ Es posible que los criterios que puedan haber estado en el terreno de lo observable fueron:
- ▶ Haber sustentado su redacción en Recomendaciones y no en un Reglamento de aplicación integral en un determinado medio que pudiera avalar los detalles propios de la aplicación en forma integral.
- ▶ Haber dejado el margen de seguridad confiado a la ponderación del accionar del Profesional que aplica el Reglamento.
- ▶ Haber encomendado la redacción a un cuerpo transitorio que no estaba en condiciones de dar respuesta a las necesidades propias de la actualización que un cuerpo de esta naturaleza requiere.
- ▶ El hecho de mantenerse como Proyecto y no como Reglamento en diversas jurisdicciones.

Evolución del conocimiento 5

7

► 1982

La Norma DIN introducida diez años antes con una base racional e integral para la evaluación de las estructuras de hormigón armado y los problemas derivados de la aplicación del PRAEH, condujo al intento de generar la base de un Reglamento recurriendo a un Ente privado (IRAM), lo cual también derivó en objeciones diversas.

Surge el CIRSOC y así el primer Reglamento de Estructuras de Hormigón que da respuesta a los aspectos planteados en la filmina anterior pero afirmando la presencia del Estado en la materia de forma de regular una responsabilidad indelegable: la seguridad asociada a la ejecución de las obras.

Con el respeto al federalismo en la materia se arbitran los medios de participación que induzcan a la obtención del consenso que impone la Organización Nacional.

Es una evidencia más de la evolución del conocimiento en sus diversos aspectos

Evolución del conocimiento 6

8

► DECADA DEL 90 (SIGLO PASADO) LRFD

Registra el efecto de la computación al acceso de los profesionales del medio que aprecian la posibilidad de acceder a criterios semi probabilísticos en el análisis estructural. Es oportunidad para la discusión de un cambio en la orientación reglamentaria de la predominancia europea se pasa a la norte americana.

Es el momento de seguir en Hormigón un cambio que había comenzado con las Estructuras Metálicas, sumado al efecto de “copiar” en forma integral un cuerpo reglamentario. Lo que había sido la réplica del cuerpo DIN alemán paso a ser el conjunto de normas propias de la técnica americana. Se puede identificar este cambio como el de la LRFD.

El sustento racional que suministra la separación de la incertidumbre propia del análisis estructural de la asociada a la resistencia de los sistemas justifica en este caso la convalidación de una nueva etapa de la evolución del conocimiento.

Evolución del conocimiento 7

9

2005

El Reglamento de Hormigón señala un nuevo hito que lleva a la generalización del concepto del Estado Límite Último (ELU) y su separación del Estado Límite de Servicio (ELS) que se transforma en un nuevo objetivo de la formación del ingeniero: la incertidumbre como concepto destacable y la consecuente identificación de la diferencia entre el modelo y la realidad.

Lamentablemente queda una materia pendiente en el actual escenario de la evolución: reconocer la necesidad de poder actualizar la transformación de una Norma y luego ésta en un Reglamento sin esperar años de trámites administrativos. Cabe, al respecto, observar los procedimientos de otras culturas que se adaptan mejor a la velocidad de evolución del conocimiento.

La evolución no se detiene y sólo podemos estar seguros que el próximo cambio va a demorar menos que el anterior. Es imprescindible estar preparados tanto para la formación de futuros profesionales como para mejorar la eficiencia de nuestra actividad.

PUENTES

10

Los PUENTES constituyen obras de infraestructura que se ubican en la jurisdicción de los Estados en que se divide la Organización Nacional. Es mínima la participación privada en esta condición.

La variedad de condiciones que se asocian a este tipo de obras no pueden ser contempladas por los Reglamentos que aplican a otras obras privadas o públicas. Es necesario contar con una Norma Específica.

Los Reglamentos existentes en el tema específico no han seguido la evolución reglamentaria que se ha descripto. Cabe preguntarse en que estado de la misma nos encontramos.

CIRSOC somete a discusión pública un Reglamento que recoge la experiencia acumulada en la materia como reflejo de la evolución del conocimiento. Se debe interpretar esta acción como la necesidad de recuperar conocimiento para consolidarlo.

Lo expuesto intenta sustentar el tiempo que dedicaremos a estas jornadas.



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

DE LOS OBJETIVOS GENERALES DE UN REGLAMENTO





REQUISITOS DE UNA OBRA VIAL

- **Funcionalidad**

El Puente como un eslabón esencial del camino

- **Seguridad**

Diseño geométrico con conceptos modernos

Seguridad Estructural

- **Durabilidad**

Asegurarla con eficaz y eficiente Sistema de Gerenciamiento de Puentes

- **Costos Totales Mínimos**

Se trata de encontrar un diseño que minimice los costos anuales, considerando el monto de la Inversión Inicial y los costos de Mantenimiento y Conservación

REQUISITOS BÁSICOS DE UN REGLAMENTO

- **Coherencia con el cuerpo reglamentario nacional**
conexo: relacionado, vinculado, ligado, afín, enlazado
razonable: lógico, racional, pertinente
 1. La DNV obliga a dimensionar la estructura de la calzada con el método AASHTO 1993.
 2. Para el diseño estructural CIRSOC aplica ACI y AISC.
 3. CIRSOC 800 se basa en AASHTO LRFD Bridge Design Specification.
- **Adecuar los usos y costumbres locales - Mercosur**



Ejemplo: control de Cargas en las rutas

En Texas (EEUU), se detiene al vehículo por exceso en su Peso, luego:

- hasta 60 días de cárcel la segunda vez,
- hasta 182 días en la tercera incidencia



CARGAS de DISEÑO - COMPARACIONES



	Simple	Dual	Dual	Total
1-1	6,0	10,5		16,5
	5,5	9,0		14,5
	1,09	1,17		1,14



1-2	6,0	18,0		24,0
	5,5	15,5		21,0
	1,09	1,16		1,14



1-2-3	6,0	18,0	25,5	45,0
	5,5	15,5	19,0	40,0
	1,09	1,16	1,34	1,13

Diseño

10,5

8,2

1,28

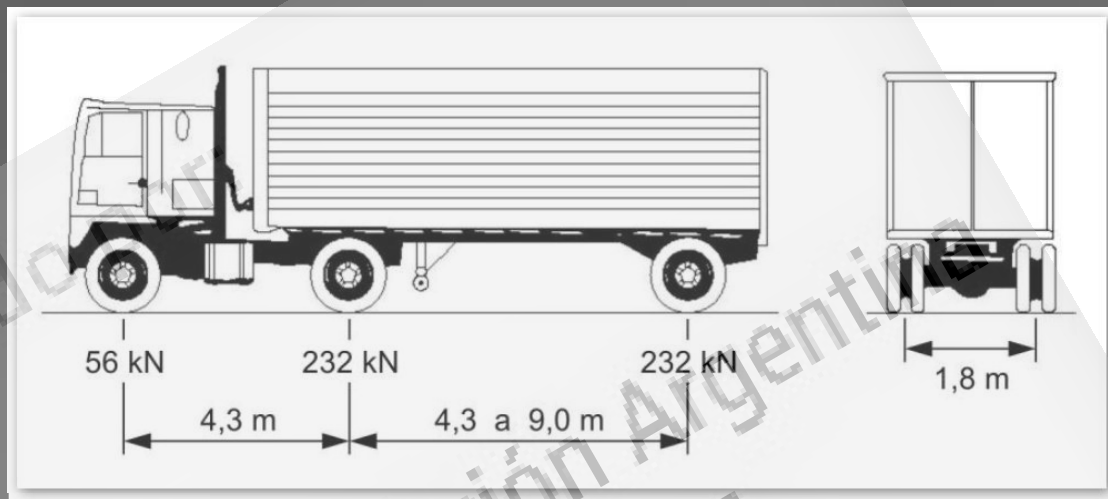
Ley 24.449 - Argentina
EEUU

Dimensionamiento Camino – DNV - según AASHTO 1993 eje equivalente de 10,5 Ton
EEUU - según AASHTO 1993 eje de 8,2 ton.



CARGAS de DISEÑO - COMPARACIONES

CAMIÓN DE DISEÑO



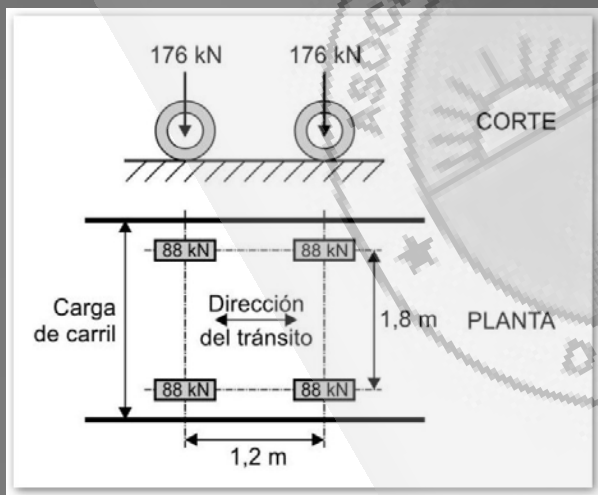
CIRSOC 5,71 ton 23,66 ton 23,66 ton
AASHTO: 3,57 ton 14,79 ton 14,79 ton

TÁNDEM DE DISEÑO

CIRSOC: 18 ton/EJE

AASHTO: 11 ton/EJE

FACTOR = 1,6





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

CIRSOC SERIE 800 ESTRUCTURA GENERAL Y FORMATO



FORMATO GENERAL DE LA SERIE DE REGLAMENTOS CIRSOC VIGENTES (LRFD)



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



Reglamento CIRSOC 201
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón



CAPÍTULO 9. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y COM- PORTAMIENTO EN SERVICIO

Resistencia de Diseño $\geq$ *Resistencia Requerida*
 $\phi S_n \geq U$

• $U = 1,4 (D+F)$ (9-1)

• $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-2)

• $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$ (9-3)

• $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-4)

• $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$ (9-5)

• $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$ (9-6)

• $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (9-7)



Reglamento CIRSOC 301
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación



» FORMATO GENERAL DE LA SERIE DE REGLAMENTOS CIRSOC VIGENTES (LRFD)

Reglamento Argentino de **Estructuras de Acero para Edificios**

A.4. ACCIONES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES

$$1,4 (D + F) \quad (A.4.1)$$

$$1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) \quad (A.4.2)$$

$$1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W) \quad (A.4.3)$$

$$1,2 D + 1,6 W + f_1 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) \quad (*) \quad (A.4.4)$$

$$1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S \quad (A.4.5)$$

$$0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H \quad (*) \quad (A.4.6)$$

$$1,2 D + 1,6 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) + 0,8 W \quad (A.4.7)$$



ESTRUCTURA GENERAL DE LA SERIE DE REGLAMENTOS CIRSOC 800 (LRFD)





» ESTRUCTURA GENERAL DE LA SERIE 800 (LRFD) Y DOCUMENTOS ACTUALMENTE EN DISCUSIÓN PÚBLICA

- | | | | |
|-----|--|---|-----------------------|
| 1. | Introducción | | |
| 2. | Proyecto general y características de ubicación | | |
| 3. | Cargas y factores de carga | | |
| 4. | Análisis y evaluación estructural | | |
| | | | CIRSOC 801 |
| 5. | Estructuras de hormigón | ← | CIRSOC 802 |
| 6. | Estructuras de acero | ← | En elaboración |
| 7. | Estructuras de aluminio | | |
| 8. | Estructuras de madera | | |
| 9. | Tableros y sistemas de tablero | | |
| 10. | Fundaciones | ← | En elaboración |
| 11. | Estribos, pilas y muros | | |
| 12. | Estructuras enterradas y revestimientos de túneles | | |
| 13. | Defensas y barandas | ← | CIRSOC 804 |
| 14. | Juntas y apoyos | ← | En elaboración |



IMPLEMENTACIÓN TAXATIVA DE ESTADOS LÍMITE



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

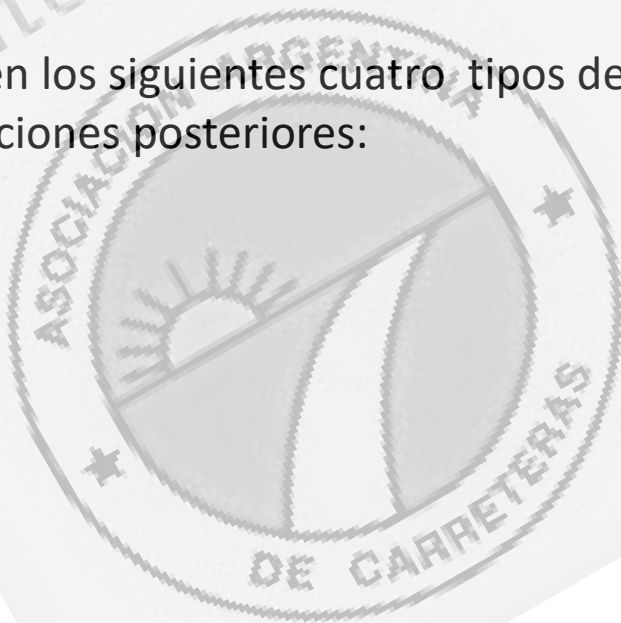


El CIRSOC 801:

Estado límite
(*"Limit state"*)

Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado

Se definen los siguientes cuatro tipos de estados límite que se desarrollarán en presentaciones posteriores:





Estados límite de resistencia
(“Strength limit states”)

Estados límite relacionados con la resistencia y la estabilidad durante la vida de diseño

Estados límite de servicio
(“Service limit states”)

Estados límite relacionados con la tensión, deformación y fisuración, bajo condiciones normales de operación. El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones ordinarias o normales de servicio

Estados límite correspondientes a eventos extremos
(“Extreme event limit states”)

Estados límite relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente

Estados límite de fatiga
(«Fatigue limit states»)

Estados límite relacionados con la acción de cargas frecuentes y con la limitación de tensiones bajo ese tipo de cargas



LRFD - ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA



» FORMATO PARA ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

El formato general de la serie es el denominado LRFD:

L : Load

and

R : Resistance

F : Factor

D : Design

Diseño mediante factores (coeficientes)
de carga y resistencia

» FORMATO LRFD (Estados límites de Resistencia)

Combinación de acciones

Solicitaciones

Mayoración de Solicitaciones

Coefficiente de Reducción de Resistencia

Resistencia Nominal

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

En palabras:

Las solicitaciones mayoradas

que las resistencias minoradas

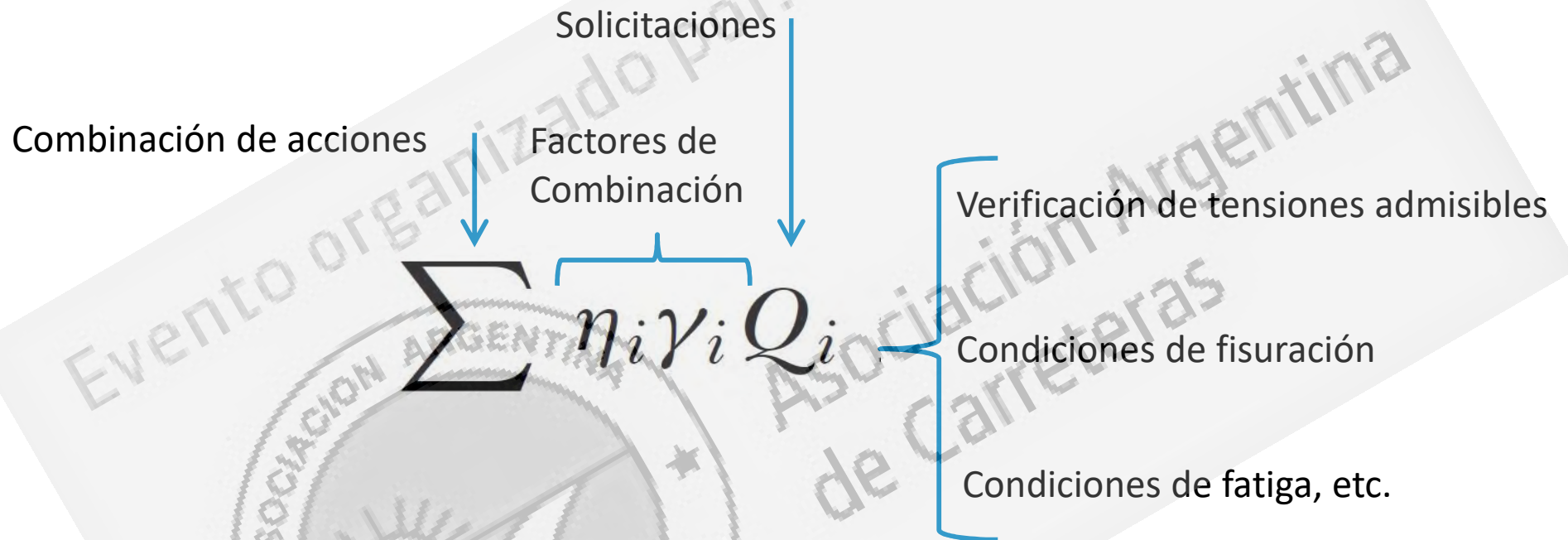
deben ser menores o iguales



ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y FATIGA



» EXTENSIÓN DEL FORMATO A ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO Y FATIGA



» QUÉ PROVEE LA SERIE DE REGLAMENTOS ?

En principio, todo lo necesario para verificar los estados límites propuestos, es decir:

- Cargas
- Procedimientos aceptados para pasar de cargas a solicitudes
- Combinaciones de solicitudes
- Coeficientes de reducción de resistencias
- Métodos para cuantificar las resistencias nominales

» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

3.5. CARGAS PERMANENTES

3-17

3.5.1. Cargas Permanentes: *DC*, *DW* y *EV*

3-17

3.5.2. Cargas de Suelo: *EH*, *ES* y *DD*

3-18

DC = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

DD = fricción negativa



Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual



» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

3.6. SOBRECARGAS

3-18

3.6.1. Sobrecargas Gravitatorias: *LL* y *PL*

3-18

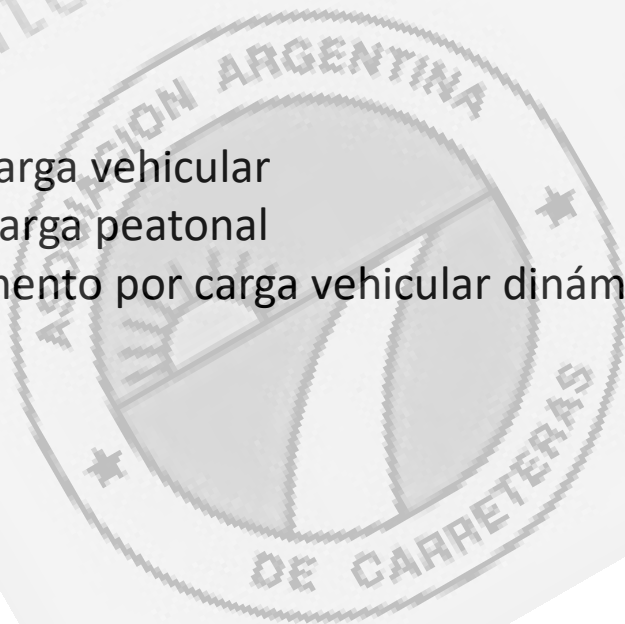
3.6.2. Incremento por Carga Dinámica: *IM*

3-26

LL = sobrecarga vehicular

PL = sobrecarga peatonal

IM = incremento por carga vehicular dinámica



Asociación Argentina
de Carreteras

➤ MAGNITUD Y TIPOS DE CARGAS - CARGAS AASHTO (HL-13_AR)

➤ **Camión de Diseño**

➤ **Tándem de Diseño**

➤ **Carga de Carril**

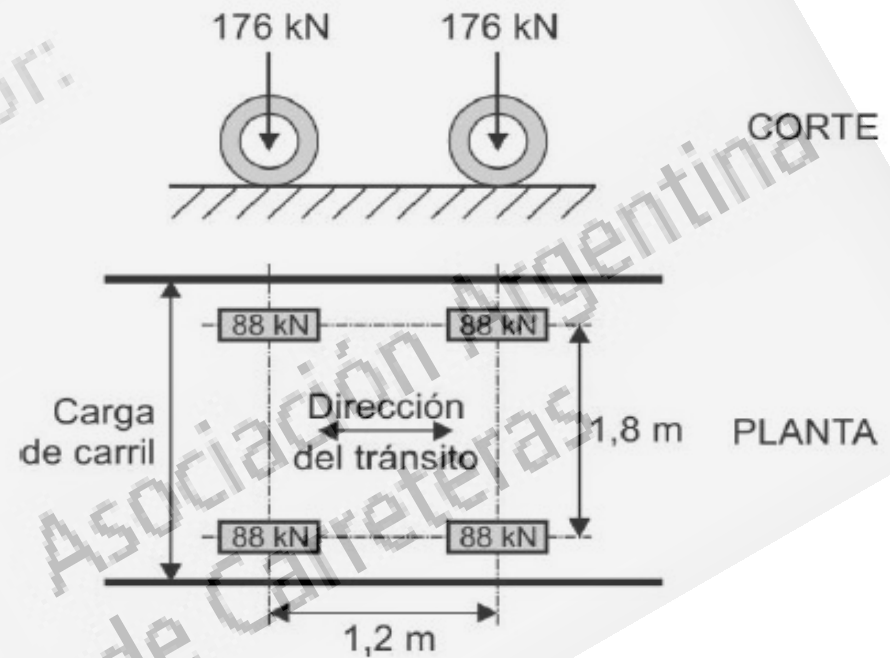


➤ MAGNITUD Y TIPOS DE CARGAS - CARGAS AASHTO (HL-13_AR)

➤ Camión de Diseño

➤ Tándem de Diseño

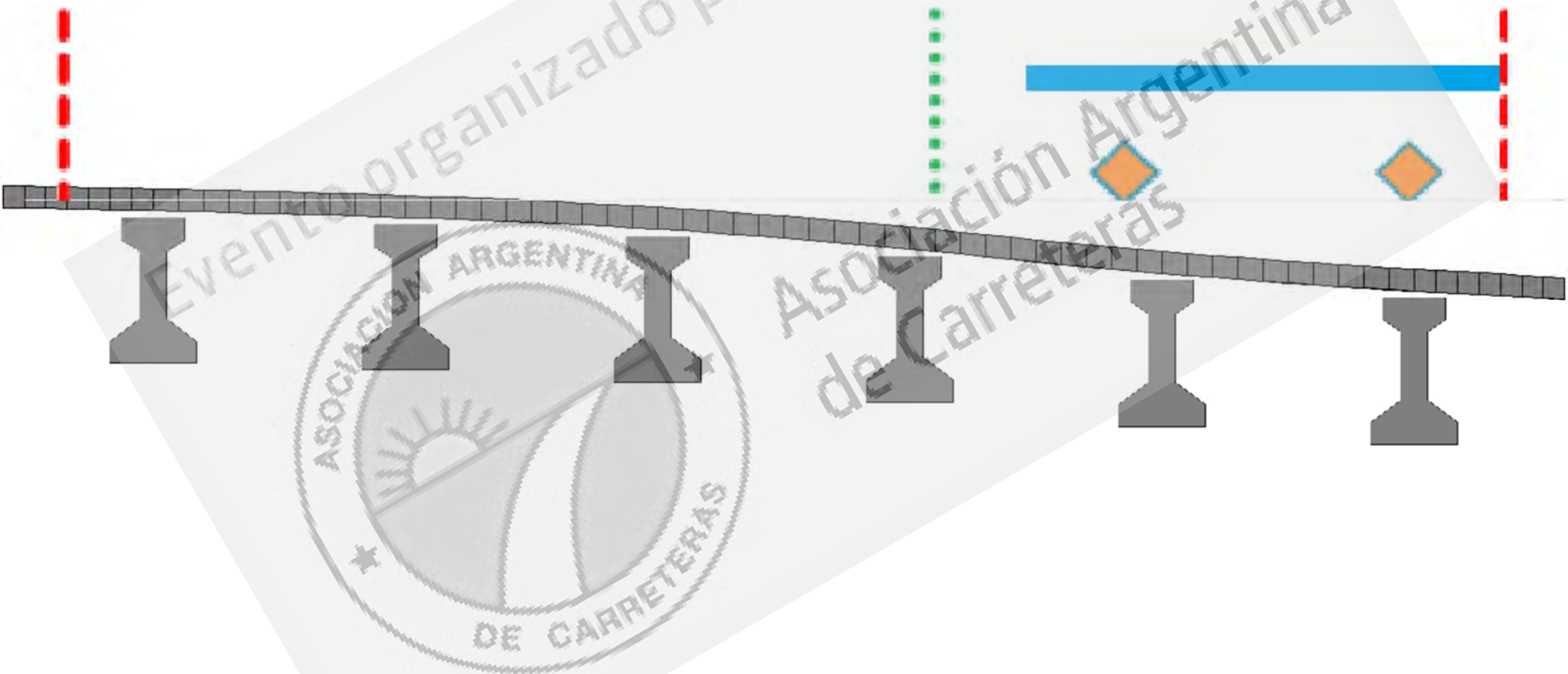
➤ Carga de Carril



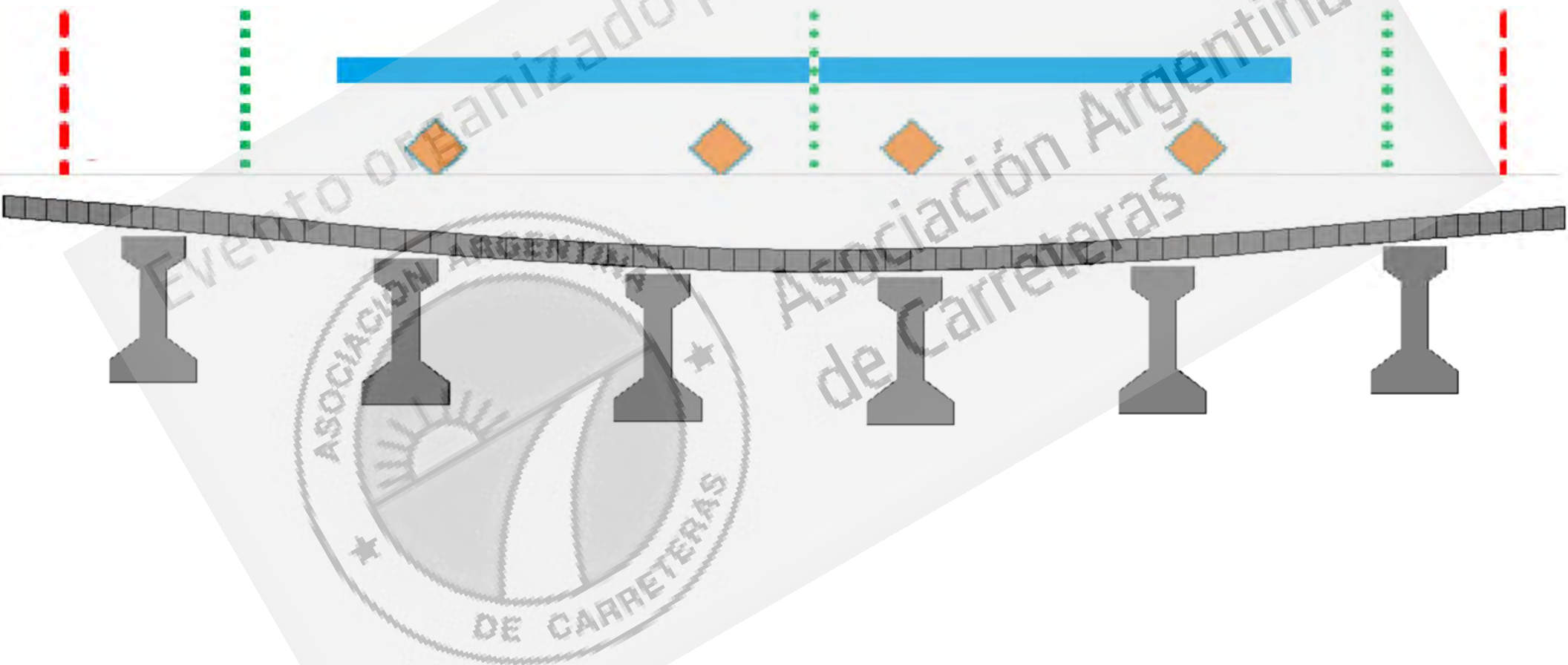
» MAGNITUD Y TIPOS DE CARGAS - CARGAS AASHTO (HL-13_AR)

- Camión de Diseño
- Tándem de Diseño
- **Carga de Carril:** **5 kN/m² uniformemente distribuida sobre un ancho transversal de calzada de 3.00 m**
- PL: Sobrecarga Peatonal (veredas): 3,60 kN/m²**

» MAGNITUD Y TIPOS DE CARGAS - CARGAS AASHTO (HL-93)



» MAGNITUD Y TIPOS DE CARGAS - CARGAS AASHTO (HL-93)



» INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA (Impacto)

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

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño, en otras palabras, se aplican sólo a los efectos producidos por los ejes.

» ACCIONES: TRATAMIENTO DE LA PRESENCIA MÚLTIPLE



Número de Carriles Cargados	AASHTO: factor a aplicar a todas las cargas de carril
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4	0.65
Más de 4	0.65

» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

3.6. SOBRECARGAS	3-18
3.6.1. Sobrecargas Gravitatorias: <i>LL</i> y <i>PL</i>	3-18
3.6.2. Incremento por Carga Dinámica: <i>IM</i>	3-26
3.6.3. Fuerzas Centrífugas: <i>CE</i>	3-28
3.6.4. Fuerza de Frenado: <i>BR</i>	3-29
➡ 3.6.5. Fuerza de Colisión de un Vehículo: <i>CT</i>	3-29

LL = sobrecarga vehicular

PL = sobrecarga peatonal

IM = incremento por carga vehicular dinámica

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CT = fuerza de colisión de un vehículo

➡ **Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual**

» EVENTOS EXTREMOS: COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA DEFENSAS



» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

➔	3.7. CARGAS HIDRÁULICAS: WA	3-30
	3.7.1. Presión Hidrostática	3-30
	3.7.2. Flotación	3-30
	3.7.3. Acciones producidas por una Corriente de Agua	3-31
	3.7.3.1. En sentido Longitudinal	3-31
	3.7.3.2. En sentido Transversal	3-31
	3.7.4. Acciones producidas por el Oleaje	3-32
	3.7.5. Cambios en las Condiciones de Fundación debidos al Estado Límite de Socavación	3-32

➔ **Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual**

» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

3.8. CARGA DE VIENTO: <i>WL</i> y <i>WS</i>	3-33
3.8.1. Presión Horizontal del Viento	3-33
3.8.1.1. Requisitos Generales	3-33
3.8.1.2. Presión del Viento sobre las Estructuras: <i>WS</i>	3-34
3.8.1.2.1. Requisitos Generales	3-34
3.8.1.2.2. Cargas de las Superestructuras	3-35
3.8.1.2.3. Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura	3-36
3.8.1.3. Presión de Viento sobre los Vehículos: <i>WL</i>	3-36
3.8.2. Presión Vertical del Viento	3-37
3.8.3. Inestabilidad Aeroelástica	3-37
3.8.3.1. Requisitos Generales	3-37
3.8.3.2. Fenómenos Aeroelásticos	3-37
3.8.3.3. Control de Respuestas Dinámicas	3-38
3.8.3.4. Ensayos en Túnel de Viento	3-38

WL = Presión del viento sobre los Vehículos
CT = Presión del viento sobre las Estructuras



**Información no disponible en nuestro
esquema reglamentario actual**

» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

➡	3.9. CARGAS DE HIELO: <i>IC</i>	3-38
	3.10. EFECTOS SÍSMICOS <i>EQ</i> (a definir por el INPRES)	3-43
➡	3.11. EMPUJE DEL SUELO: <i>EH</i> , <i>ES</i> , <i>LS</i> y <i>DD</i>	3-43

Cargas Permanentes

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

Cargas Transitorias

LS = sobrecarga viva

DD = fricción negativa

➡ **Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual**

» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

➔ 3.12. EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: *TU, TG, SH, CR, SE, PS*

3-74

Cargas permanentes

CR = solicitaciones generadas por fluencia lenta

PS = fuerzas secundarias de postensado

SH = solicitaciones generadas por contracción

Cargas transitorias

SE = solicitaciones generadas por asentamiento

TG = solicitaciones generadas por gradiente de temperatura

TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme



Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual



» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE «CARGAS»?

3.13. FUERZAS FRICCIONALES: <i>FR</i>	3-79
3.14. COLISIÓN DE EMBARCACIONES: <i>CV</i>	3-79
3.15. CARGAS EXPLOSIVAS: <i>BL</i>	3-94



Información no disponible en nuestro esquema reglamentario actual



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

» EVENTOS EXTREMOS: COLISIÓN DE EMBARCACIONES



» A QUÉ SE ESTÁ HACIENDO REFERENCIA AL HABLAR DE COMBINACIÓN DE ACCIONES Y DE MAYORACIÓN DE ACCIONES ?

Básicamente a «grillas» en las que se establecen, con base probabilística, coeficientes de combinación para cada una de las acciones



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



Grilla para Estados Límites de Resistencia (luego se verá con más detalle)

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS								Usar sólo uno por vez				
			WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
WS = viento sobre la estructura
WL = viento sobre la sobrecarga
FR = carga de fricción
TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme

Ver aparte

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación



OTROS DOCUMENTOS AASHTO COMPLEMENTARIOS



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



EXISTENCIA DE DOCUMENTOS COMPLEMENTARIOS DESARROLLADOS EN EL MISMO AMBIENTE LRFD

- AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications,
- LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications
- LRFD Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals
- LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges
- Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition, with 2012, 2014 and 2015 Interim Revisions
- AASHTO LRFD Movable Highway Bridge Design Specifications
- Movable Bridge Inspection, Evaluation and Maintenance Manual
- Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th Edition
- Manual for Bridge Evaluation
- Manual for Bridge Element Inspection
- Guide Design Specifications for Bridge Temporary Works



Puentes Peatonales, Construcción con Dovelas, Túneles, Análisis Sísmico, Aislación Sísmica, Puentes Móviles, Evaluación e Inspección, Reparaciones y Refuerzos, Trabajos Temporarios
la mayoría sin referencias en nuestro esquema reglamentario actual



COMPATIBILIDAD CON OTROS REGLAMENTOS ESTRUCTURALES



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

COMPATIBILIDAD CON REGLAMENTOS DE PUENTES PARA FERROCARRILES



The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association

Load Factor Design.

(1) The group loading combinations for LOAD FACTOR DESIGN are as shown in [Table 8-2-5](#).

Table 8-2-5. Group Loading Combinations – Load Factor Design

Group	Item
I	$1.4 (D + 5/3 (L + I) + CF + E + B + SF)$
IA	$1.8 (D + L + I + CF + E + B + SF)$
II	$1.4 (D + E + B + SF + W)$
III	$1.4 (D + L + I + CF + E + B + SF + 0.5W + WL + LF + F)$
IV	$1.4 (D + L + I + CF + E + B + SF + OF)$
V	Group II + 1.4 (OF)
VI	Group III + 1.4 (OF)
VII	$1.0 (D + E + B + EQ)$
VIII	$1.4 (D + L + I + E + B + SF + ICE)$
IX	$1.2 (D + E + B + SF + W + ICE)$





COMPATIBILIDAD CON REGLAMENTOS DE PUENTES PARA OBRAS HIDRÁULICAS



US Army Corps of Engineers

Table 3-1. Minimum Load Factors.

Limit State		Serviceability ⁶		Strength
Load Category		U. Usual	N. Unusual	X. Extreme
Return Period, years - Critical		10	10-750	> 750
Return Period, years - Normal		10	10-300	> 300
<u>Permanent Loads, Lp</u>		Yu	YN	Yx
Dead	D	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.2 ¹ , 0.9 ²
Vertical Earth	EV	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.35 ¹ , 1.0 ²
Lateral Earth	EH	2.2 ⁵	1.6 ⁵	See Note 3
Hydrostatic (Companion Load)	Hs	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0
Gravity (Mud/Ice)	G	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.6 ¹ , 0 ²
<u>Temporary Loads, Lt</u>		Yu	YN	Yx
Peak Hydrostatic - Flood, Drought, Surge, Maintenance (Principal Load)	Hs	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Thermal Expansion of Ice	IX	NA	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Soil Surcharge	ES	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Operating Equipment	Q	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Live Load (vertical)	L	2.2 ⁵	1.6 ⁵	ASCE 7 ⁷
Self Straining	T	2.2 ⁵	1.6 ⁵	ACI 318 ⁷
Vehicle Live Loads	V	2.2 ⁵	1.6 ⁵	AASHTO ⁷
<u>Dynamic Loads, Ld</u>		Yu	YN	Yx
Hydrodynamic (except seismic)	Hd	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Wave	Hw	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴

EM 1110-2-2104

Strength Design for Reinforced Concrete Hydraulic Structures

Año 2016

Coeficientes de reducción de resistencia según ACI 318



COMPATIBILIDAD CON REGLAMENTOS DE PUENTES PARA OBRAS HIDRÁULICAS



US Army Corps of Engineers

EM 1110-2-2104

Strength Design for Reinforced
Concrete Hydraulic Structures

Año 2016

Coeficientes de reducción de
resistencia según ACI 318

Table 3-1. Minimum Load Factors (Continued).

Limit State		Serviceability ⁶	Strength	
Debris/Floating Ice Impact	I	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Barge/Boat Impact	IM	2.2 ⁵	1.6 ⁵	1.0 or 1.3 ⁴
Wind	W	NA	1.6 ⁵	ASCE 7 ⁷
Earthquake	EQ	NA	Para 3.3.3	Para 3.3.3
Hawser	B	NA	1.6 ⁵	NA

Table 3-1 Notes:

1. Applied when loads add to the predominant load effect.
2. Applied when loads subtract from the predominant load effect.
3. Load Factors for Lateral Earth Pressure:
Structures using at-rest pressure for design
Driving pressure = 1.35; Resisting pressure = 0.9.
All other structures
Driving (Active) pressure = 1.5; Resisting (Passive) Pressure = 0.5
Dynamic analysis (response spectra and time history) of earthquake (at-rest pressure) = 1.0
4. Temporary and dynamic Extreme loads shall be designed with:
Load factor = 1.3
Loads that are physically limited with return periods lower than 3,000 years for normal structures or 10,000 years for critical structures.
Loads for which return period cannot be determined.
Load Factor = 1.0
Loads that are not limited, for which return period can be determined, with design with return periods greater than or equal to 3,000 years for normal structures or 10,000 years for critical structures.
5. For members in direction tension (net tension across the entire cross section): Usual load factor = 2.8, Unusual load factor = 2.0.
6. Load factors for serviceability limit states are intended to provide designs with stresses in the concrete and reinforcing steel that limit cracking under service loads. The load factors are not reliability based.
7. Where other standards are referenced, load cases and load factors from those standards will be used for design when those loads are primary loads. See load descriptions for details.



BIBLIOGRAFÍA DE APOYO Y EJEMPLOS GRATUITOS EN INTERNET





» BIBLIOGRAFÍA DE APOYO Y EJEMPLOS DE ACCESO GRATUITO

- **NCHRP: National Cooperative Highway Research Program**

Puede encontrarse aquí el sustento experimental y teórico de muchas de las prescripciones de los documentos AASHTO. También han desarrollado soluciones a muchos problemas prácticos poco frecuentados por la bibliografía (p.e. fundaciones en LRFD, socavación para diferentes condiciones locales, etc.)

- **FHWA: Federal Highway Administration**

Manuales (p.e. puentes cajón, fundaciones con pilotes, etc.) y ejemplos resueltos (p.e. superestructura completa puente viga según AASHTO)

- **DOT's: Departamentos de Transporte (Vialidades)**

Manuales y ejemplos



BIBLIOGRAFÍA EN CASTELLANO

PUENTES

**Con AASHTO-LRFD 2010
(Fifth Edition)**

Por
MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén

Perú-2012
ing_ars@hotmail.com

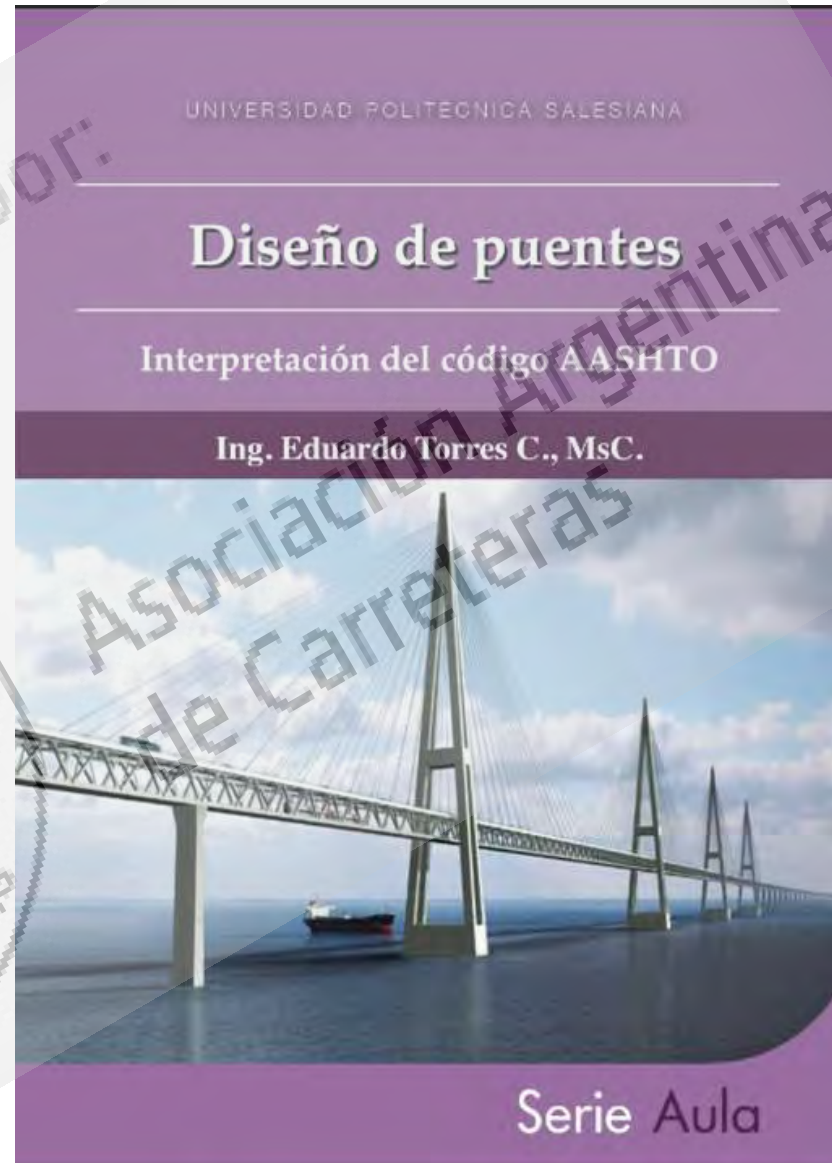
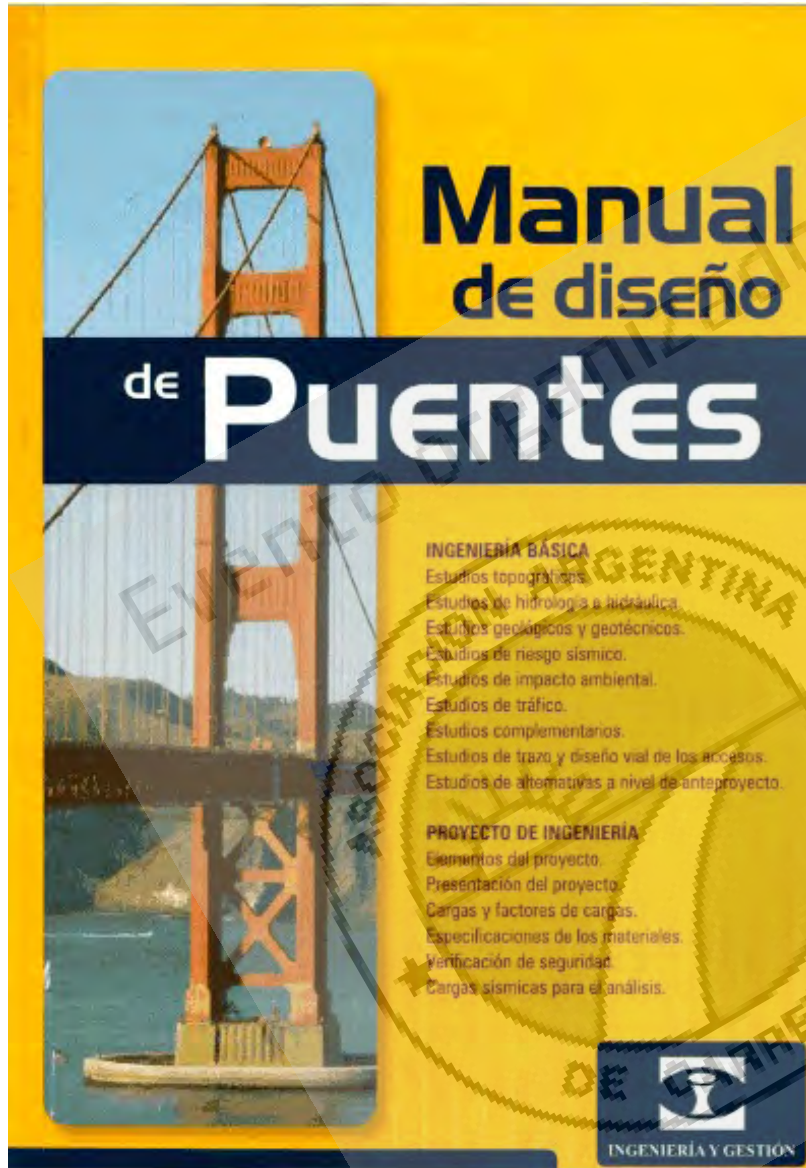
Curso de Diseño Estructural de Puentes



José Bellido de Luna
Universidad Central de Chile, 2002



BIBLIOGRAFÍA EN CASTELLANO



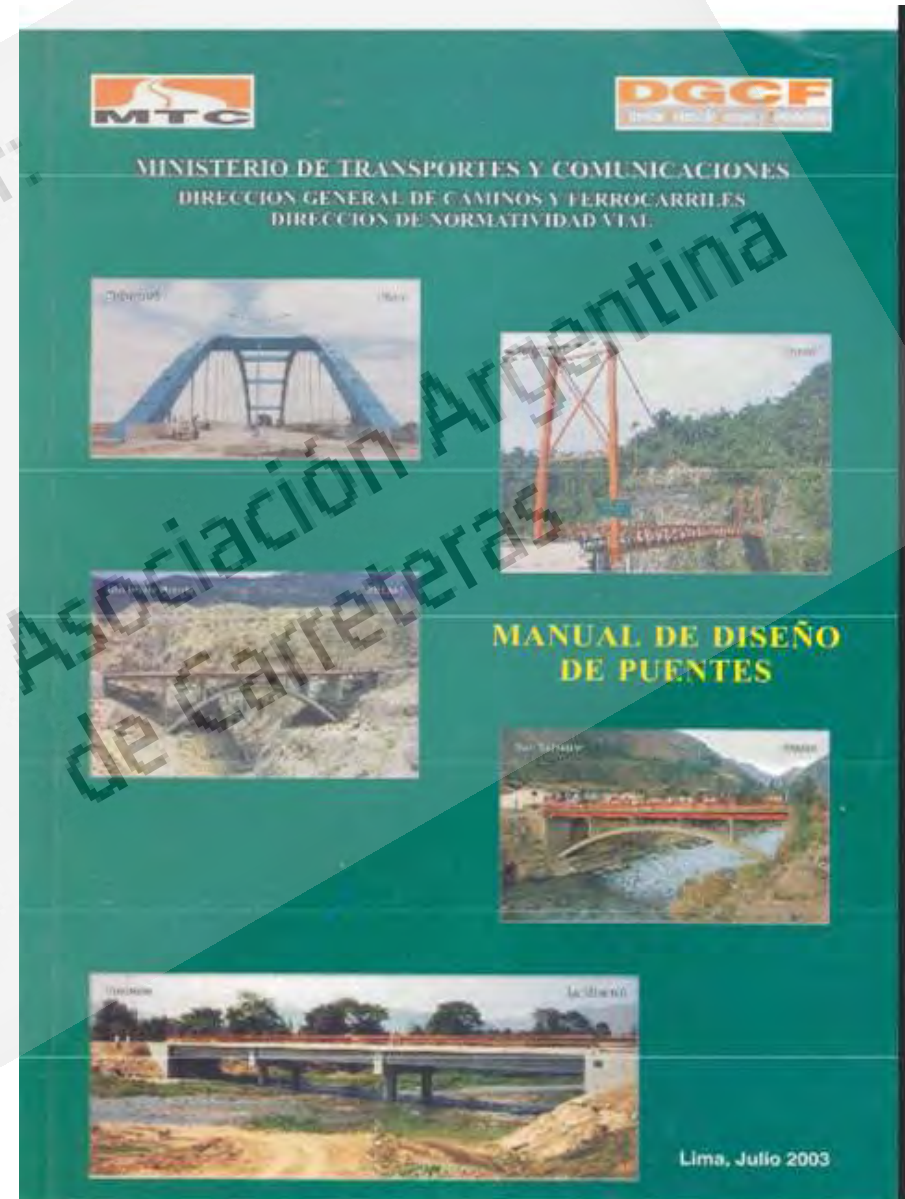


BIBLIOGRAFÍA EN CASTELLANO

Diseño y Construcción de Puentes

Autor: Dr. Ing. Guillermo Godínez Melgares
Profesor Titular.
Departamento de Ingeniería Civil.
Facultad de Construcciones
Universidad de Oriente

Año 2010





COMENTARIOS REFERENTES AL USO DE SOFTWARE





» COMENTARIOS REFERENTES AL USO DE SOFTWARE

- **Lo que en el esquema actual no requiere software comercial no lo requerirá para el nuevo CIRSOC 800**

Todo lo que actualmente puede resolverse mediante planillas de cálculo tipo Excel o de software tipo Mathcad requerirá una actualización pero no el uso de programas comerciales

- **Los programas comerciales para el cálculo de solicitudes no requerirán actualizaciones especiales**

Todos los programas comerciales “estándar” permiten la introducción de las acciones del CIRSOC 800 y sus respectivas combinaciones de cargas

- **Programa gratuito de dimensionamiento CIRSOC-Flex**

El programa seguirá siendo gratuito y contará con una actualización que incluye el dimensionamiento según el CIRSOC 802



ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800

» COMENTARIOS REFERENTES AL USO DE SOFTWARE COMERCIAL

CSI BRIDGE® 2017

INTEGRATED 3-D BRIDGE ANALYSIS,
DESIGN AND RATING





» COMENTARIOS REFERENTES AL USO DE SOFTWARE COMERCIAL

Bentley

Bridge Analysis
Better bridges by design



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

COMENTARIOS REFERENTES AL USO DE SOFTWARE COMERCIAL

demo1-postesado-eess

Unidades: M.K.S.

Despiece: Sistema Métrico Europeo

Normas españolas EHE08/CTE

SECCION LONGITUDINAL DEL POSTESADO

Cable	H ₁ (m)	H ₂ (m)	H ₃ (m)	H ₄ (m)	S ₁ (m)	S ₂ (m)	S ₃ (m)	S ₄ (m)	S ₅ (m)
1	0.800	0.100	0.100	0.800	0.000	6.500	7.700	6.500	2.000

Informe 1: Fuerza de pretensado

1 FUERZA DE PRETENSADO

1.1 Fuerzas de postesado

P1 : Fuerza de postesado después de la operación de tesado A
P2 : Fuerza de postesado después de la operación de tesado B
P3 : Fuerza de postesado después de la operación de tesado C
Prt3 : Pérdida de postesado por retracción del hormigón entre P3 y P4.
PFB : Pérdida de postesado por fluencia del hormigón entre P3 y P4.
PrB : Pérdida de postesado por relajación del acero de la armadura activa entre P3 y P4.
P4 : Fuerza de postesado tras el fraguado de la losa
Prt4 : Pérdida de postesado por retracción del hormigón entre P4 y P5.
PF4 : Pérdida de postesado por fluencia del hormigón entre P4 y P5.
Pr4 : Pérdida de postesado por relajación del acero de la armadura activa entre P4 y P5.
P5 : Fuerza de postesado a tiempo infinito.

Distancia al eje 1 (m)	Cable	Fuerza			Pérdidas			Fuerza			Pérdidas			Fuerza
		P1	P2	P3	Prt3	PFB	Pr3	P4	Prt4	PF4	Pr4	P5		
-0.350	1	93.0	116.2	139.5	1.7	0.8	0.0	137.0	9.0	1.9	0.0	126.1		
-0.340	1	93.0	116.2	139.5	1.7	0.8	0.0	137.0	9.0	1.9	0.0	126.1		
0.000	1	93.0	116.2	139.5	1.7	0.8	0.0	137.0	8.9	2.0	0.0	126.0		
1.000	1	93.0	116.3	139.5	1.6	0.8	0.0	137.1	8.6	2.0	0.0	126.4		
1.640	1	93.0	116.3	139.5	1.6	0.8	0.0	137.1	8.5	2.0	0.0	126.7		
2.000	1	93.3	116.6	139.9	1.6	0.8	0.0	137.5	8.3	2.0	0.0	127.2		
2.660	1	93.8	117.2	140.6	1.6	0.9	0.0	138.1	8.2	2.5	0.0	127.4		
3.000	1	94.0	117.5	141.0	1.6	0.9	0.0	138.5	8.1	2.4	0.0	127.9		
4.000	1	93.9	118.4	142.1	1.6	0.8	0.0	139.7	7.9	2.3	0.0	129.5		

Postesado de Viga

Longitud de la viga: 20.7 m

Alzado

Cable	H ₁ (m)	H ₂ (m)	H ₃ (m)	H ₄ (m)	S ₁ (m)	S ₂ (m)	S ₃ (m)	S ₄ (m)	S ₅ (m)
1	0.800	0.100	0.100	0.800	0.000	6.500	7.700	6.500	2.000

Cables de pretensado

Cable	Vainas	Díametro de la vaina (mm)	Área del tendón (mm²)	Separación entre vainas (m)
1	2	62	980.0	0.100

Coeficientes de rozamiento: Lineal k: 0.0002, Angular μ: 0.21

Penetración de cuña: 5 mm

Fuerzas y fases de tesado

Cable	Tesado A (Fuerza total)			Tesado B (Fuerza total)			Tesado C (Fuerza total)		
	Ejecutar	P ₁ (t)	P ₂ (t)	Ejecutar	P ₁ (t)	P ₂ (t)	Ejecutar	P ₁ (t)	P ₂ (t)
1	☒	100.0	100.0	☒	125.0	125.0	☒	150.0	150.0

Cable: conjunto de vainas con un mismo alzado



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

INTRODUCCIÓN - FILOSOFIA GENERAL



Introducción

El CIRSOC 801 Se refiere a:

- Diseño
- Evaluación
- Rehabilitación

Puentes Carreteros
Base AASHTO 2005

Énfasis: Seguridad con

- **REDUNDANCIA**
- **DUCTILIDAD**
- Protección contra **SOCAVACIÓN**
- Y contra **COLISIONES**

PRINCIPALES
CAUSAS DE
COLAPSO DE
PUENTES

Utiliza metodología LRFD:

Métodos semiprobabilísticos de la Teoría de la Confiabilidad
Con **FACTORES DE CARGA** y **RESISTENCIA**

Efectos de las Cargas
Mayorados

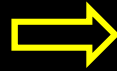
$\leq$

Resistencias Minoradas



Filosofía del diseño

Cumplir con
Estados Límites



- Constructibilidad
- Seguridad
- Serviciabilidad



1. Inspección
2. Economía
3. Estética

Servicio



Límites aceptados en condiciones **normales** de servicio

Resistencia



Asegurar la Estabilidad ante combinaciones de cargas **significativas** esperables durante la Vida Útil

Fatiga y Fractura



Asegurar la Estabilidad ante el Efecto de Cargas **Cíclicas**

Eventos Extremos



Asegurar la Supervivencia ante Situaciones **Extremas**: SISMO, COLISIÓN, INUNDACIÓN, etc.



Filosofía del diseño





Expresión para el diseño (sistemas lineales)

Efectos de las Cargas
Mayorados

$\leq$

Resistencias Minoradas

$$\sum_i Q_i \leq R_i$$

Coef de:
Ductilidad
Redundancia
Importancia

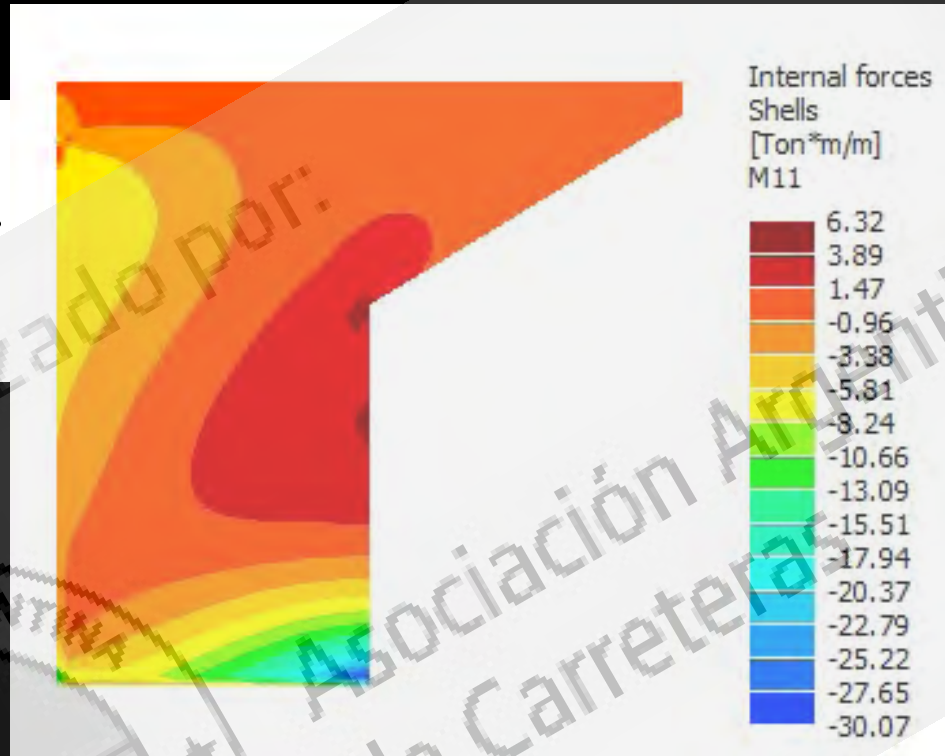
Coeficientes
de
Mayoración

Momentos
Cortes
Tensiones
Deformaciones
Etc.

Coeficientes
de
Minoración

Resistencias a:
Momentos
Cortes
Tensiones
Deformaciones
Etc.

$$\sum_i \eta_i \gamma_i Q_i$$



$$\frac{\sum_i \eta_i \gamma_i Q_i}{\phi R} \leq 1$$

Ratio: debe ser siempre ≤ 1

Para todos los ESTADOS LIMITES y para TODA LAS COMBINACIONES DE CARGA



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

CRITERIOS DE SEGURIDAD

CRITERIOS DE SEGURIDAD

Raúl D. Bertero



Universidad de Buenos Aires

CRITERIOS DE SEGURIDAD

- IMPORTANCIA DE LOS CONCEPTOS PROBABILISTICOS - INDICE DE CONFIABILIDAD
- COMO FALLAN LOS PUENTES?
- LRFD
- CONCLUSIONES



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

IMPORTANCIA DE LOS CONCEPTOS PROBABILISTICOS

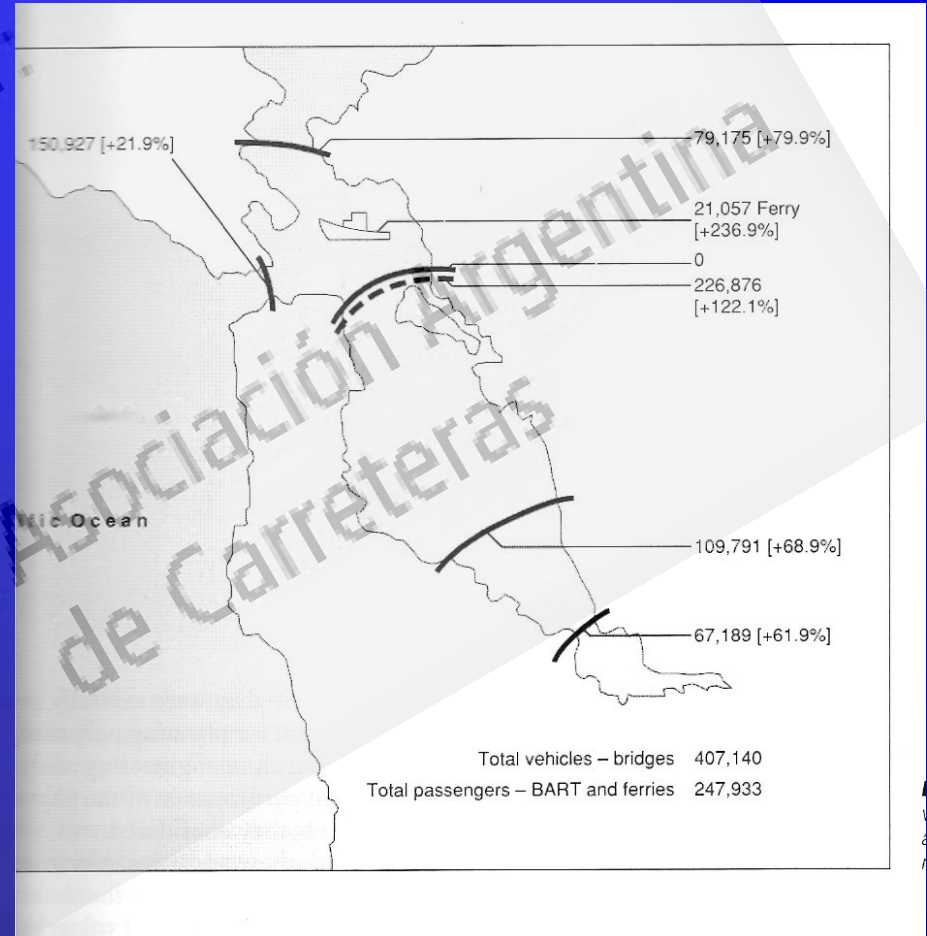


Bay-bridge San Francisco-Oakland

IMPORTANCIA DE LOS CONCEPTOS PROBABILISTICOS



Sismo de Loma Prieta 1989

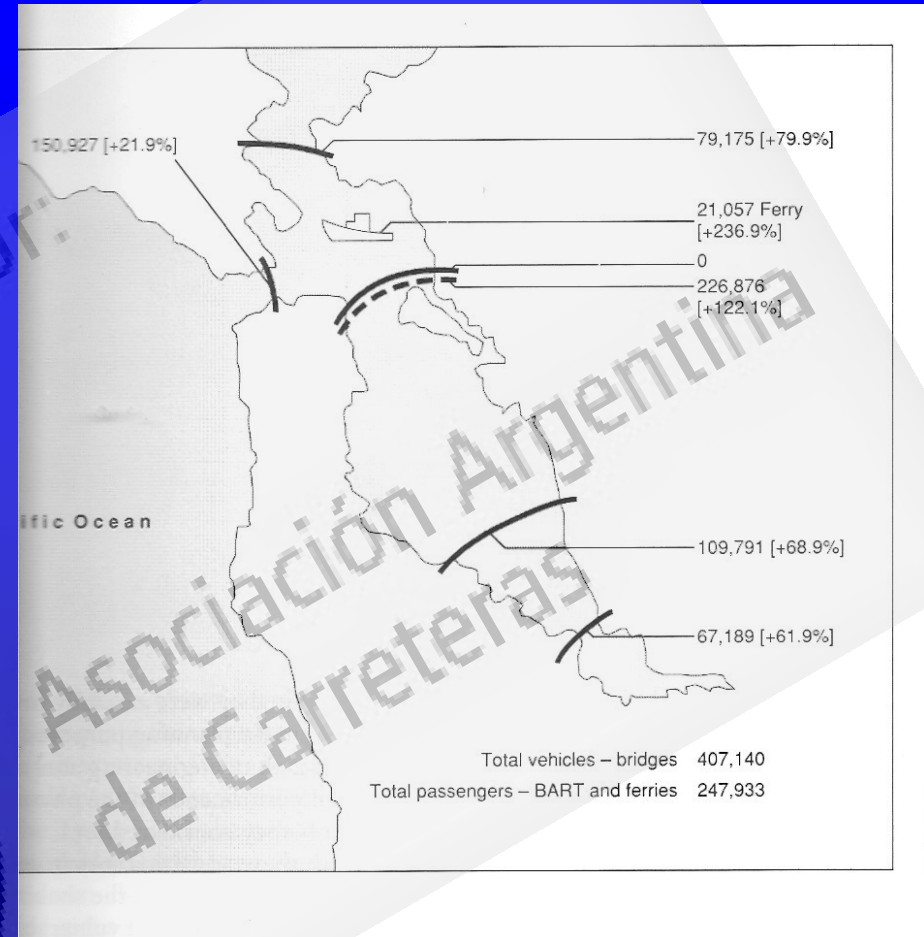


IMPORTANCIA DE LOS CONCEPTOS PROBABILISTICOS



El análisis probabilístico permite la optimización económica del costo total (costo inicial más costo de las reparaciones y costos indirectos)

IMPORTANCIA DE LOS CONCEPTOS PROBABILISTICOS



C_c = Costo de construcción

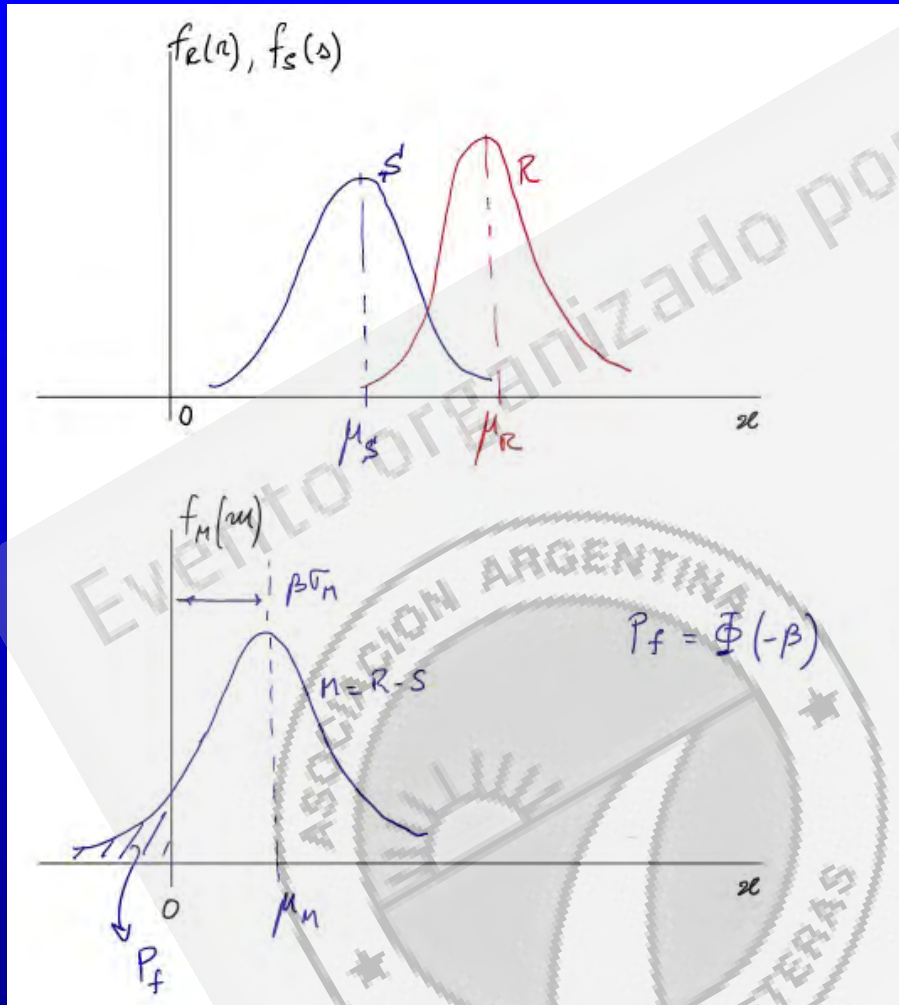
C_f = Costos de la falla

$$C_{total} = C_c + P_f \cdot C_f = \left(1 + \frac{C_f}{C_c} \cdot P_f \right) \cdot C_c$$

INDICE DE CONFIABILIDAD

$$M = R - S$$

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$



P_F	β
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.33
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.71
10^{-5}	4.26
10^{-6}	4.75
10^{-7}	5.19
10^{-8}	5.62
10^{-9}	5.99

Probabilidad de falla en la vida útil de la estructura

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

INDICE DE CONFIABILIDAD

$$\mu_R = \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

- Si β es demasiado pequeño aumenta la probabilidad de falla
- Si β es demasiado grande la estructura es demasiado cara



β depende de las consecuencias de la falla y de los costos del aumento de la seguridad

P_F	β
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.33
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.71
10^{-5}	4.26
10^{-6}	4.75
10^{-7}	5.19
10^{-8}	5.62
10^{-9}	5.99

AASHTO – ESTADO LIMITE ULTIMO

TR=75 años

$\beta = 3.5$

$P_f = 2.3 \times 10^{-4}$ en 75 años

$P_1 = 3 \times 10^{-6}$ por año

CRITERIOS DE SEGURIDAD

COMO FALLAN LOS PUENTES?



Evento organizado por:

Asociación Argentina
de Carreteras

INUNDACION



Fig. 3. Collapse of the Schoharie Creek Bridge due to flood in 1987 (reprinted from USGS 2012)

DESLIZAMIENTO DE SUELOS



Fig. 4. Collapse of a bridge due to landslide (image courtesy of Xi Zhang)

HURACAN



Fig. 5. Bridge decks knocked off pile caps during hurricane (image courtesy of Wikimedia Commons/Joe Furr, WIKIPEDIA 2005)

SOBRECARGA



Fig. 6. Bridge collapse due to an overloaded truck (image courtesy of Yuqiang Liu)

ERROR DE DISEÑO



Fig. 1. Collapse of the original Tacoma Narrows Bridge in 1940 (reprinted from WIKIPEDIA 1940)

COLISION DE EMBARCACIONES



Fig. 8. Collapse of a bridge due to vessel impact (image courtesy of Wikimedia Commons/Xpda, WIKIPEDIA 2002)

SOCAVACION



COLISION DE VEHICULOS



DETERIORO



TERREMOTO



Asociación Argentina
de Carreteras

PUENTE SOBRE UN RIO

EVENTOS DE FALLA

A = socavación/inundación
B = choque de embarcación
C = combinación de cargas
D = terremoto



F = Colapso del puente

$$F = A \cup B \cup C \cup D$$

$$P(F) = P(A) + P(B) + P(C) + P(D)$$

$$P(A) = P(B) = P(C) = P(D) = 10^{-3}$$

$$P(F) = 4 \times 10^{-3}$$

$$P(A) = P(B) = P(D) = 10^{-3} \quad P(C) = 10^{-5}$$

$$P(F) = 4.01 \times 10^{-3}$$

**INCREMENTAR LA SEGURIDAD DE SOLO UNA DE LAS CAUSAS DE FALLA
INCREMENTA LOS COSTOS PERO NO REDUCE LA PROBABILIDAD DE FALLA**

PUENTE SOBRE UN RIO

EVENTOS DE FALLA

A = socavación/inundación
B = choque de embarcación
C = combinación de cargas
D = terremoto



F = Colapso del puente

$$F = A \cup B \cup C \cup D$$

$$P(F) = P(A) + P(B) + P(C) + P(D)$$

$$P(A) = P(B) = P(C) = P(D) = 10^{-3}$$

$$P(F) = 4 \times 10^{-3}$$

$$P(A) = P(B) = P(C) = 10^{-3} \quad P(D) = 10^{-2}$$

$$P(F) = 1.03 \times 10^{-2}$$

**SI UNA DE LAS CAUSAS DE FALLA ES PREDOMINANTE CONTROLA LA
PROBABILIDAD DE FALLA DEL PUENTE**

ESTADISTICAS DE FALLAS DE PUENTES EN ESTADOS UNIDOS (1987-2011)

Table 5 Cause-proportioned failure rate for bridges in the United States (1987-2011)

Mode of Failure	Partial Collapse	Total Collapse	Not Indicated	Total Count	Percentage of Total	Proportion of Failure Rate
Hydraulic Total	82	115	182	379	54.85%	1.17E-04
Flood	26	56	116	198	28.65%	6.10E-05
Scour	46	41	44	131	18.96%	4.03E-05
Debris	1	5	17	23	3.33%	7.08E-06
Hydraulic	6	8	0	14	2.03%	4.31E-06
Ice	3	3	5	11	1.59%	3.39E-06
Drift	0	2	0	2	0.29%	6.16E-07
Collision Total	47	24	18	89	12.88%	2.74E-05
Collision	35	13	14	62	8.97%	1.91E-05
Auto/truck	9	4	1	14	2.03%	4.31E-06
Barge/Ship	3	5	3	11	1.59%	3.39E-06
Train	0	2	0	2	0.29%	6.16E-07
Overload	11	44	23	78	11.29%	2.40E-05
Deterioration Total	23	12	24	61	8.83%	1.88E-05
Deterioration	23	11	15	49	7.09%	1.51E-05
Steel-deterioration	2	1	9	12	1.74%	3.69E-06
Fire	6	9	4	19	2.75%	5.85E-06
Storm/Hurricane	1	16	0	17	2.46%	5.23E-06
Geotechnical	7	4	1	12	1.74%	3.69E-06
Construction	3	7	0	10	1.45%	3.08E-06
Miscellaneous	1	2	4	7	1.01%	2.16E-06
Earthquake	0	5	1	6	0.87%	1.85E-06
Fatigue-steel	4	0	1	5	0.72%	1.54E-06
Design Error	2	1	1	4	0.58%	1.23E-06
Tree Fall	0	0	2	2	0.29%	6.16E-07
Bearing	1	1	0	2	0.29%	6.16E-07
Sum	190	240	261	691	100.00%	2.13E-04

HIDRAULICAS = 55%

COLISION = 13%

SOBRECARGA = 11%

DETERIORO = 9%

OTRAS = 12 %

AASHTO – ESTADO LIMITE
ULTIMO

TR=75 años

$\beta = 3.5$

$P1 = 3 \times 10^{-6}$ por año

REAL

$P1 = 2 \times 10^{-4}$ por año

ESTADISTICAS DE FALLAS DE PUENTES EN ESTADOS UNIDOS (1987-2011)

Table 6 Cause-proportioned conditional failure rate for bridges in the United States

Cause of Failure	Over Water			Over Roadway & RR		
	Count	Proportion	Failure Rate	Count	Proportion	Failure Rate
Total	609	100.00%	2.44E-04	87	100.00%	1.43E-04
Hydraulic Total	379	62.23%	1.52E-04	7	8.05%	1.15E-05
Overload	69	11.33%	2.77E-05	3	3.45%	4.94E-06
Deterioration Total	55	9.03%	2.21E-05	6	6.90%	9.89E-06
Collision Total	42	6.90%	1.68E-05	52	59.77%	8.57E-05
Storm/Hurricane	17	2.79%	6.82E-06	—	—	—
Fire	12	1.97%	4.81E-06	6	6.90%	9.89E-06
Geotechnical	9	1.48%	3.61E-06	4	4.60%	6.59E-06
Construction	7	1.15%	2.81E-06	4	4.60%	6.59E-06
Fatigue-steel	4	0.66%	1.60E-06	1	1.15%	1.65E-06
Earthquake	3	0.49%	1.20E-06	2	2.30%	3.30E-06
Design	3	0.49%	1.20E-06	—	—	—
Tree Fall	2	0.33%	8.02E-07	—	—	—
Bearing	1	0.16%	4.01E-07	1	1.15%	1.65E-06
Miscellaneous	6	0.99%	2.41E-06	1	1.15%	1.65E-06

**AASHTO – ESTADO
LIMITE ULTIMO**

TR=75 años

$\beta = 3.5$

P1= 3×10^{-6} por año

SOBRE AGUA

HIDRAULICA = 62 % $p1 = 1.5 \times 10^{-4}$ año

Sobrecarga = 11 % $p1 = 2.8 \times 10^{-5}$ año

SOBRE CARRETERA

COLISION = 60% $p1 = 8.6 \times 10^{-5}$ año

Sobrecarga = 3 % $p1 = 4.9 \times 10^{-6}$ año

CRITERIOS DE SEGURIDAD

COMO FALLAN LOS PUENTES?

- Por fallas hidráulicas sobre agua
- Por colisiones sobre carreteras

Controlan la probabilidad de falla anual de los puentes del orden de 2×10^{-4} en USA

Las fallas por sobrecargas son del orden de lo esperado por el reglamento

Se debe avanzar con la elaboración de estadísticas propias de tránsito y de fallas para ajustar los valores reglamentarios de la AASHTO a nuestra realidad

CRITERIOS DE SEGURIDAD

**LRFD - LOAD AND RESISTANCE FACTOR
DESIGN**



Evento organizado por:

Asociación Argentina
de Carreteras

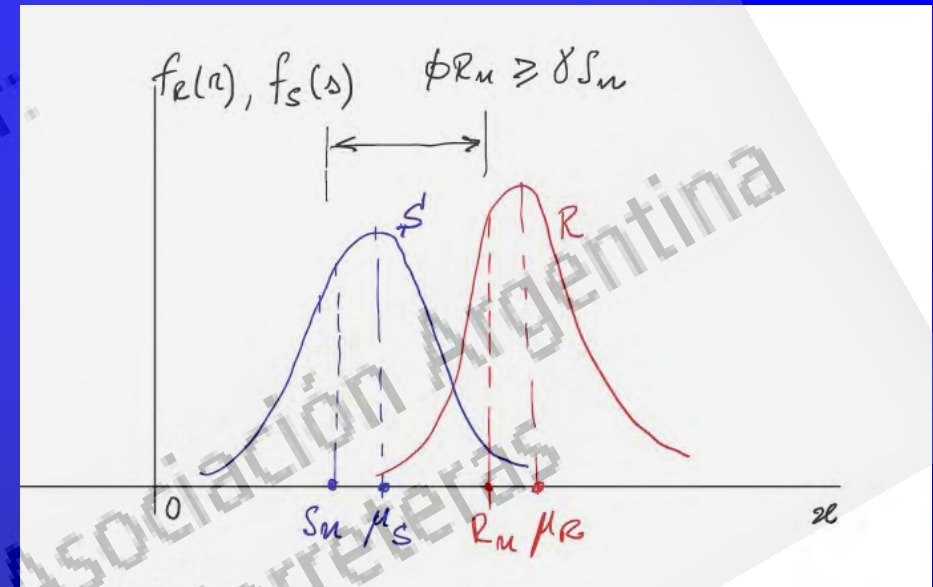
ECUACIONES DE DISEÑO – LRFD

RELACION VALOR MEDIO/VALOR NOMINAL

Ecuación de falla, $R \geq D + L$

Se elige una prob. de falla objetivo, $\beta = 3.5$

Se conocen las propiedades estadísticas de D, L y R



Nominal es el valor del reglamento,
Camión HL-93

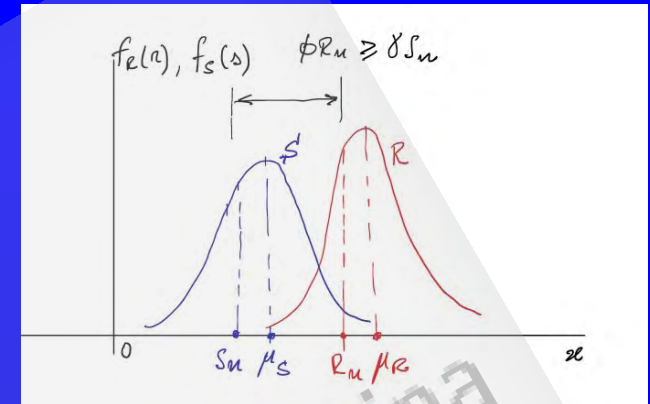
ESTADO LIMITE ULTIMO TR = 75 años, $\beta=3.5$		
	μ/X_n	δ
D	1.05	0.10
L	1.40	0.14
R (HA)	1.14	0.13

L es el efecto de las cargas (Momentos y corte en la estructura)

AASHTO espera que el máximo en 75 años sea 40% más grande que el efecto calculado con el HL-93 (pero eso ya está previsto en los coeficientes de seguridad)

ECUACIONES DE DISEÑO – LRFD

	ESTADO LIMITE ULTIMO TR = 75 años, $\beta=3.5$	
	μ/X_n	δ
D	1.05	0.10
L	1.40	0.14
R (HA)	1.14	0.13



$$R \geq D + L$$

$$\left(1 - \beta \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \delta_R\right) \mu_R \geq \left(1 + \beta \frac{\sigma_D}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \delta_D\right) \mu_D + \left(1 + \beta \frac{\sigma_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \delta_L\right) \mu_L$$

con

$$\sigma_R \approx \sigma_D \approx \sigma_L$$

$$\left(1 - \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_R\right) \frac{\mu_R}{R_n} R_n \geq \left(1 + \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_D\right) \frac{\mu_D}{D_n} D_n + \left(1 + \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_L\right) \frac{\mu_L}{L_n} L_n$$

$$0.85 R_n \geq 1.25 D_n + 1.75 L_n$$

RESISTENCIA I - AASHTO

Los coeficientes de seguridad se obtienen de estadísticas de valores medios/nominales y de coeficiente de variación de las cargas

ECUACIONES DE DISEÑO – LRFD – REDUNDANCIA, DUCTILIDAD, IMPORTANCIA

$$R \geq D + L \quad \text{con} \quad \sigma_R \approx \sigma_D \approx \sigma_L$$

$$\left(1 - \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_R\right) \frac{\mu_R}{R_n} R_n \geq \left(1 + \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_D\right) \frac{\mu_D}{D_n} D_n + \left(1 + \frac{\beta}{\sqrt{3}} \delta_L\right) \frac{\mu_L}{L_n} L_n \quad 0.85 R_n \geq 1.25 D_n + 1.75 L_n$$

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n$$

En general, ecuación de falla

$$R \geq \sum_{i=1}^n Q_i$$

Ecuación de diseño

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \gamma_i Q_i$$

Con $\beta = 3.5$

El reglamento modifica β para considerar

- | | |
|---------------------------|----------|
| • Redundancia | η_R |
| • Ductilidad | η_D |
| • Importancia de la falla | η_I |

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \eta_i \gamma_i Q_i \quad \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$$

ECUACIONES DE DISEÑO – LRFD – REDUNDANCIA, DUCTILIDAD, IMPORTANCIA

Ecuación de diseño $\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \gamma_i Q_i$ Con $\beta = 3.5$

El reglamento modifica β para considerar

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \eta_i \gamma_i Q_i \quad \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$$

- Redundancia η_R
- Ductilidad η_D
- Importancia de la falla η_I

Disminuyo las cargas de diseño cuando espero una falla con "aviso" o menor consecuencia:

$$\eta = 0.95 \quad \beta = 3.5 \longrightarrow \beta = 3.2$$

$$Pf = 2.3 \times 10^{-4} \rightarrow Pf = 6.9 \times 10^{-4}$$

Más redundancia (múltiples líneas de falla)

Más ductilidad (más absorción de energía)

Menor importancia (menores consecuencias de la falla)

Aumento las cargas de diseño cuando espero una falla frágil o mayor consecuencia:

$$\eta = 1.05 \quad \beta = 3.5 \longrightarrow \beta = 3.8$$

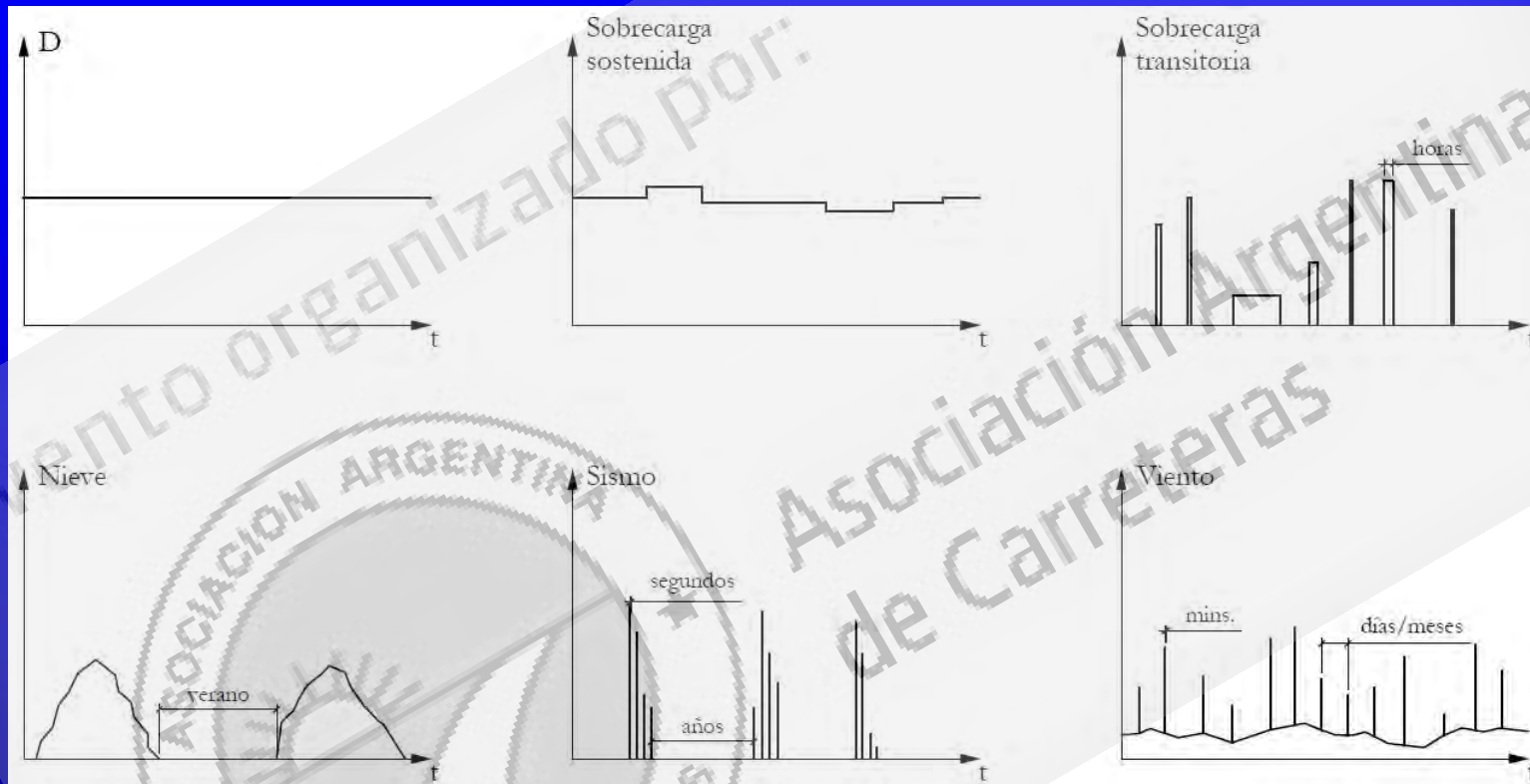
$$Pf = 2.3 \times 10^{-4} \rightarrow Pf = 0.7 \times 10^{-4}$$

Menos redundancia (falla sin niveles mínimos de red.)

Menos ductilidad (componentes con falla frágil)

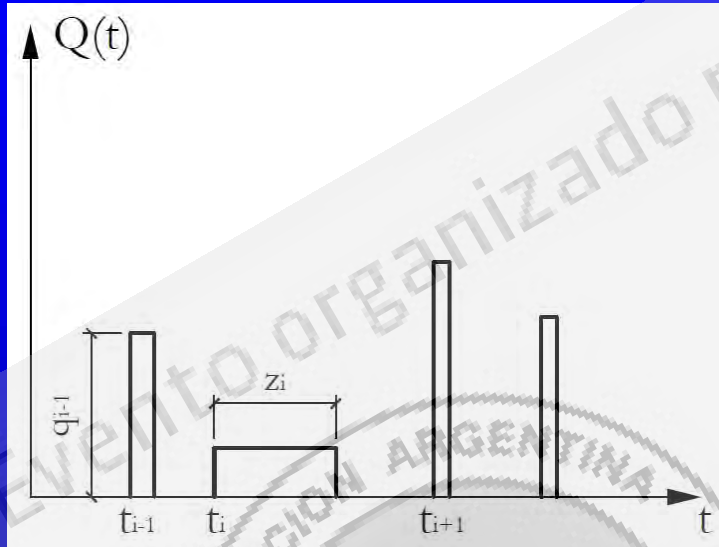
Mayor importancia (mayores consecuencias de la falla)

Ecuaciones de diseño – LRFD – Máximos en la vida útil



$$Q(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)$$

Ecuaciones de diseño – LRFD – Máximos en la vida útil



$$Q(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)$$

Tasa de ocurrencia (Proceso de Poisson)

Duración, $F_Z(z)$

Intensidad, $F_Q(q)$

$$Q^M = \max Q(t), \quad 0 < t < T_R \quad \text{Inabordable}$$

Se consideran dos variables aleatorias por cada acción,

X^M Máximo en 75 años $F_{XM}(x) = P(x^M \leq x \text{ en 75 años})$

X^A Valor instantáneo $F_{XA}(x) = P(X^A \leq x \text{ en un instante cualquiera})$

$$\mu^M, \delta^M$$

$$\mu^A, \delta^A$$

Ecuaciones de diseño – LRFD – Máximos en la vida útil

$$Q(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)$$

$$Q_M = \max Q(t), \quad 0 < t < TR$$

Se consideran dos variables aleatorias por cada acción,

X^M Máximo en 75 años $F_{X^M}(x) = P(x^M \leq x \text{ en 75 años})$ μ^M, δ^M

X^A Valor instantáneo $F_{X^A}(x) = P(x^A \leq x \text{ en un instante cualquiera})$ μ^A, δ^A

REGLA DE TURKSTRA

$$Q^M = \max \begin{cases} X_1^M + X_2^A + \dots + X_n^A \\ X_1^A + X_2^M + \dots + X_n^A \\ \vdots \\ X_1^A + X_2^A + \dots + X_n^M \end{cases}$$

$$\alpha_{Q^M} = \begin{cases} \alpha_{X_1}^M + \alpha_{X_1}^A + \dots + \alpha_{X_1}^A \\ \alpha_{X_1}^A + \alpha_{X_1}^M + \dots + \alpha_{X_1}^A \\ \vdots \\ \alpha_{X_1}^A + \alpha_{X_1}^A + \dots + \alpha_{X_1}^M \end{cases}, \quad \sigma_Q^2 = \begin{cases} \sigma_{X_1}^2 + \sum_{i \neq 1} \sigma_{X_i}^2 \\ \sigma_{X_2}^2 + \sum_{i \neq 2} \sigma_{X_i}^2 \\ \vdots \\ \sigma_{X_n}^2 + \sum_{i \neq n} \sigma_{X_i}^2 \end{cases}$$

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \eta_i \gamma_i Q_i$$

Ecuaciones de diseño - LRFD

- **ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA**

- **RESISTENCIA I** = Uso Normal, $1.25 DD + 1.75 LL$ (sin viento)
- **RESISTENCIA II** = LL menor σ , $1.25 DD + 1.35 LL$ (sin viento)
- **RESISTENCIA III** = ($WL > 25$ m/s), $1.25 DD + 1.40 WL$ (sin LL)
- **RESISTENCIA IV** = ($DD/LL > 7$, Luz > 72 m), $1.50 DD$ (sin LL)
- **RESISTENCIA V** = ($WL < 25$ m/s), $1.25 DD + 1.35 LL + 1.40 WL$

- **EVENTOS EXTREMOS**

- I - TERREMOTOS
- II - CARGAS EXPLOSIVAS
- II - CARGAS DE HIELO
- II - COLISION DE VEHICULO
- II - COLISION DE EMBARCACION

Los coeficientes de combinación de acciones surgen de la teoría de probabilidades y dependen de las estadísticas de cada país y de la definición de los valores nominales de las acciones

CONCLUSIONES

- Importancia de diseños y reglamentos con base probabilística
- Los puentes pueden fallar por muchas causas (hidráulicas, colisiones)
- Incrementar la seguridad de solo una de las causas de falla incrementa los costos pero no reduce la probabilidad de falla
- Los coeficientes de combinación de acciones surgen de la teoría de probabilidades y dependen de las estadísticas de cada país y de la definición de los valores nominales de las acciones
- Es necesario contar con estadísticas propias de tránsito (μ/x_n) y de fallas para ajustar los valores reglamentarios de la AASHTO a nuestra realidad



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE SEGURIDAD A PUENTES - CALIBRACIÓN





Estados límite de resistencia ("Strength limit states")

Estados límite relacionados con la resistencia y la estabilidad durante la vida de diseño

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento

El Reglamento especifica que "Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se proporcionen resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas especificadas, estadísticamente significativas, que se prevé que un puente experimentará en su vida de diseño."

FORMATO LRFD:

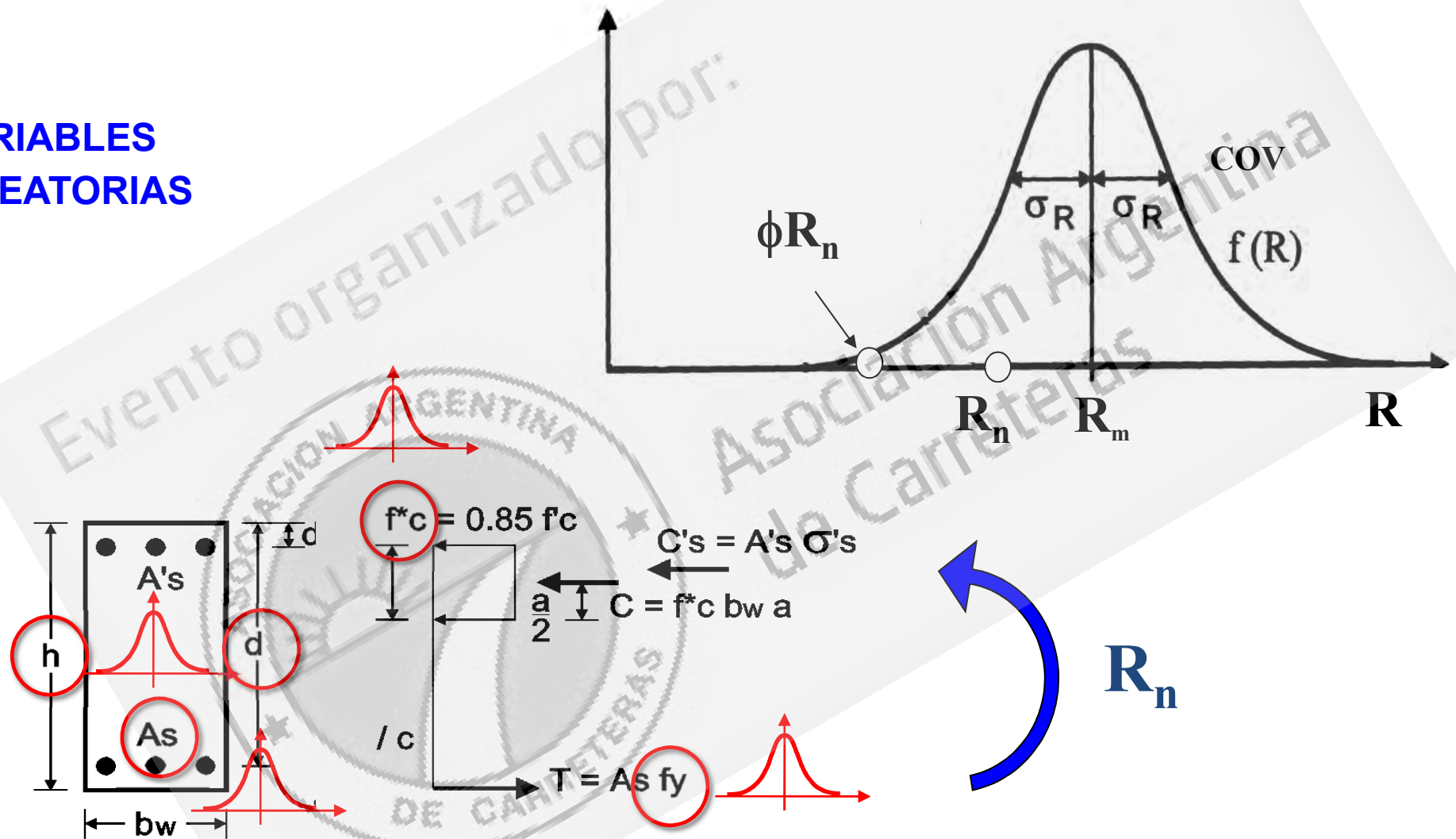
$$1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM) \leq 0.90 R_n$$

¿ POR QUÉ 1.25, 1.50, 1.75 y 0.90 ?

ELU: BAJA PROBABILIDAD DE FALLA (P_f)

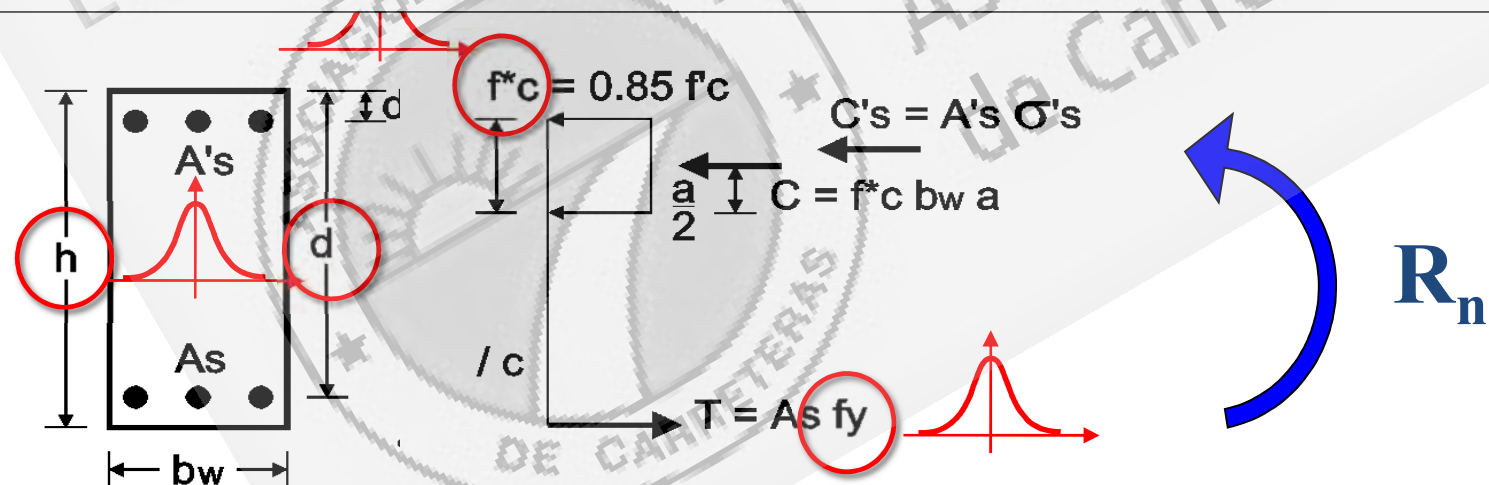
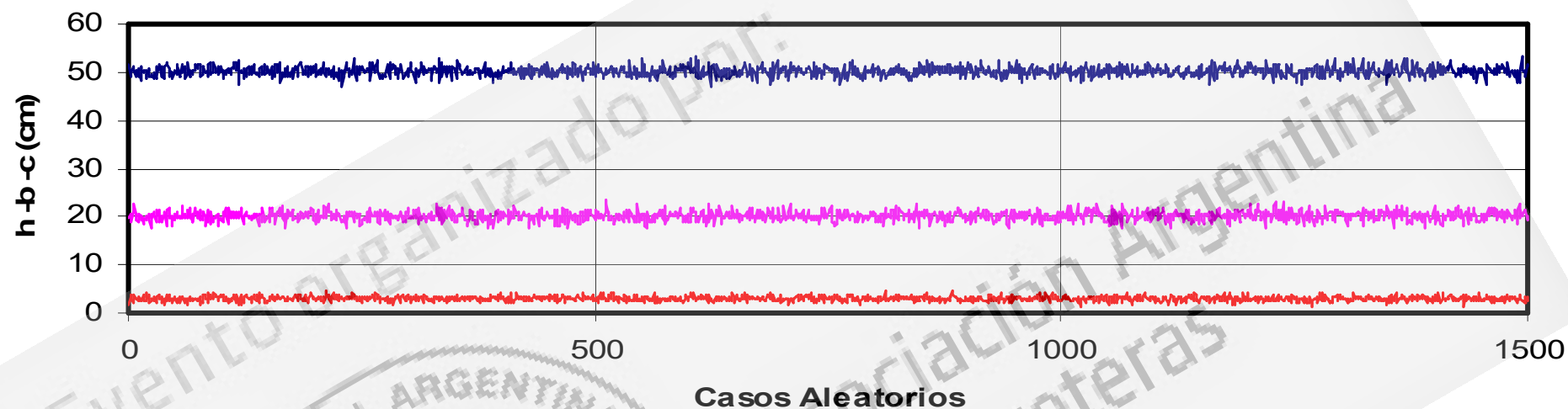
Tanto las acciones (lado izquierdo) como la resistencia (lado derecho), son

VARIABLES ALEATORIAS



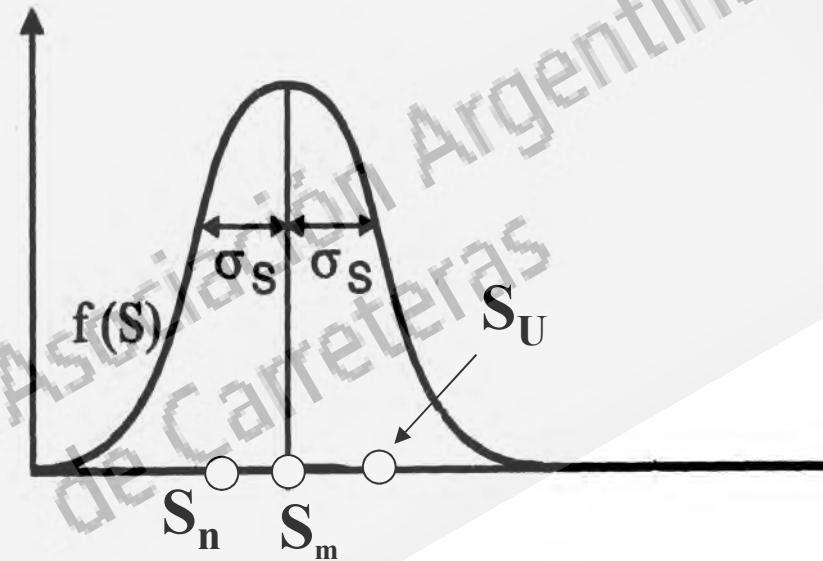
$h \text{ nom}=50\text{cm} - b \text{ nom}=20 \text{ cm} - c \text{ nom}=3\text{cm}$

$h \text{ y } b$: error medio=0.2cm, $\sigma=1\text{cm}$ - c : error medio=0cm, $\sigma=1/2\text{cm}$



Tanto las acciones (lado izquierdo) como la resistencia (lado derecho), son

VARIABLES ALEATORIAS

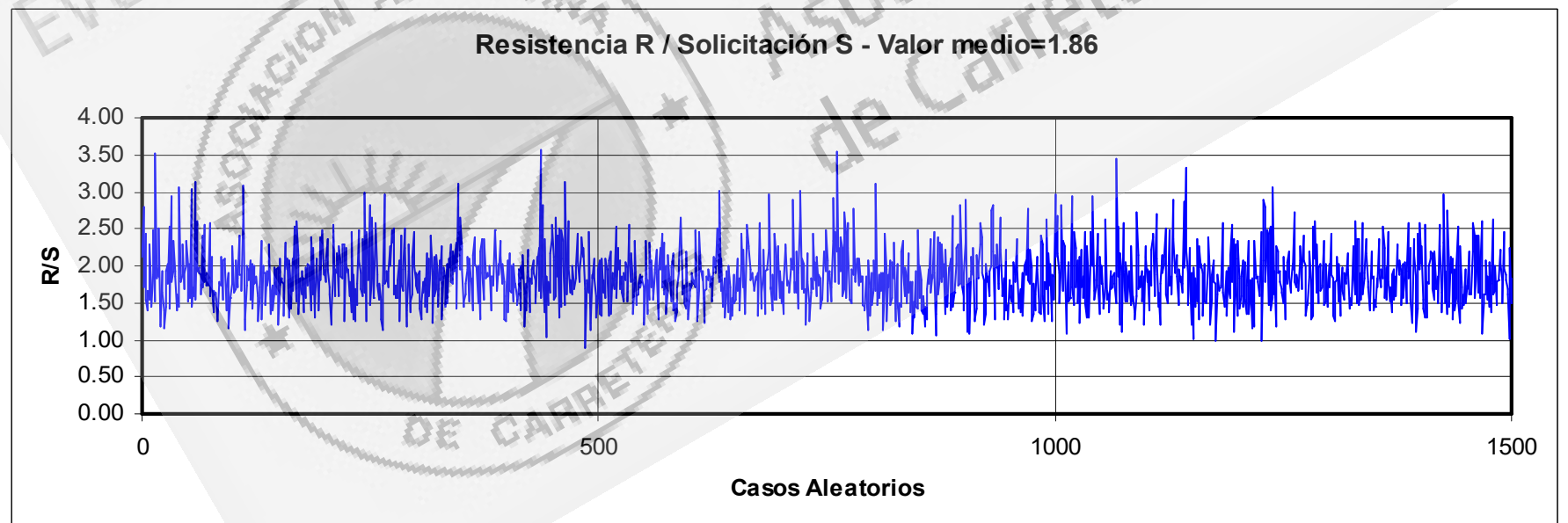


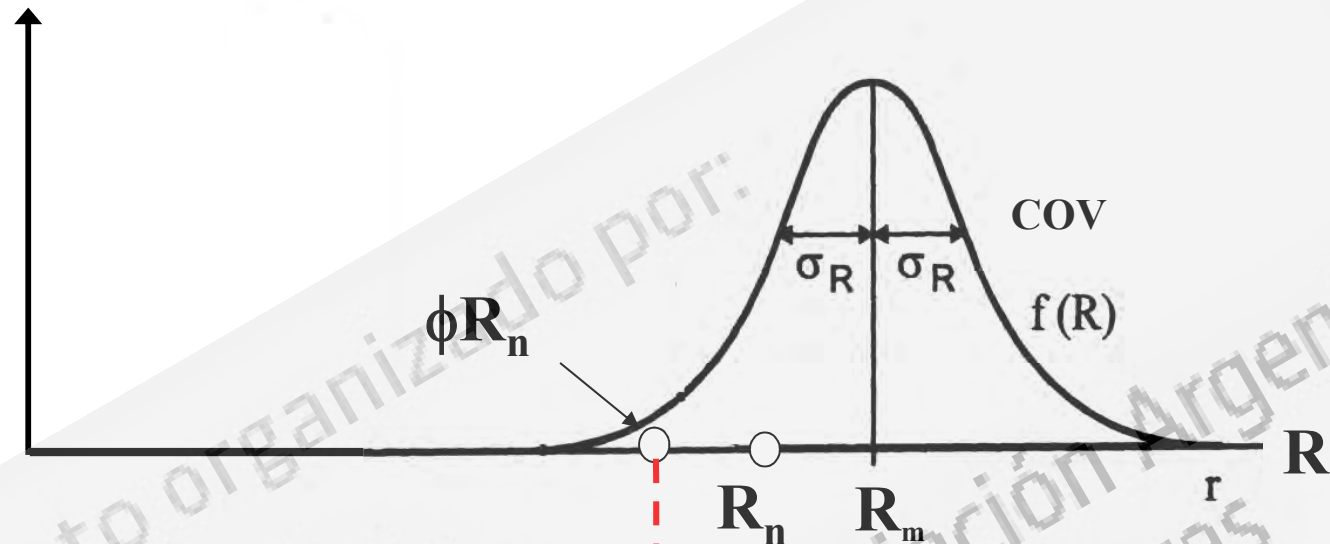
$$S_n = DC + DW + (LL + IM)$$

$$S_U = 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM)$$

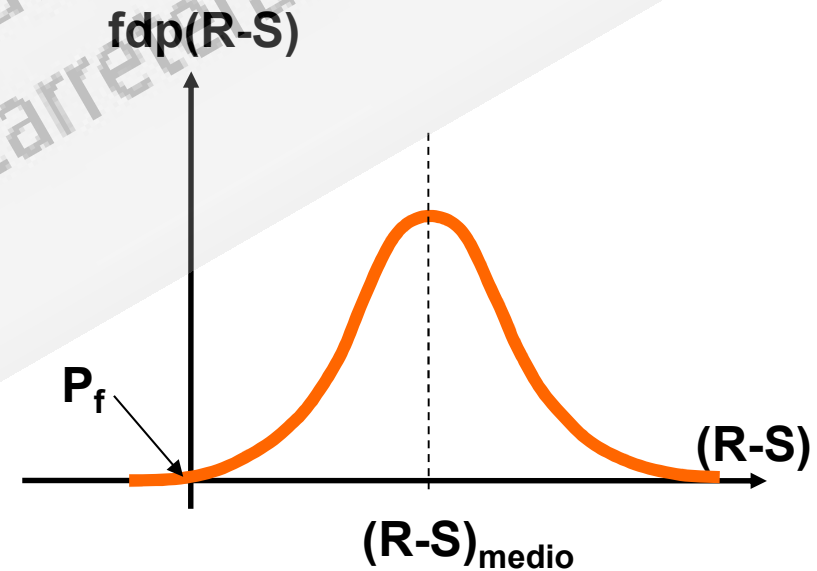
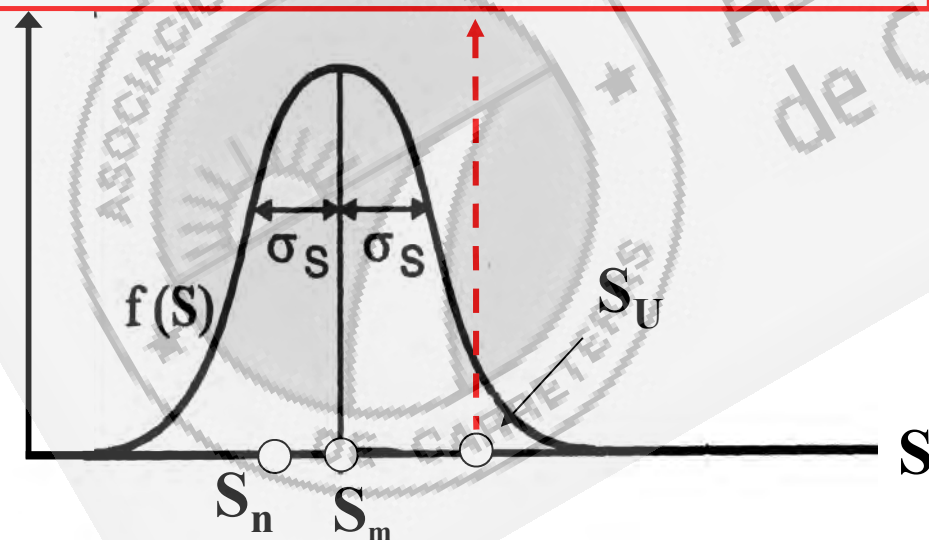


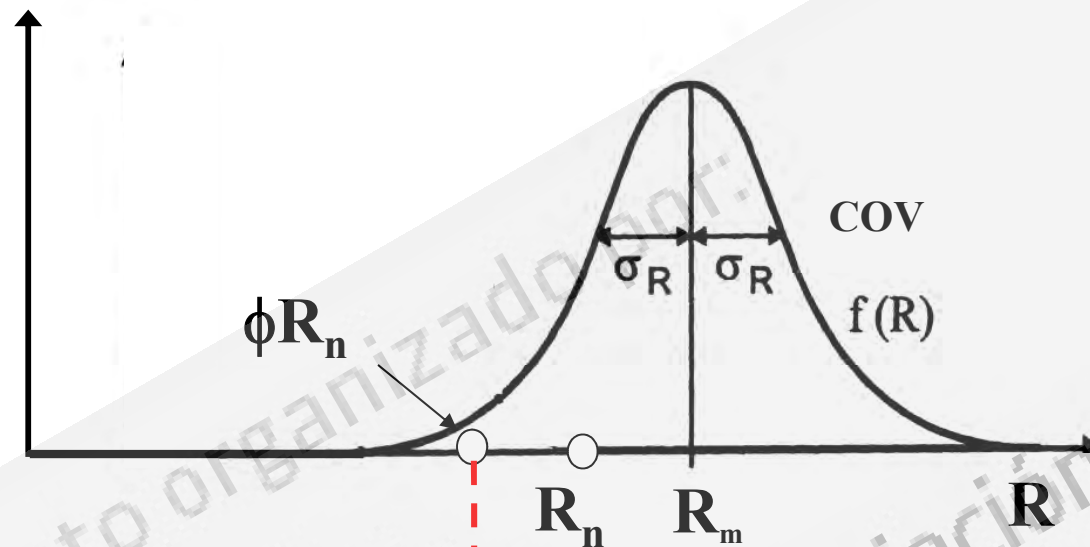
ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800



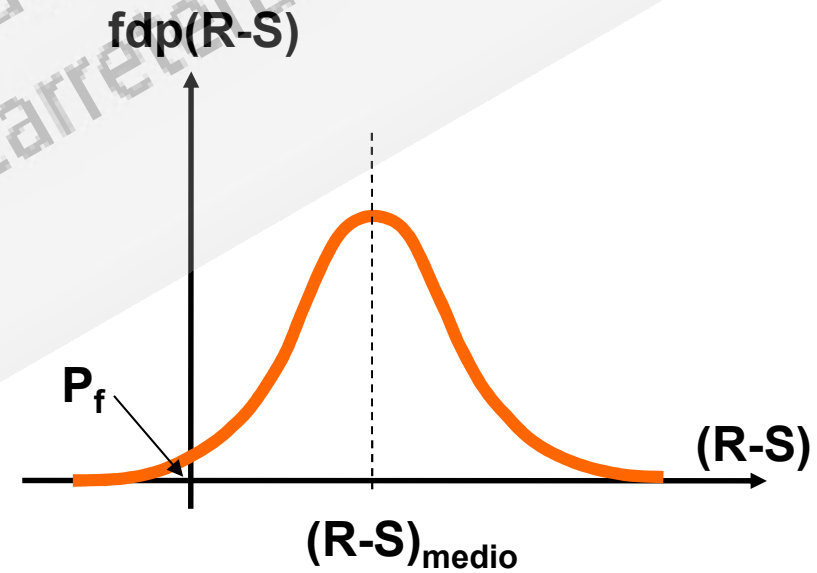
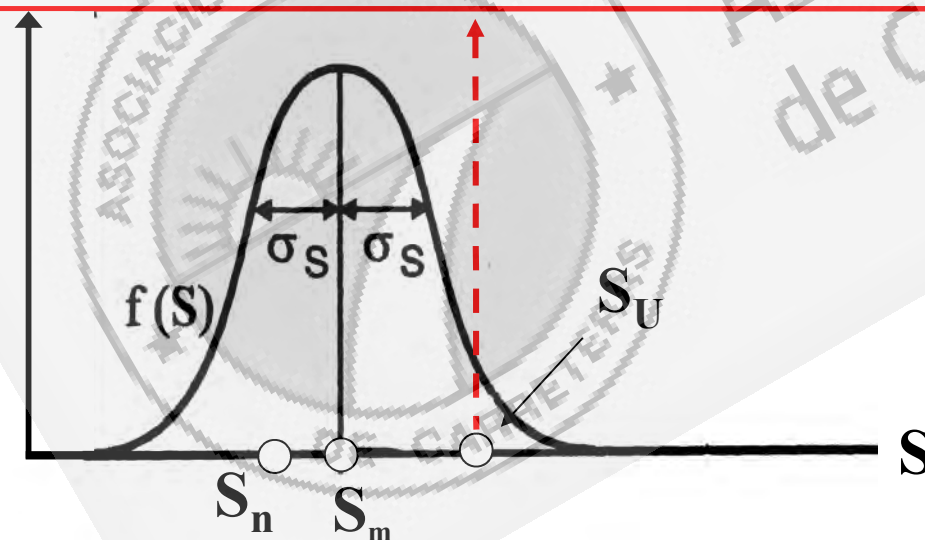


$$\phi R_n \geq 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM)$$

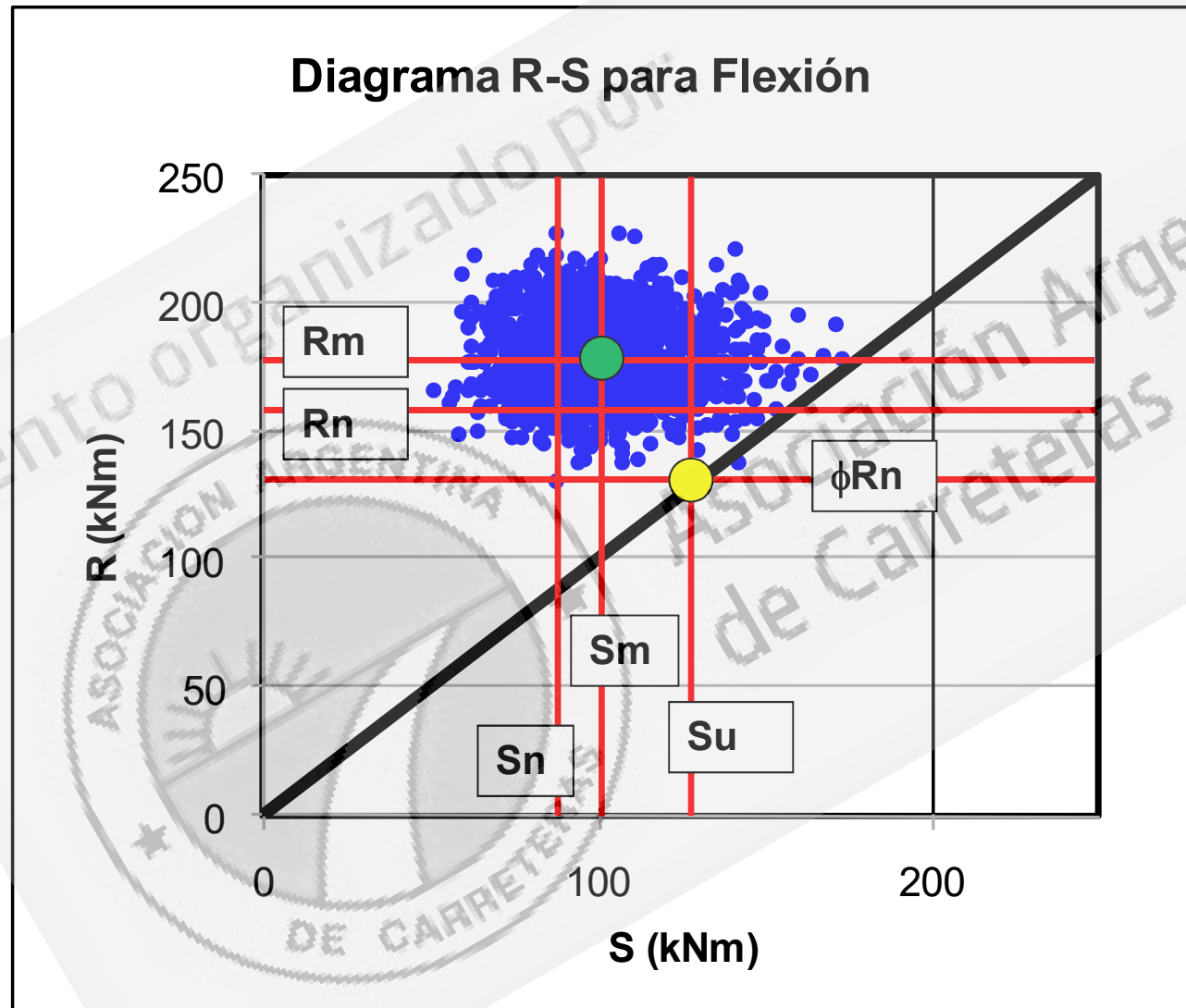




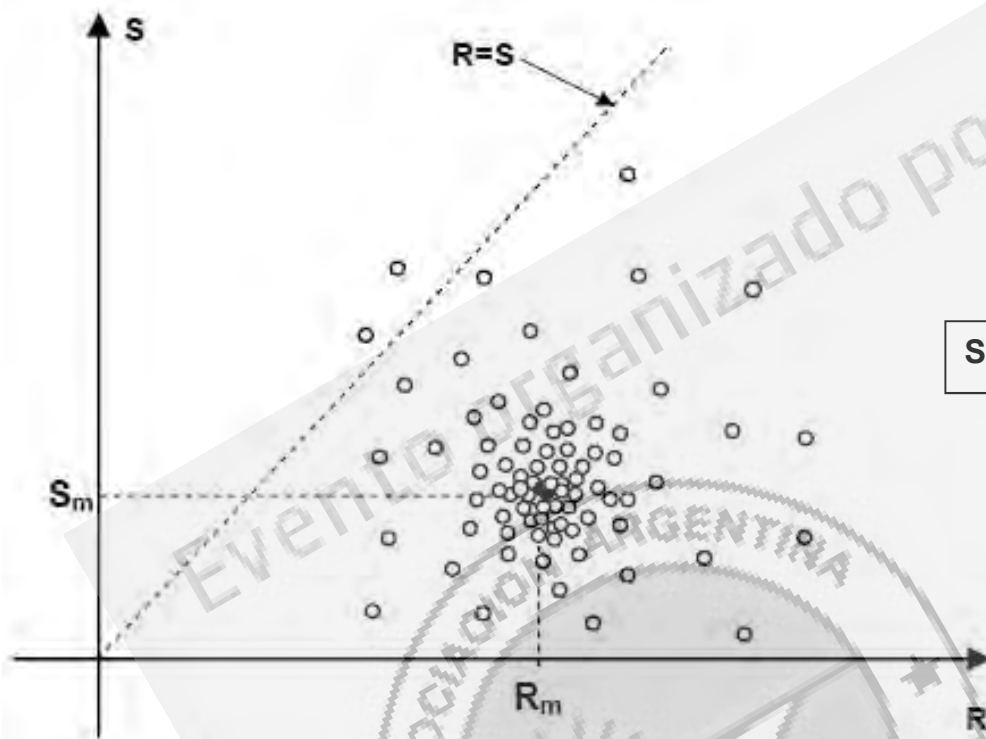
$$\phi R_n = 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM)$$



MODELACIÓN NUMÉRICA – MÉTODO DE MONTE CARLO



ÍNDICE DE FIABILIDAD (β) y PROBABILIDAD DE FALLA (P_f)



$$x = (R - R_m) / \sigma_R$$

$$y = (S - S_m) / \sigma_S$$

$$\Rightarrow R = x \sigma_R + R_m$$

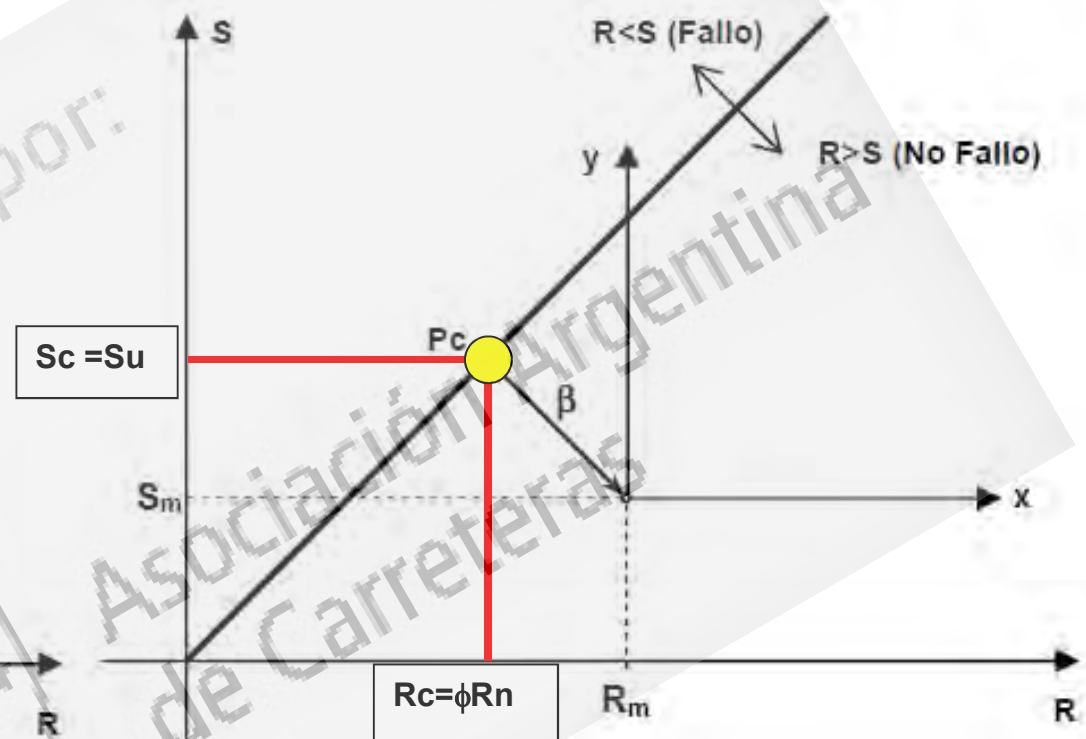
$$\Rightarrow S = y \sigma_S + S_m$$

La condición de rotura ($R = S$) lleva a:

$$x \sigma_R + R_m = y \sigma_S + S_m$$

Es decir que la ecuación de la recta $R=S$ es:

$$y = (R_m - R_s) / \sigma_S + x (\sigma_R / \sigma_S)$$



Se demuestra :

dist [$(x=0, y=0)$ - recta ($R=S$)] =

$$\beta = (R - S)_m / \sigma_{(R-S)}$$

$$\Rightarrow P_f = \phi(-\beta)$$

$P_c (R_c, S_c)$: Punto Crítico (β mínimo)



CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

OBJETIVOS GENERALES:

SEPARAR INCERTIDUMBRE EN ACCIONES (S) Y RESISTENCIAS (R)

ASEGURAR UN NIVEL DE FIABILIDAD ACEPTABLE e INDEPENDIENTE DE FACTORES SUBJETIVOS (LUCES, TIPO DE PUENTES, ETC)



CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

PASOS DE UN PROCEDIMIENTO (NOWAK):

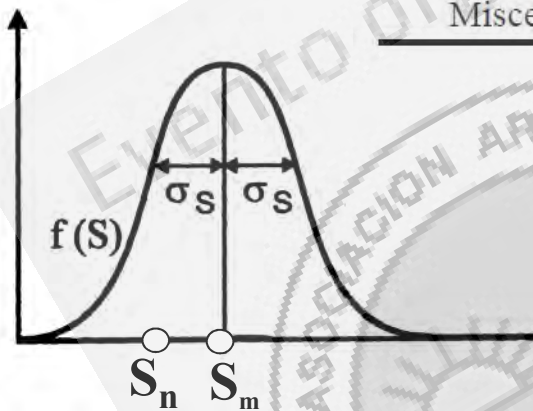
- **SELECCIONAR UN GRUPO DE PUENTES REPRESENTATIVOS, CUBRIENDO LAS TIPOLOGÍAS, LUCES Y MATERIALES USUALES**
- **ESTABLECER UNA BASE DE DATOS ESTADÍSTICOS SOBRE MATERIALES, GEOMETRÍAS Y ACCIONES**
- **DESARROLLAR MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CARGAS Y RESISTENCIAS, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.**
- **ESTABLECER Y AJUSTAR UNA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS (MONTE CARLO, ETC)**
- **ESTABLECER EL NIVEL DE FIABILIDAD OBJETIVO, EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN (NO LRFD) PREVIA A LA CALIBRACIÓN**
- **CALIBRAR LOS FACTORES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES (γ_i) Y MINORACIÓN DE RESISTENCIAS (ϕ_i) MANTENIENDO LA FIABILIDAD β “CONSTANTE”**

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CARGAS, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.

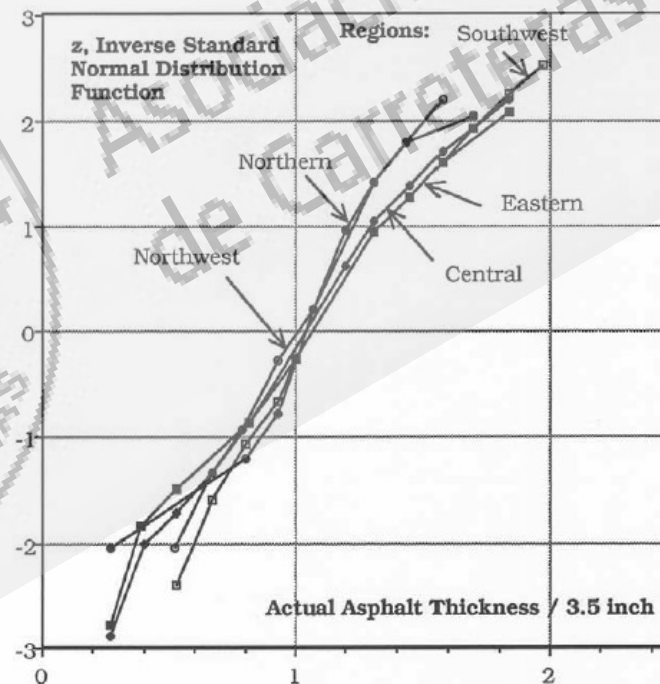
Table 1. Statistical Parameters of Dead Load

Dead Load Component	Bias Factor	Coefficient of Variation
Factory made members, DL_1	1.03	0.08
Cast-in-place, DL_2	1.05	0.10
Wearing surface, DL_3	1.0	0.25
Miscellaneous, DL_4	1.03 ~ 1.05	0.08 ~ 0.10



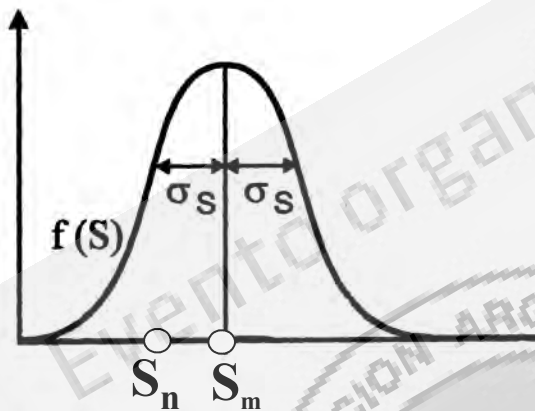
$$COV = \sigma_S / S_m$$

$$FD = BF = S_m / S_n$$



CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

○ MODELO PROBABILÍSTICO DE CARGA VIVA



$$COV = \sigma_s / S_m$$

$$FD = BF = S_m / S_n$$

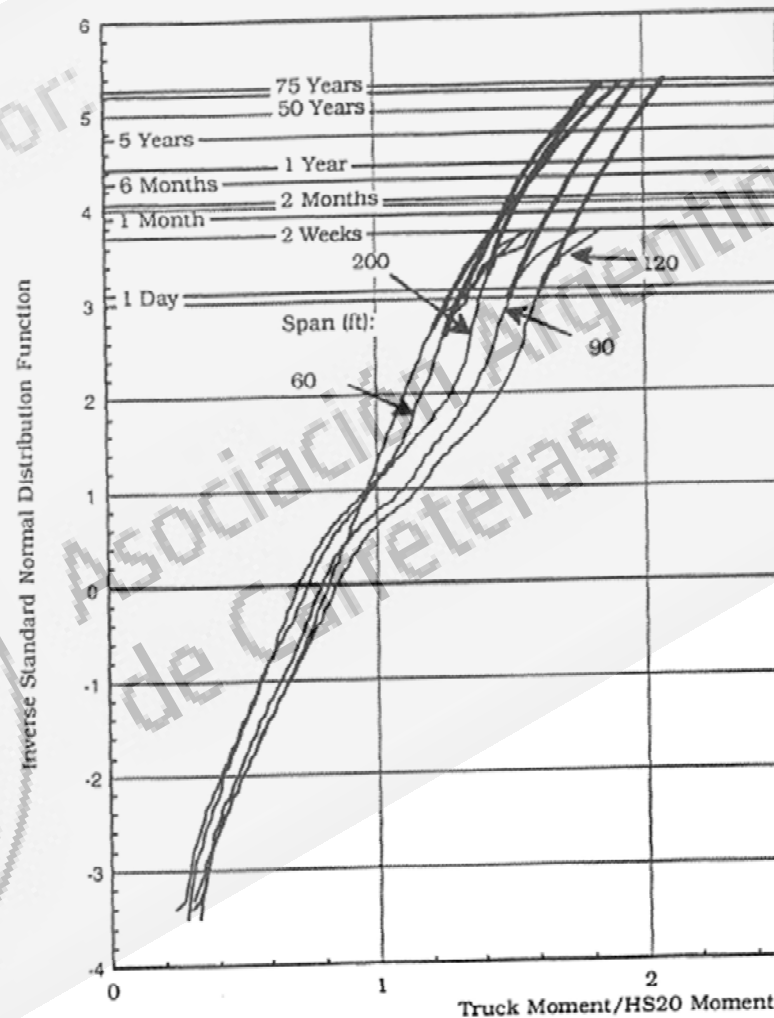


Fig. B-5. Extrapolated Moments for Simple Spans.

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CARGAS, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.

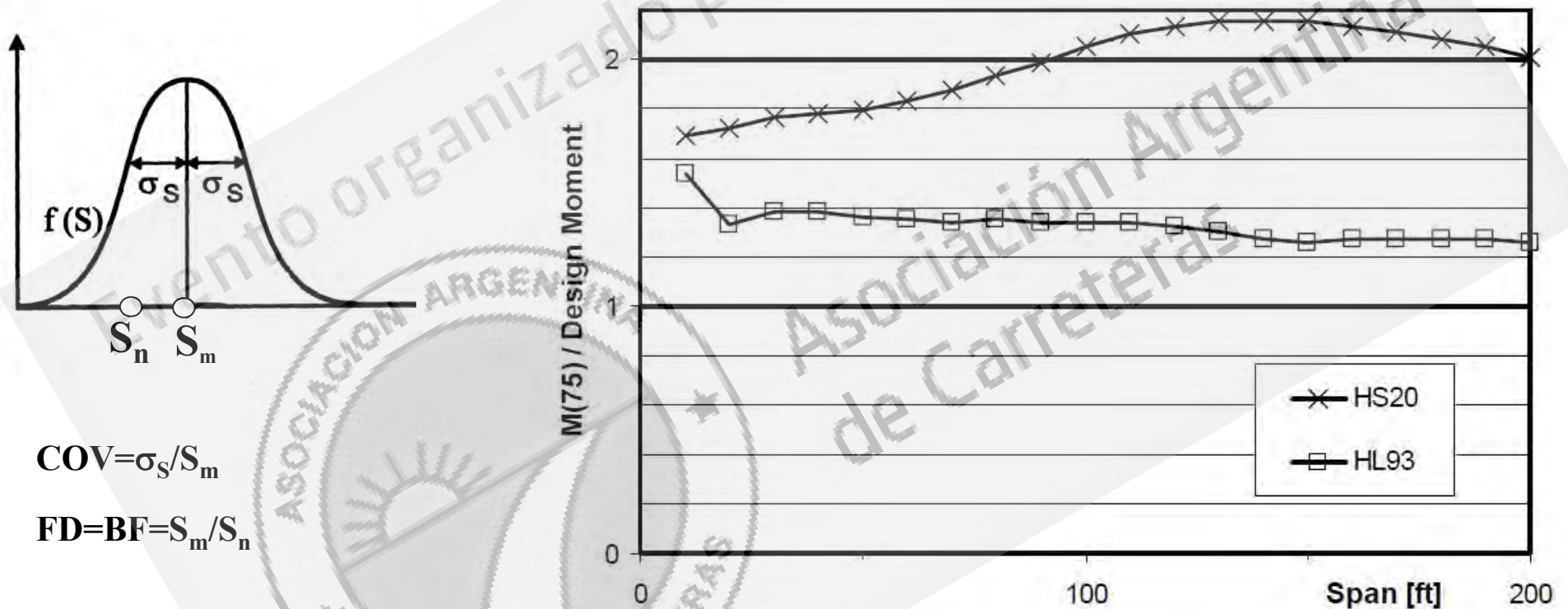
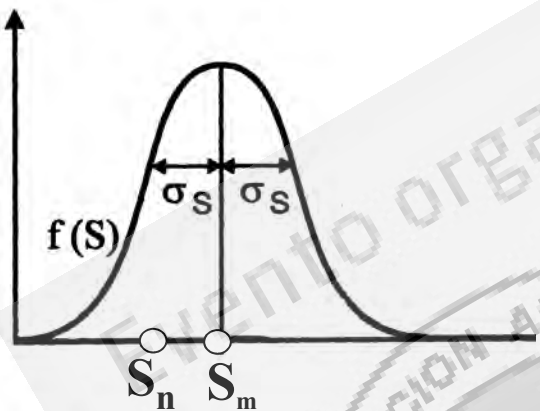


Figure 19 - Bias Factor for One Lane Loaded, Simple Span Moment: Ratio $M(75)/M(\text{HL93})$ and $M(75)/M(\text{HS20})$, ADTT = 5000

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CARGAS, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.



$$COV = \sigma_S / S_m$$

$$FD = BF = S_m / S_n$$

Table 20. Bias Factors for Live Load

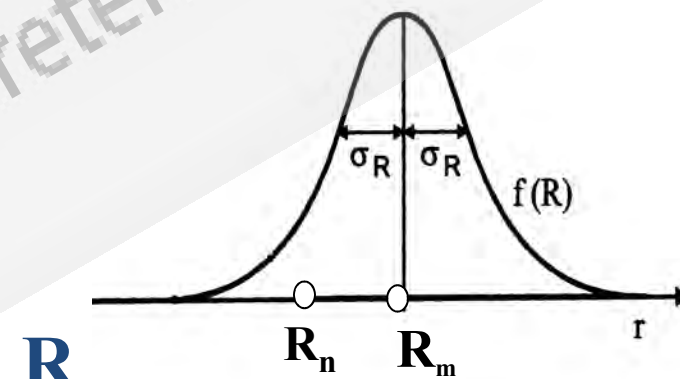
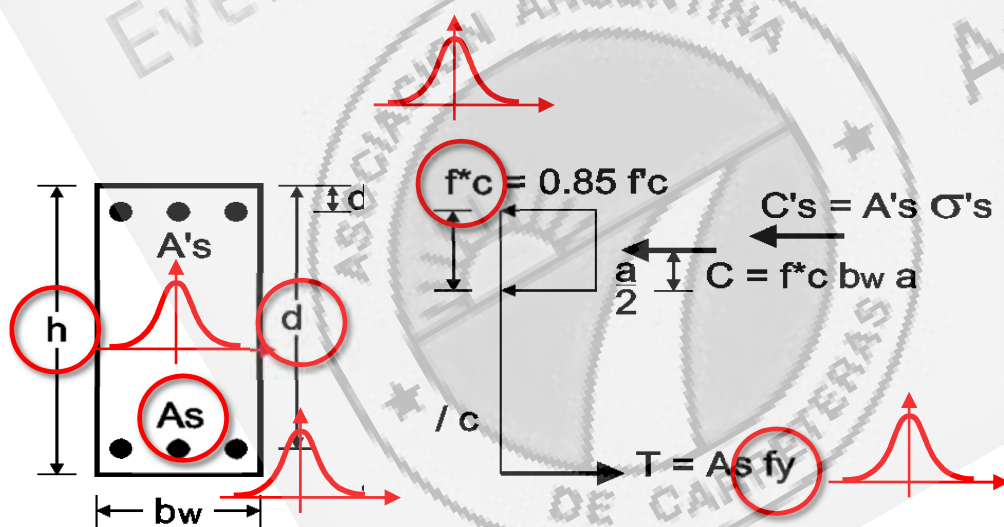
	Bias Factor (HL-93)	
	ADTT = 1000	ADTT = 5000
One Lane Loaded:		
- simple span moment	1.23 - 1.36	1.26 - 1.38
- shear	1.17 - 1.28	1.21 - 1.32
- negative moment	1.20 - 1.33	1.23 - 1.36
Two Lanes Loaded:		
- simple span moment	1.08 - 1.15	1.10 - 1.20
- shear	1.04 - 1.14	1.08 - 1.18
- negative moment	1.10 - 1.22	1.14 - 1.26

Coefficient of variation = 0.12 for all cases

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE RESISTENCIA, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.

Parámetro de la fdp ↓	f'_c_{EST} (compres.)	f_y	h, b, s (error)	recub (error)	f_c_{EST} (tracción)
Media	$1.7f'_c+8$	465	0	0	$0.5[f'_c_{EST}]^{1/2}$
COV	0.175	0.085	$s = 1$	$s = 1$	0.175

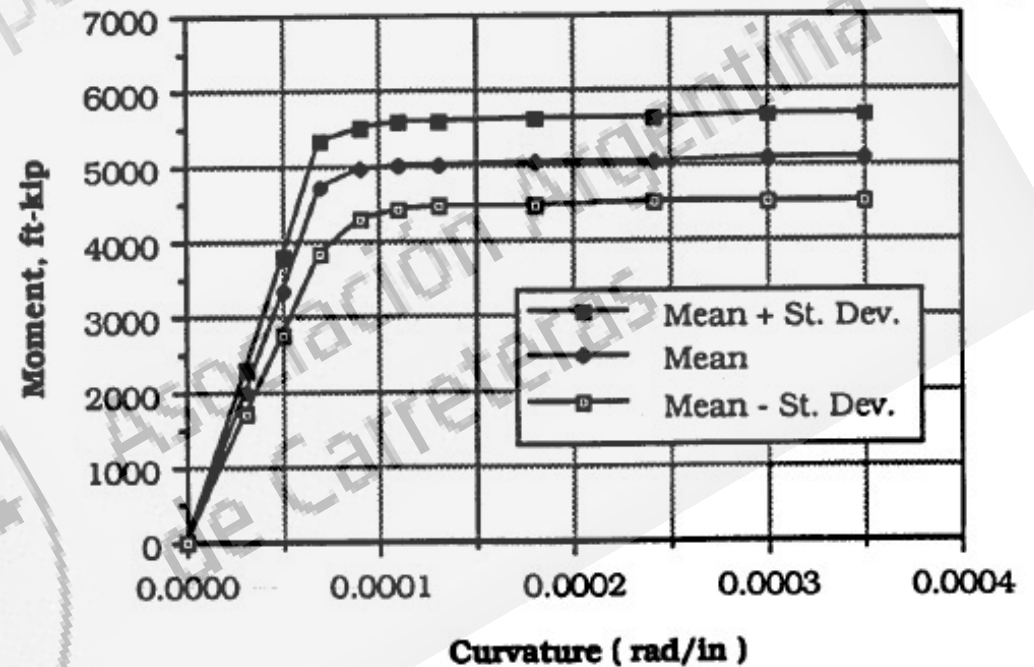
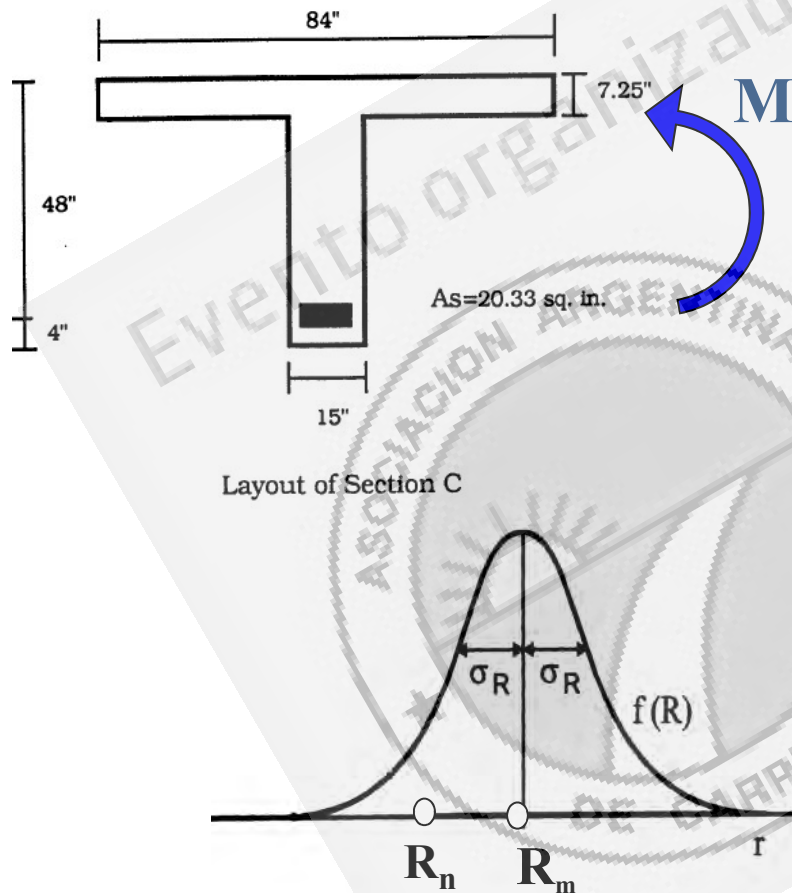


$$COV = \sigma_R / R_m$$

$$FD = BF = R_m / R_n$$

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE RESISTENCIA, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.



$$\text{COV} = \sigma_R / R_m$$

$$\text{FD} = \text{BF} = R_m / R_n$$

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS DE RESISTENCIA, EN TÉRMINOS DE FDA, FD (BF), COV.

Table 21. Statistical Parameters of Component Resistance

Type of Structure	Material and Fabrication factors, F M		Professional factor, P		Resistance, R	
	λ	V	λ	V	λ	V
Non- Composite steel girders						
Moment (compact)	1.095	0.075	1.02	0.06	1.12	0.10
Moment (non-com.)	1.085	0.075	1.03	0.06	1.12	0.10
Shear	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
Composite steel girders						
Moment	1.07	0.08	1.05	0.06	1.12	0.10
Shear	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
Reinforced concrete						
Moment	1.12	0.12	1.02	0.06	1.14	0.13
Shear w/steel	1.13	0.12	1.075	0.10	1.20	0.155
Shear no steel	1.165	0.135	1.20	0.10	1.40	0.17
Prestressed concrete						
Moment	1.04	0.045	1.01	0.06	1.05	0.075
Shear w/steel	1.07	0.10	1.075	0.10	1.15	0.14

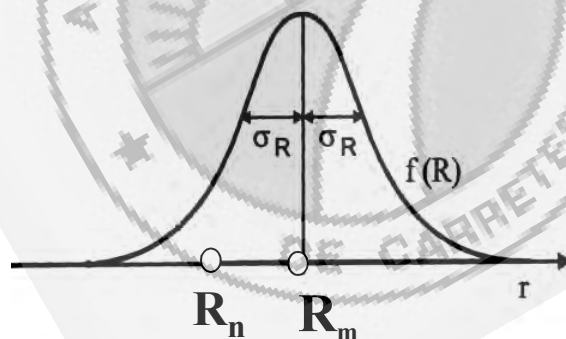
CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- MODELOS PROBABILÍSTICOS CONDENSADOS DE RESISTENCIA y CARGAS, EN TÉRMINOS DE FDP, FD (BF), COV - RESUMEN

VARIABLE	Función de Distribución de Probabilidad	FACTOR DE DESVÍO (Bias Factor)	COV
R (Resistencia)	Lognormal	1.12	0.10
DC (peso Hn)	Normal	1.05	0.10
DW (peso carpeta)	Normal	1.00	0.25
L (sobrecarga)	Normal	1.18	0.18

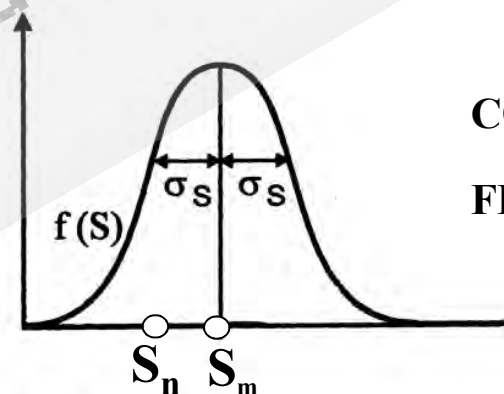
$$COV = \sigma_R / R_m$$

$$FD = BF = R_m / R_n$$



$$COV = \sigma_S / S_m$$

$$FD = BF = S_m / S_n$$





CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

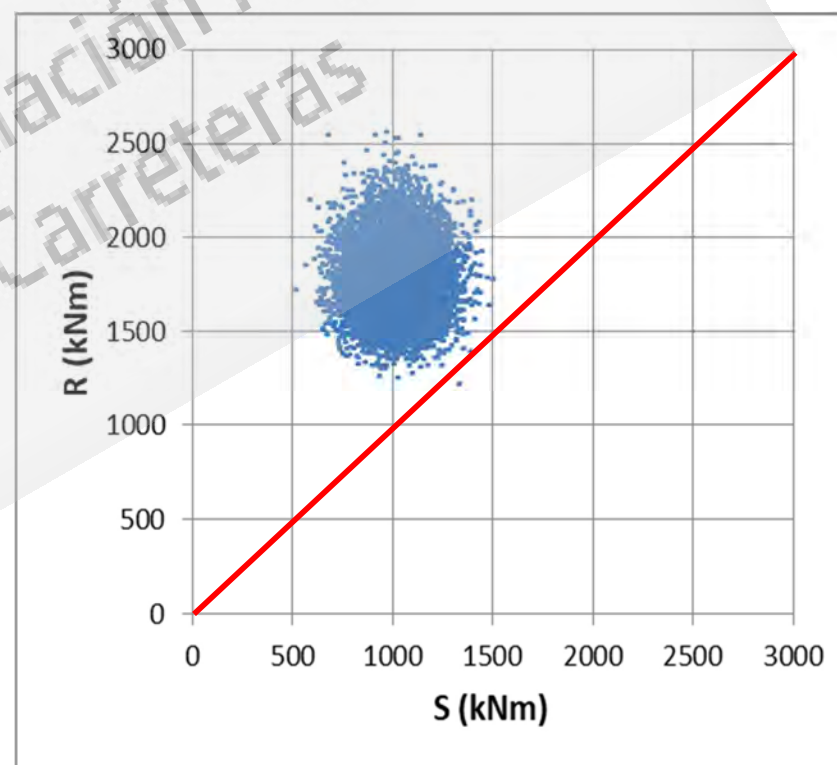
○ ESTABLECER Y AJUSTAR UNA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS: MONTE CARLO

Parámetros de las distribuciones:

Resistencia (R)	Peso Propio (DC) :	Peso Propio (DW) :	Sobrecarga (L) :
pdf LogNormal	pdf Normal	pdf Normal	pdf Normal
AASHTO	Hormigón	Asfalto	Sobrecarga
R n = 1600	DC n = 242.95	DW n = 54.48	L n = 602.76
Bias R = 1.12	Bias DC = 1.05	Bias DW = 1.00	Bias L = 1.18
R m = 1792	DC m = 255.1	DW m = 54.48	L m = 711.257
COV = 0.10	COV = 0.10	COV = 0.25	COV = 0.18
σ = 179	σ = 25.51	σ = 13.62	σ = 128.03
μ_{LNR} = 7.48628			α = 30.86
σ_{LNR} = 0.09975			β = 23.04
			L gamma 500

Rn = 1600.3
DCn = 242.95
DWn = 54.48
Ln = 602.76
$(1.25DCn + 1.5DWn + 1.75L)/0.9 = 1600.3$

						Pf = 3.40E-04
Nominal =	243	54	603	900	1600	β = 3.4
Media =	255	54	711	1020	1794	0.57
Desvest =	25	14	128	131	180	0.17
		Acción		S	R	ln(R1/S)
i	DC	DW	L	DC+DW+L		0
	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	
1	255	60	668	982	1835	0.6250878
2	252	78	646	976	2056	0.7444699
3	274	86	739	1099	1519	0.3233466
4	243	63	753	1059	1628	0.4295422
5	225	47	753	1025	1747	0.5330848
6	253	60	591	904	1540	0.5326666
7	255	64	783	1103	1348	0.2006118
8	283	55	756	1093	1702	0.4424345



CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- ESTABLECER EL NIVEL DE FIABILIDAD OBJETIVO, EN FUNCIÓN DEL ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN (NO LRFD) PREVIA A LA CALIBRACIÓN

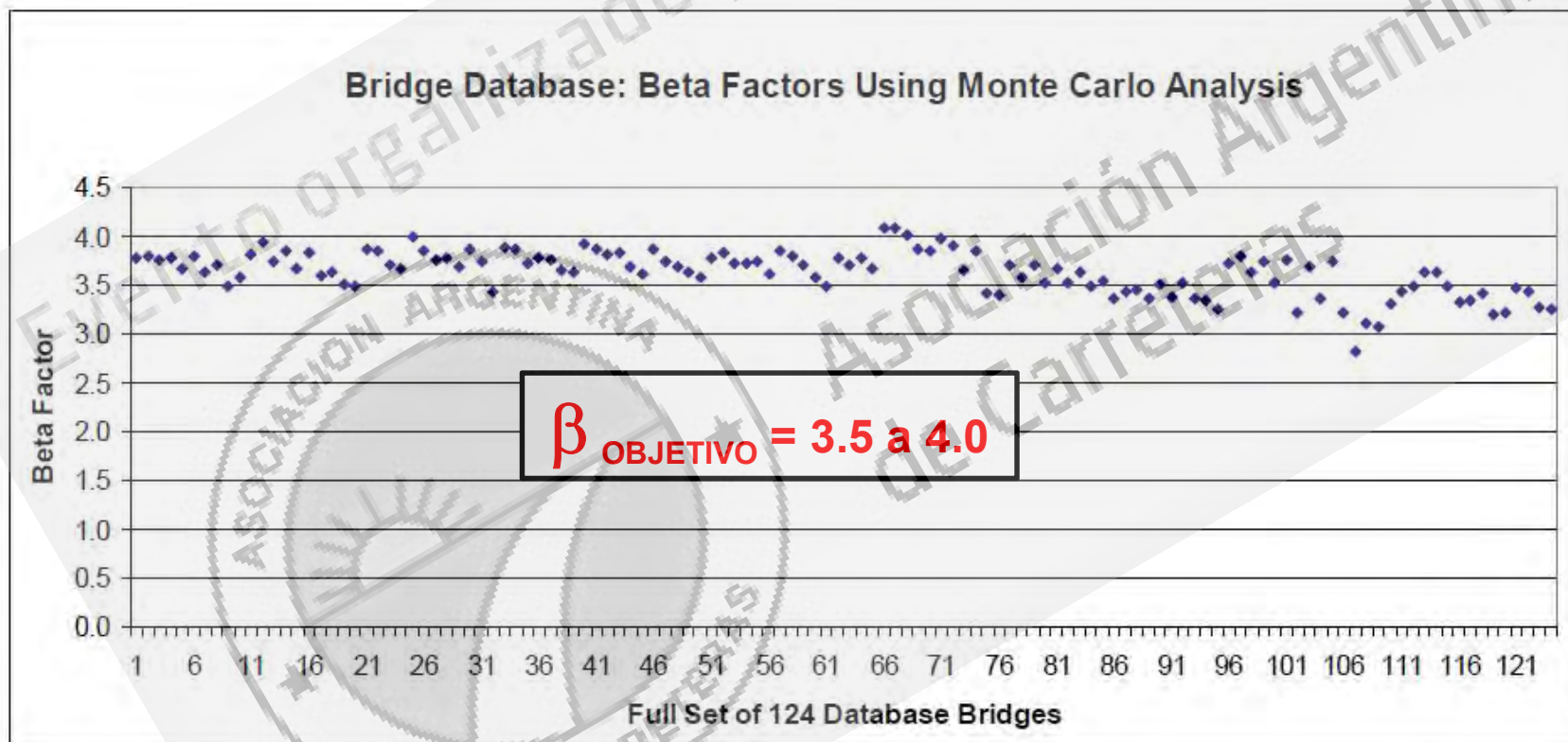
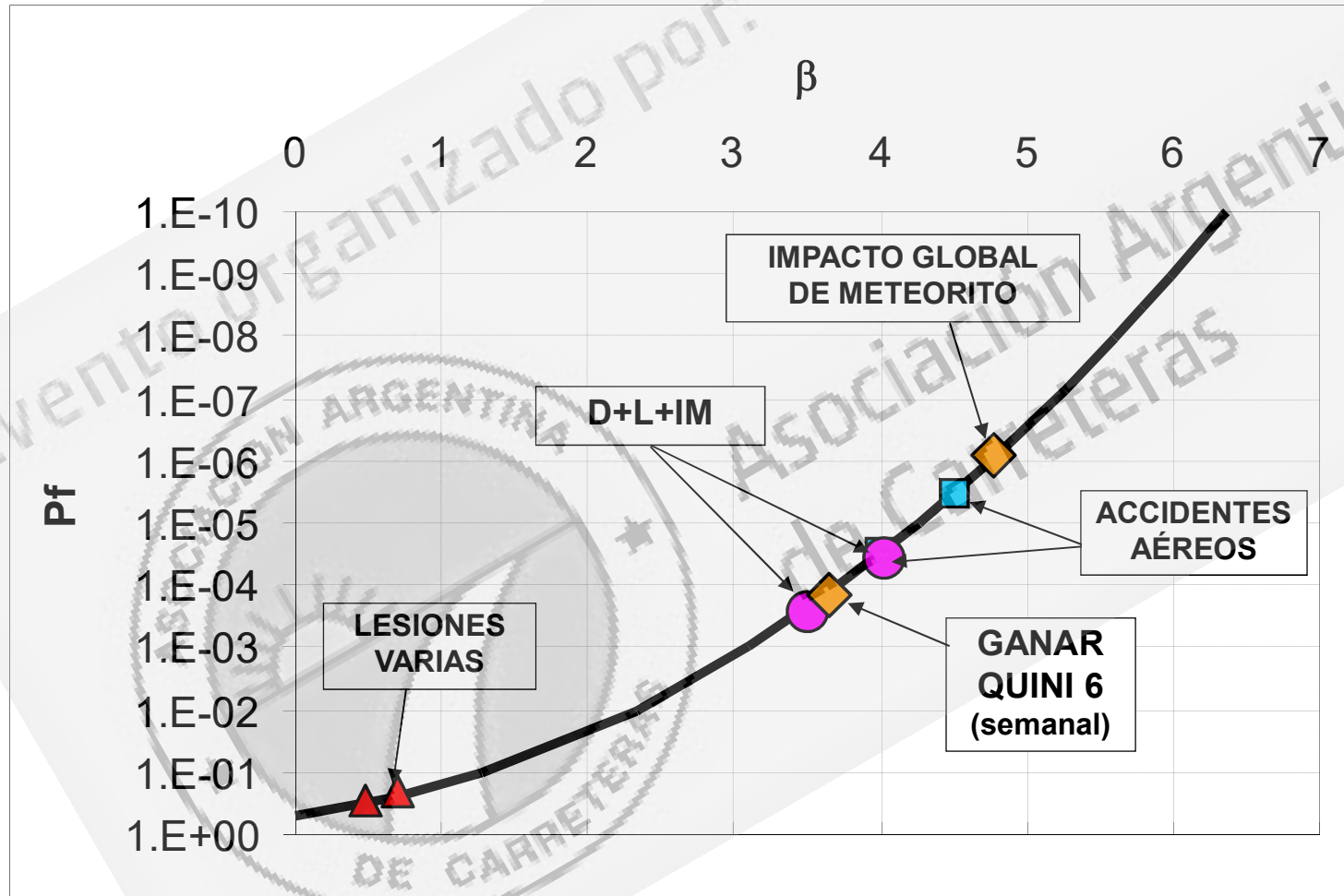


Figure 5 – Monte Carlo Results for All Bridges in the Database

FIABILIDAD ASOCIADA A EVENTOS POSIBLES



CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- **CALIBRAR LOS FACTORES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES (γ_i) Y MINORACIÓN DE RESISTENCIAS (ϕ_i) MANTENIENDO LA FIABILIDAD β “CONSTANTE”. NOWAK et al (1993)**

APPENDIX F Load and Resistance Factors

$$\text{LOAD FACTORS} \quad \gamma_i = \lambda_i (1 + kV_i) \quad (F-1)$$

Table F-2. Considered Sets of Load Factors.

Load Component	k = 1.5	k = 2.0	k = 2.5
Dead load, D_1	1.15	1.20	1.24
Dead load, D_2	1.20	1.25	1.30
Dead load, D_3	1.375	1.50	1.65
Live load (with impact)	1.40-1.50	1.50-1.60	1.60-1.70

Recommended values of load factors correspond to $k = 2$. For simplicity of the designer, one factor is specified for D_1 and D_2 , $\gamma = 1.25$. For D_3 , weight of asphalt, $\gamma = 1.50$. For live load and impact, the value of load factor corresponding to $k = 2$ is $\gamma = 1.60$. However, a more conservative value of $\gamma = 1.70$ is proposed for the LRFD code.

(Finalmente se adoptó $\gamma = 1.75$ para incrementar la TMDA)

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

- **CALIBRAR LOS FACTORES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES (γ_i) Y MINORACIÓN DE RESISTENCIAS (ϕ_i) MANTENIENDO LA FIABILIDAD β “CONSTANTE”**

RELIABILITY-BASED RESISTANCE FACTORS

Table F-3. Considered Resistance Factors.

Material	Limit State	Resistance Factors, ϕ	
		Lower	Upper
Non-Composite Steel	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.95	1.00
Composite Steel	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.95	1.00
Reinforced Concrete	Moment	0.85	0.90
	Shear	0.90	0.95
Prestressed Concrete	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.90	0.95

CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

Table F-6. Reliability Indices and Resistance Ratios for LRFD Code, Simple Span Moments in Reinforced Concrete T-Beam Bridges.

Span (ft)	Space (ft)	Load Effect		R(HS20) (k-ft)	$\phi = 0.85$ $\gamma = 1.6$		$\phi = 0.90$ $\gamma = 1.6$		$\phi = 0.85$ $\gamma = 1.7$		$\phi = 0.90$ $\gamma = 1.7$	
		mQ	σ		r	β	r	β	r	β	r	β
30	4	361	44	467	1.34	4.00	1.27	3.68	1.40	4.24	1.33	3.93
30	6	467	58	655	1.24	4.01	1.18	3.69	1.30	4.25	1.23	3.94
30	8	566	71	841	1.18	4.02	1.11	3.69	1.23	4.25	1.16	3.95
30	10	665	84	1032	1.13	4.02	1.07	3.70	1.18	4.27	1.12	3.95
30	12	801	97	1277	1.09	4.01	1.03	3.69	1.14	4.25	1.07	3.94
60	4	1100	114	1558	1.18	3.95	1.11	3.62	1.22	4.15	1.15	3.83
60	6	1481	151	2250	1.09	3.95	1.03	3.62	1.13	4.15	1.07	3.82
60	8	1767	183	2827	1.04	3.96	0.99	3.63	1.08	4.17	1.02	3.84
60	10	2116	216	3502	1.01	3.96	0.95	3.63	1.04	4.15	0.99	3.84
60	12	2458	249	4176	0.98	3.96	0.92	3.63	1.01	4.15	0.96	3.83
90	4	2561	230	3541	1.15	3.82	1.09	3.47	1.18	3.97	1.12	3.64
90	6	3228	293	4719	1.10	3.84	1.04	3.50	1.13	4.01	1.07	3.67
90	8	3774	347	5757	1.06	3.87	1.00	3.53	1.09	4.04	1.03	3.71
90	10	4466	409	7015	1.03	3.87	0.97	3.53	1.06	4.04	1.00	3.71
90	12	5200	472	8345	1.00	3.87	0.95	3.53	1.03	4.03	0.98	3.70
120	4	4501	387	6133	1.15	3.73	1.08	3.38	1.17	3.85	1.11	3.52
120	6	5587	482	7965	1.10	3.77	1.04	3.42	1.13	3.91	1.07	3.57
120	8	6646	575	9796	1.07	3.79	1.01	3.44	1.10	3.93	1.04	3.59
120	10	7874	679	11888	1.05	3.79	0.99	3.44	1.07	3.93	1.01	3.59
120	12	9182	788	14109	1.03	3.78	0.97	3.44	1.05	3.92	0.99	3.58

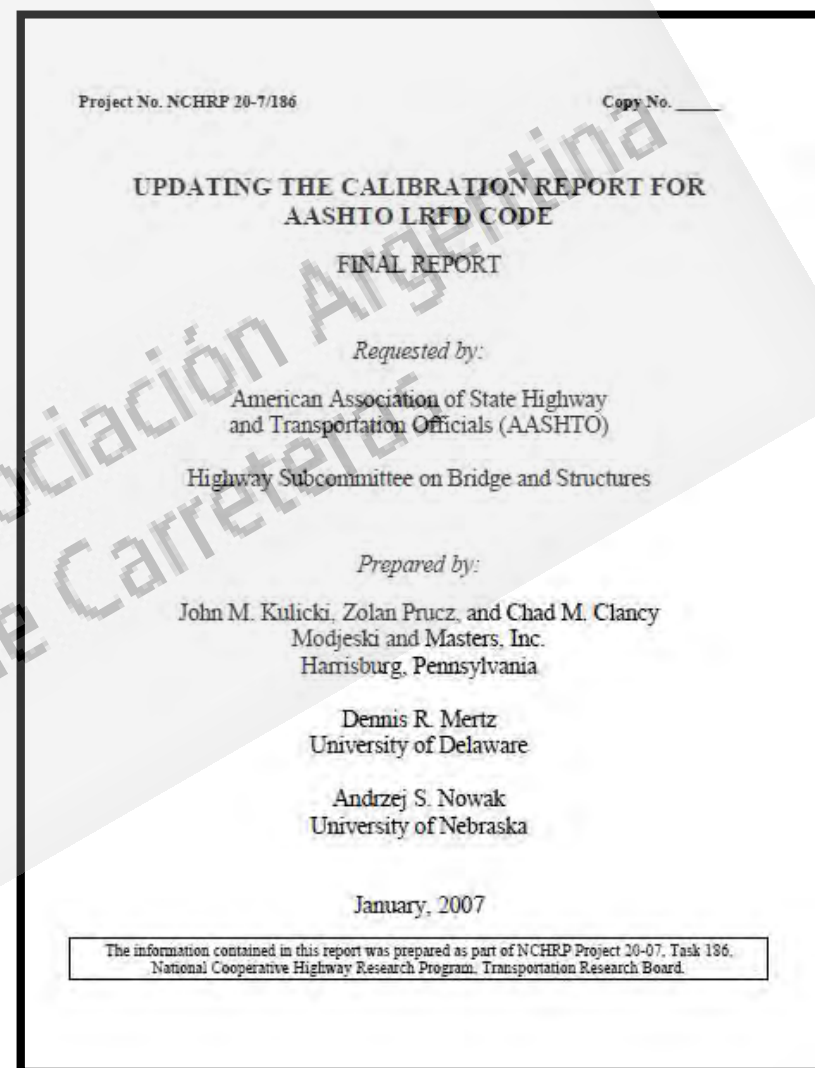
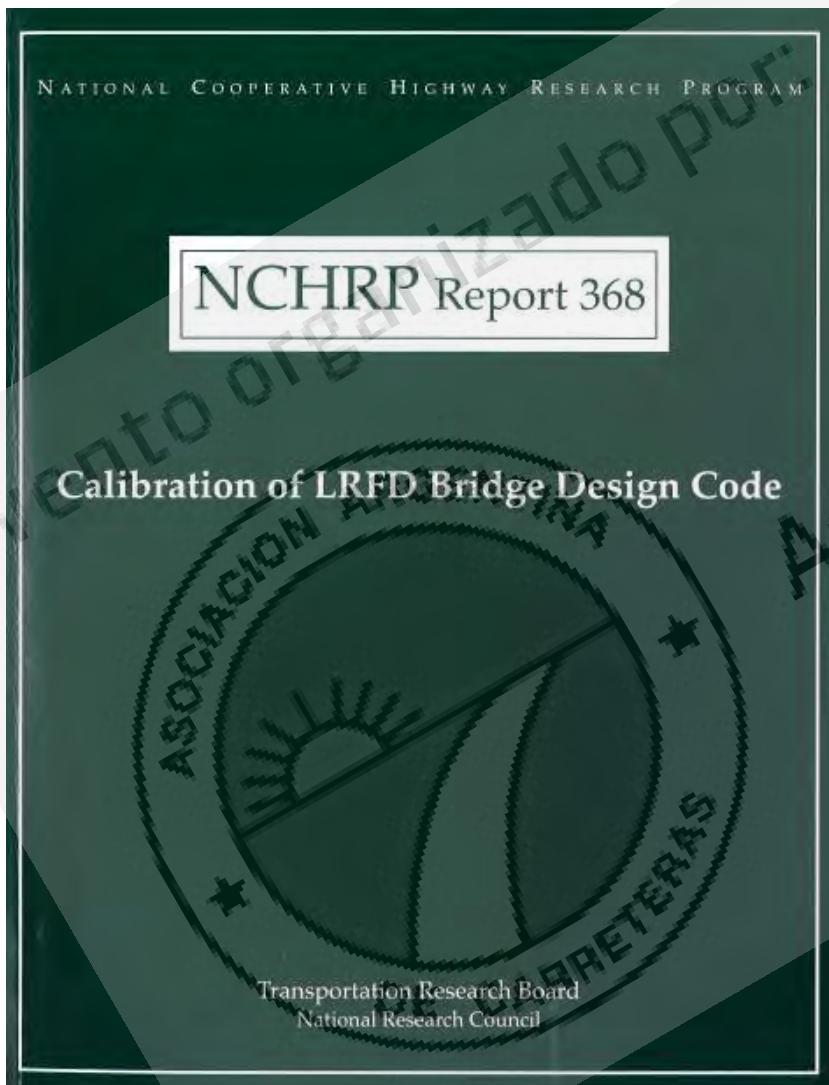
CALIBRACIÓN DE UN FORMATO DE SEGURIDAD LRFD

Table F-7. Reliability Indices and Resistance Ratios for LRFD Code, Simple Span Moments in Prestressed Concrete Girder Bridges.

Span	Space	Load		R(HS20)	$\phi = 0.95$		$\phi = 1.00$		$\phi = 0.95$		$\phi = 1.00$	
(ft)	(ft)	Effect		(k-ft)	$\gamma = 1.6$		$\gamma = 1.6$		$\gamma = 1.7$		$\gamma = 1.7$	
		mQ	σ		r	β	r	β	r	β	r	β
30	4	357	43	441	1.26	3.86	1.20	3.43	1.32	4.24	1.26	3.80
30	6	463	57	622	1.17	3.86	1.11	3.43	1.22	4.21	1.16	3.80
30	8	561	70	801	1.10	3.85	1.05	3.42	1.15	4.21	1.09	3.80
30	10	663	83	988	1.05	3.85	1.00	3.42	1.10	4.21	1.05	3.80
30	12	765	95	1179	1.02	3.86	0.97	3.43	1.06	4.21	1.01	3.80
60	4	1144	108	1531	1.11	3.96	1.06	3.49	1.15	4.21	1.09	3.80
60	6	1442	142	2084	1.04	3.95	0.99	3.48	1.07	4.21	1.02	3.81
60	8	1716	173	2622	0.99	3.94	0.94	3.48	1.02	4.21	0.97	3.81
60	10	2011	204	3197	0.95	3.94	0.90	3.48	0.98	4.21	0.93	3.81
60	12	2312	234	3786	0.92	3.94	0.87	3.47	0.95	4.21	0.91	3.80
90	4	2506	197	3249	1.11	3.97	1.05	3.47	1.14	4.21	1.08	3.74
90	6	3071	253	4237	1.05	3.97	1.00	3.48	1.08	4.21	1.03	3.76
90	8	3590	306	5192	1.01	3.97	0.96	3.49	1.04	4.21	0.99	3.78
90	10	4162	360	6229	0.98	3.97	0.93	3.48	1.01	4.21	0.96	3.77
90	12	4750	414	7300	0.95	3.96	0.90	3.48	0.98	4.21	0.93	3.76
120	4	4557	314	5786	1.11	3.93	1.05	3.42	1.13	4.11	1.08	3.64
120	6	5455	393	7275	1.06	3.97	1.01	3.46	1.09	4.21	1.04	3.70
120	8	6277	469	8705	1.03	3.98	0.98	3.48	1.06	4.21	1.00	3.73
120	10	7198	549	10281	1.00	3.98	0.95	3.48	1.03	4.21	0.98	3.73
120	12	8152	629	11917	0.98	3.97	0.93	3.47	1.01	4.21	0.96	3.73
200	4	11826	733	15323	1.07	3.88	1.01	3.35	1.08	4.05	1.03	3.53
200	6	13928	885	18840	1.03	3.94	0.98	3.42	1.05	4.11	1.00	3.61
200	8	15848	1036	22195	1.00	3.98	0.95	3.46	1.02	4.17	0.97	3.66
200	10	18059	1204	25956	0.98	3.98	0.93	3.46	1.00	4.11	0.95	3.66
200	12	20375	1382	29880	0.96	3.97	0.91	3.45	0.98	4.11	0.93	3.66



REFERENCIAS ESENCIALES





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

ESTADOS LÍMITE, ACCIONES, FACTORES DE CARGA, COMBINACIÓN DE ESTADOS DE CARGA

OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Asegurar con un cierto nivel de confiabilidad y para el total de la vida útil definida para la construcción:

- ✓ **RESISTENCIA y ESTABILIDAD**
- ✓ **FUNCIONALIDAD PARA LOS USOS PREVISTOS**
- ✓ **DURABILIDAD**

Optimizando el consumo de recursos para lograr:

- ✓ MAXIMA ECONOMIA
- ✓ MAXIMA SUSTENTABILIDAD

Un abordaje posible para alcanzar estos objetivos
se basa en considerar el concepto de
ESTADOS LIMITES

DISEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE ESTADOS LIMITE

ESTADO LÍMITE

es un evento no deseado caracterizado por una magnitud física para la que se define un valor extremo. De superarse dicho límite, se considera que lo diseñado deja de ser apto para su uso, ya sea por ruina o por una pérdida significativa de la funcionalidad.

Estado Límite Último (ELU)

es una situación que se intenta evitar porque implica el colapso parcial o total de la estructura, al verse superada la capacidad resistente o al perderse la estabilidad.

Estado Límite de Servicio (ELS)

es una situación que se intenta evitar porque produce una pérdida de la funcionalidad o un deterioro apreciable de la estructura (sin riesgo inminente).

EJEMPLOS DE ESTADOS LIMITE EN DISEÑO ESTRUCTURAL

Ejemplos de **Estados Límite Últimos (ELU)**

- ELU de agotamiento por tensiones normales (flexión, tracción, compresión)
- ELU de agotamiento por tensiones tangenciales (corte, torsión, punzonado)
- ELU de inestabilidad del equilibrio (pandeo)
- ELU de estabilidad (vuelco, deslizamiento)

Ejemplos de **Estados Límite de Servicio (ELS)**

- ELS de deformación excesiva
- ELS de vibración excesiva
- ELS de durabilidad
- ELS de fisuración

EL PROBLEMA DEL DISEÑO CONFIABLE

Para un tipo de proyecto determinado, es necesario:

- **Reconocer los estados limites** que resultan relevantes y condicionan el diseño
- Definir las **magnitudes que caracterizan** a cada estado limite
- Establecer como **evaluar la magnitud de la demanda** que resulta esperable durante la vida útil de lo diseñado
- Establecer como **evaluar la capacidad de respuesta** de lo diseñado
- Establecer **el margen mínimo** que deberá ofrecer la capacidad por encima de la demanda, de manera de alcanzar una cierta confiabilidad en la performance de lo diseñado, dadas las inevitables incertidumbres

No es un problema trivial, requiere conocimientos, investigación, datos estadísticos, acuerdos interdisciplinarios

CONVIENE QUE QUEDE ESTABLECIDO EN CODIGOS DE DISEÑO



EL PROBLEMA DEL DISEÑO CONFIABLE

➤ Definir **estados límites** relevantes y las **magnitudes asociadas**

- TIPOS DE ESTADOS LIMITES
- LISTA DE ESTADOS LIMITES DE CADA TIPO

➤ Definir **evaluación de la demanda** esperable durante la vida útil

- LISTA DE ESTADOS DE CARGA
- VALORES DE LAS CARGAS
- COMBINACIONES PARA C/TIPO DE E. LIMITE

➤ Definir **evaluación de la capacidad de respuesta** de lo diseñado

MÉTODOS SEGÚN MATERIAL Y LA MAGNITUD ASOCIADA A CADA ESTADO LIMITE

➤ Definición **márgenes de seguridad mínimos** (capacidad > demanda)

CALIBRACION GENERAL DEL REGLAMENTO LRFD SEMI-PROBABILISTA ORIENTADA A UNA CIERTA (P_f) UNIFORME

CIRSOC 801
CAPITULO 3

¿Cómo concreta esto **CIRSOC 801** para **PUENTES CARRETEROS**?



LOS ESTADOS DE CARGA EN CIRSOC 801





LAS CARGAS A CONSIDERAR Y SU DENOMINACIÓN ABREVIADA

Según CIRSOC 801, en el diseño de puentes se deben considerar las siguientes acciones permanentes y transitorias:

CC	PESO PROPIO DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y ACCESORIOS NO ESTRUCTURALES
DW	PESO PROPIO DE LAS SUPERFICIES DE DESGASTE Y LAS INSTALACIONES
EH	EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO
EL	TENSIONES RESIDUALES ACUMULADAS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO, INCLUYENDO FUERZAS SECUNDARIAS DE TESADO
ES	SOBRECARGA PERMANENTE SOBRE EL TERRENO
EV	PRESIÓN VERTICAL DEL SUELO
BR	FUERZA DE FRENADO DE LOS VEHÍCULOS
CE	FUERZA CENTRÍFUGA DE LOS VEHÍCULOS
DD	FRICCIÓN NEGATIVA
CR	DEFORMACIÓN DIFERIDA
CT	COLISIÓN DE VEHÍCULOS
CV	COLISIÓN DE EMBARCACIONES



ESTADOS DE CARGA

EQ	SISMO
FR	FRICCIÓN
IC	HIELO
IM	INCREMENTO POR CARGA VEHICULAR DINÁMICA
LL	SOBRECARGA VEHICULAR
LS	SOBRECARGA VIVA SOBRE EL TERRENO
PL	SOBRECARGA PEATONAL
SE	ASENTAMIENTO
SH	CONTRACCIÓN
TG	GRADIENTE DE TEMPERATURA
TU	VARIACIÓN UNIFORME DE TEMPERATURA
WA	CARGA HIDRÁULICA Y PRESIÓN DEL FLUJO DE AGUA
WL	VIENTO SOBRE LA SOBRECARGA
WS	VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA



- ❖ Para cada uno de estos estados de carga, el Capítulo 3 de CIRSOC 801 brinda **directivas exhaustivas y detalladas** para la estimación de los valores a considerar en el diseño de un puente
- ❖ Por su importancia conceptual veremos con cierto detalle las acciones generadas por el tránsito sobre el puente:

LL	sobrecarga vehicular
LS	sobrecarga viva
PL	sobrecarga peatonal
BR	fuerza de frenado de los vehículos
CE	fuerza centrífuga de los vehículos
IM	incremento por carga vehicular dinámica

- ❖ A continuación, veremos a modo de ejemplo de la profundidad de lo ofrecido por CIRSOC 801, un estado de carga particular:

CV	fuerza de colisión de una embarcación
----	---------------------------------------



LAS SOBRECARGAS DE TRANSITO EN CIRSOC 801



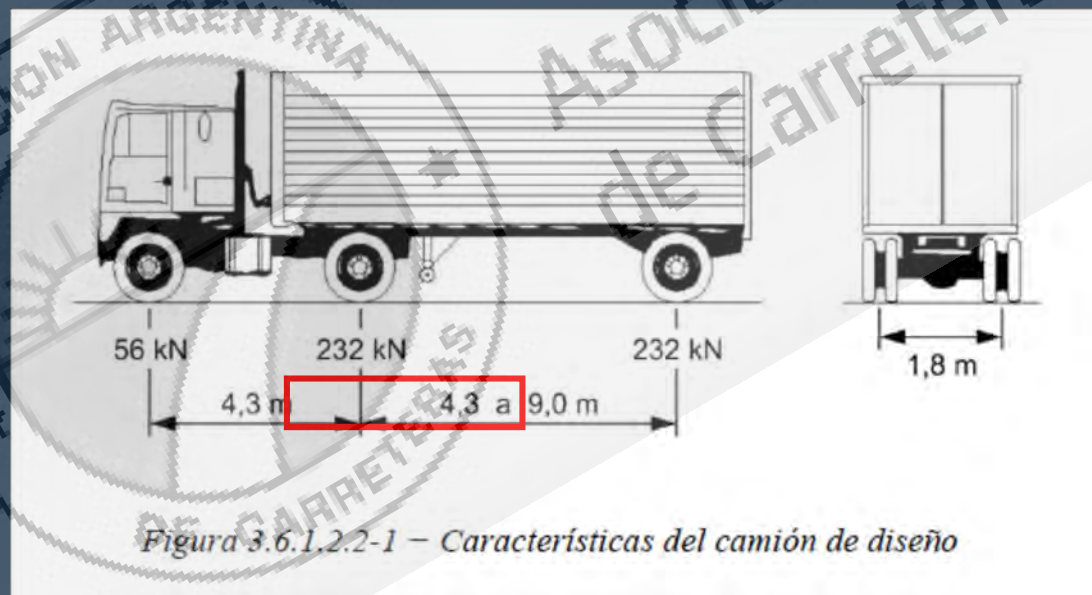
SOBRECARGAS DE TRANSITO

CIRSOC 801 define las siguientes acciones para representar el tránsito de vehículos sobre el tablero, y que se conforman la hipótesis de carga

1. CAMIÓN DE DISEÑO
2. TANDEM DE DISEÑO
3. COEF. DE IMPACTO que se aplica al camión y al tandem pero no a la carga de carril
4. CARGA DE CARRIL DE DISEÑO (DISTRIBUIDA)

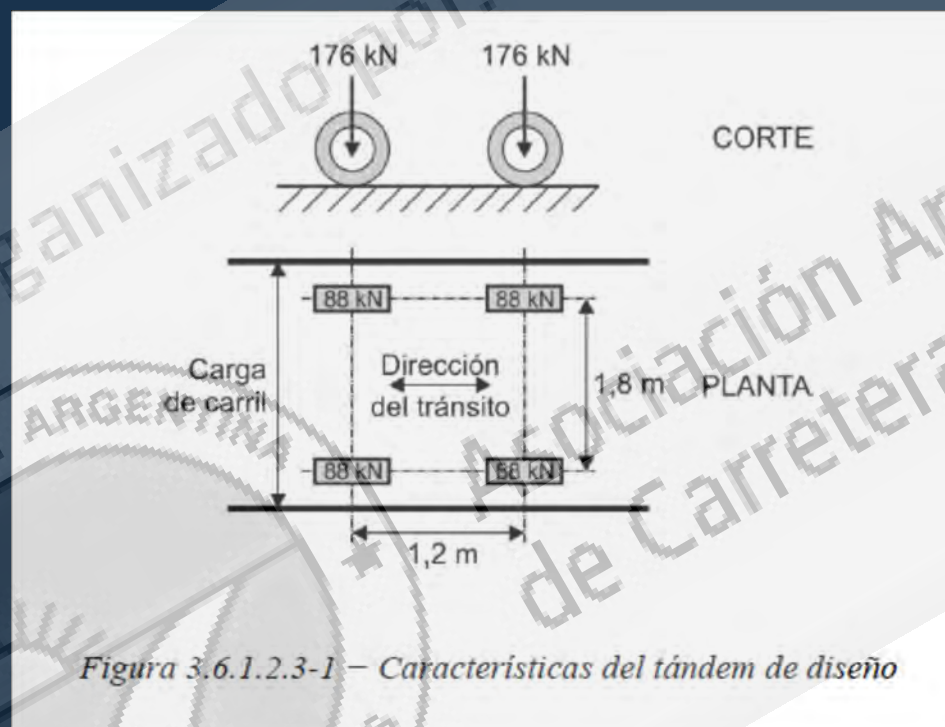
CAMION DE DISEÑO

ESTAS
CARGAS YA
INCLUYEN EL
INCREMENTO
DEL 60%



SOBRECARGAS DE TRANSITO

TANDEM DE DISEÑO



**ESTAS
CARGAS YA
INCLUYEN EL
INCREMENTO
DEL 60%**

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 176 kN con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2.

SOBRECARGAS DE TRANSITO

INCREMENTO POR CARGA DINAMICA

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

CARGA DE CARRIL DE DISEÑO

3.6.1.2.4. Carga de Carril de Diseño

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 15 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

**ESTAS
CARGAS YA
INCLUYEN EL
INCREMENTO
DEL 60%**

SOBRECARGAS DE TRANSITO

HIPOTESIS DE DISEÑO HL-13 AR

CIRSOC 801 define que **la combinación de diseño será la mas exigente** entre:

1. CAMION + CARGA DE CARRIL
2. TANDEM + CARGA DE CARRIL

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-13_AR, consistirá en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tandem de diseño, superpuesto con la carga del carril, cuando corresponda. Se supondrá que las cargas ocupan 3 m, transversalmente, dentro de un carril de diseño.

SOBRECARGAS DE TRANSITO

OTRAS DEFINICIONES

1. FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE (PROBABILIDAD DE SIMULTANEIDAD)
2. SOBRECARGAS PEATONALES
3. FUERZA DE FRENADO

3.6.1.6 Cargas Peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
≥ 3	0,65

3.6.4 Fuerza de Frenado: BR

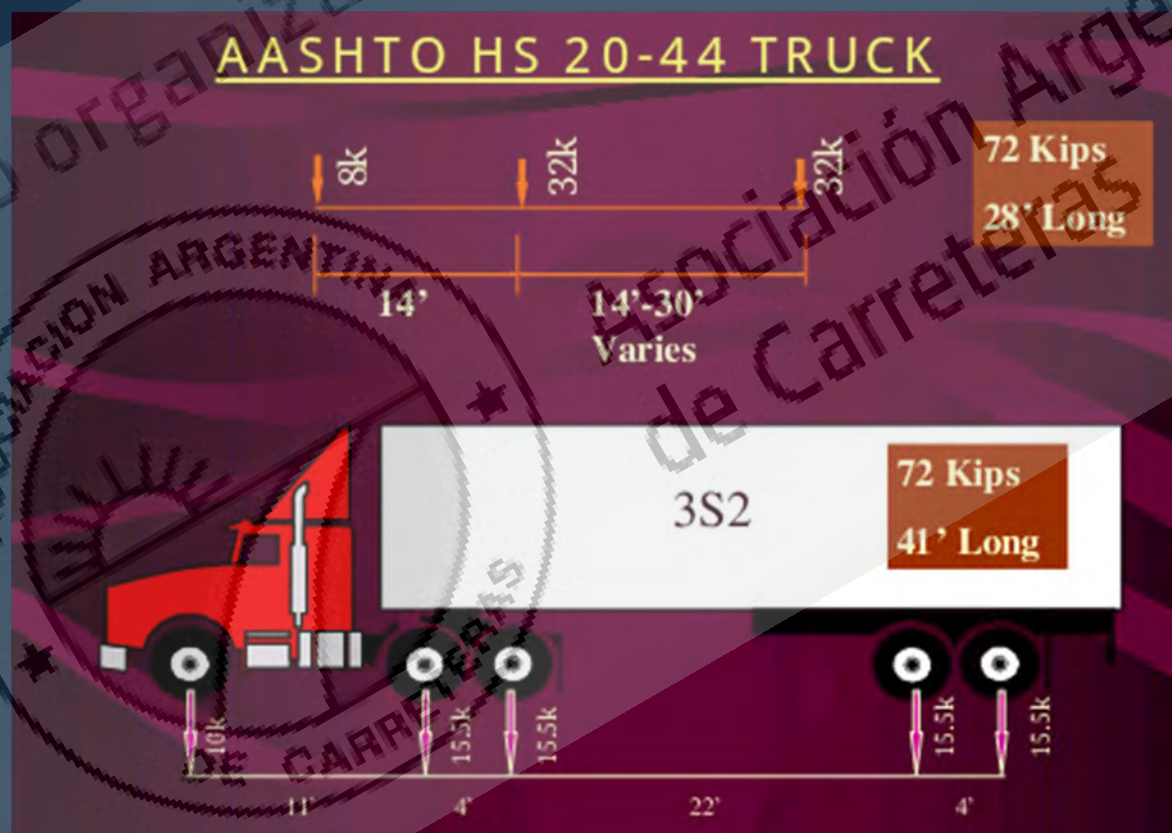
La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

SOBRECARGAS DE TRANSITO y TRANSITO REAL

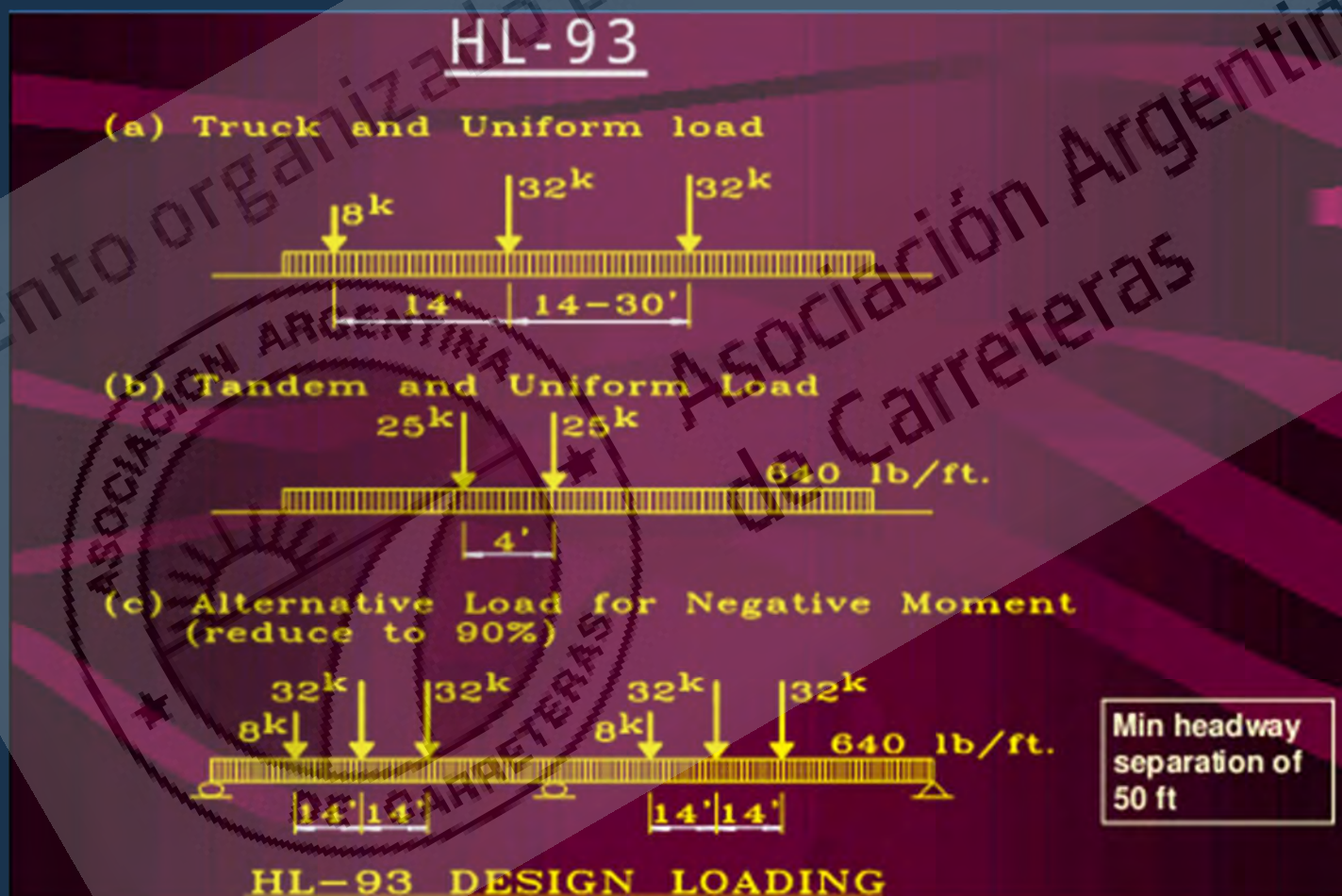
CAMION AASHTO hasta 2005

- EL HS 20 (CAMION DE DISEÑO)
- EL 3S2 (CAMION REAL, AUNQUE NO PERMITIDO, "EXCLUSION LOAD")



SOBRECARGAS DE TRANSITO y TRANSITO REAL

HIPOTESIS DE TRANSITO HL-93 desde 2005 (EL CAMION TEORICO ES EL MISMO HS 20)



SOBRECARGAS DE TRANSITO y TRANSITO REAL

¿pero cuál es el vehículo REAL que se considera cubierto por la envolvente HL-93?

EXCLUSION LOAD: 3-S3-5

Total Weight = 149.4 Kips Total length = 72.4 Ft



Vehicle Load Effects Enveloped by HL-93



OTRAS ACCIONES EN CIRSOC 801 (Ejemplo)



FUERZA DE COLISION DE UNA EMBARCACION EN UNA SUPERESTRUCTURA

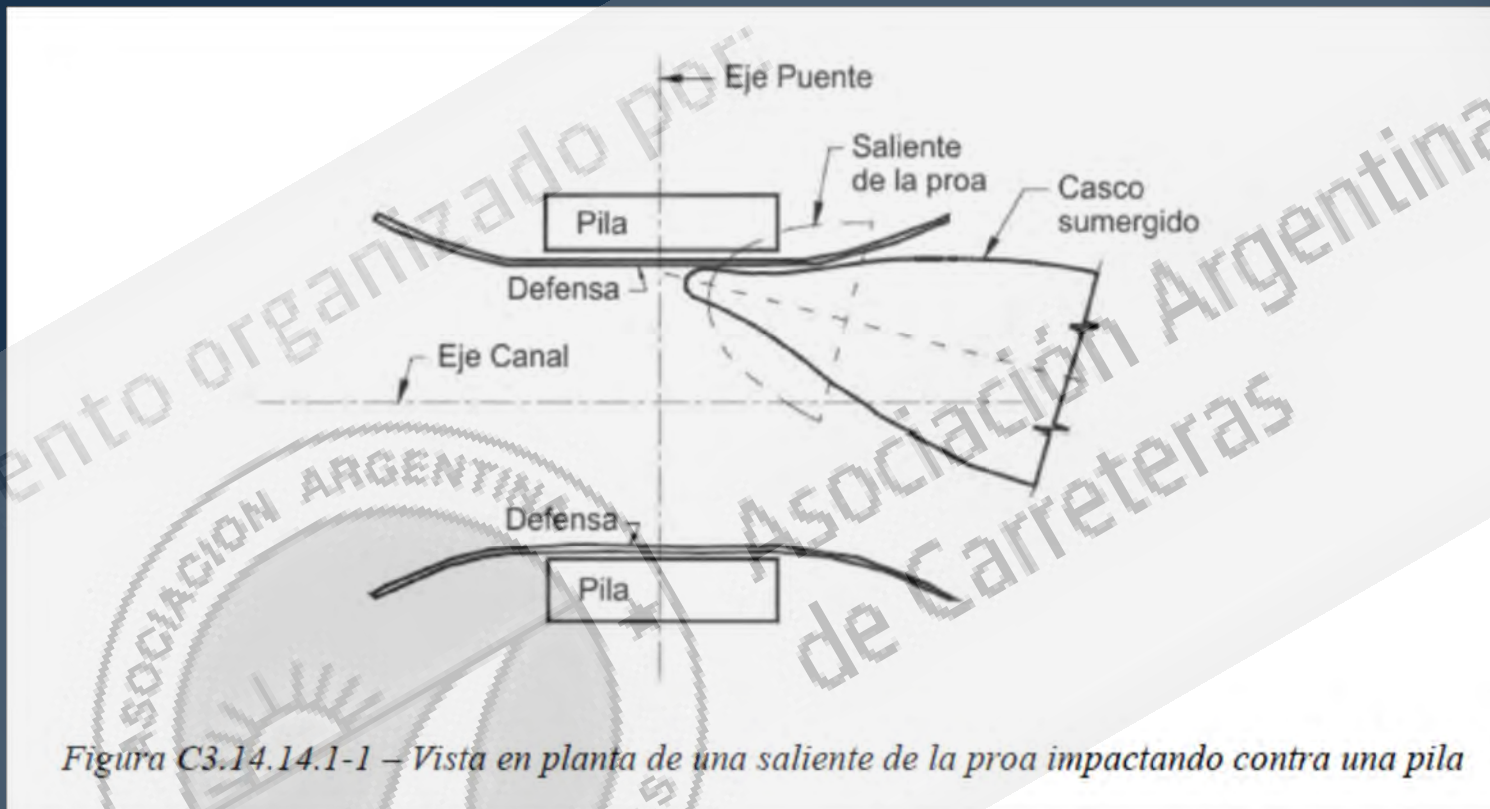
3.14.11. Fuerza de Colisión de una Barcaza en una Pila

A los fines del Artículo 3.14, la barcaza tolva estándar se deberá tomar como una barcaza fluvial con las siguientes características:

ancho	= 10,70 m
longitud	= 59,50 m
profundidad	= 3,70 m
calado vacío	= 0,55 m
calado cargado	= 2,70 m
DWT	= 1700 tonne

La fuerza de impacto sobre una pila por la colisión de una barcaza tolva estándar, se deberá tomar como:

FUERZA DE COLISION DE UNA EMBARCACION EN UNA SUPERESTRUCTURA



FUERZA DE COLISION DE UNA EMBARCACION EN UNA SUPERESTRUCTURA

3.14.12. Longitud de Daño de Proa de una Barcaza

La longitud de daño horizontal de proa, correspondiente a una barcaza tolva estándar, se deberá tomar como:

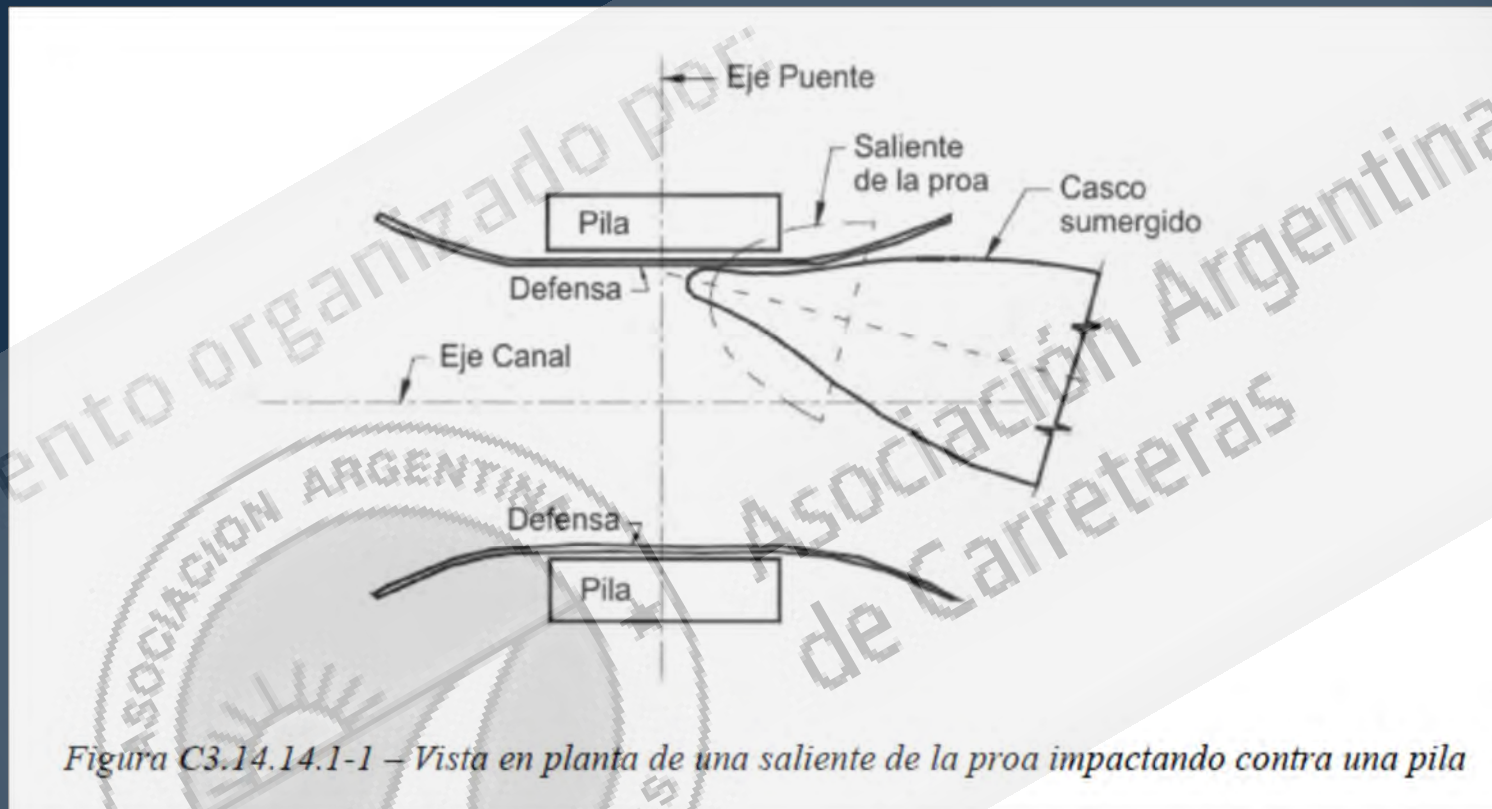
$$a_B = 3,10 \left(\sqrt{1 + \frac{KE}{7700}} - 1 \right) \quad (3.14.12-1)$$

Donde:

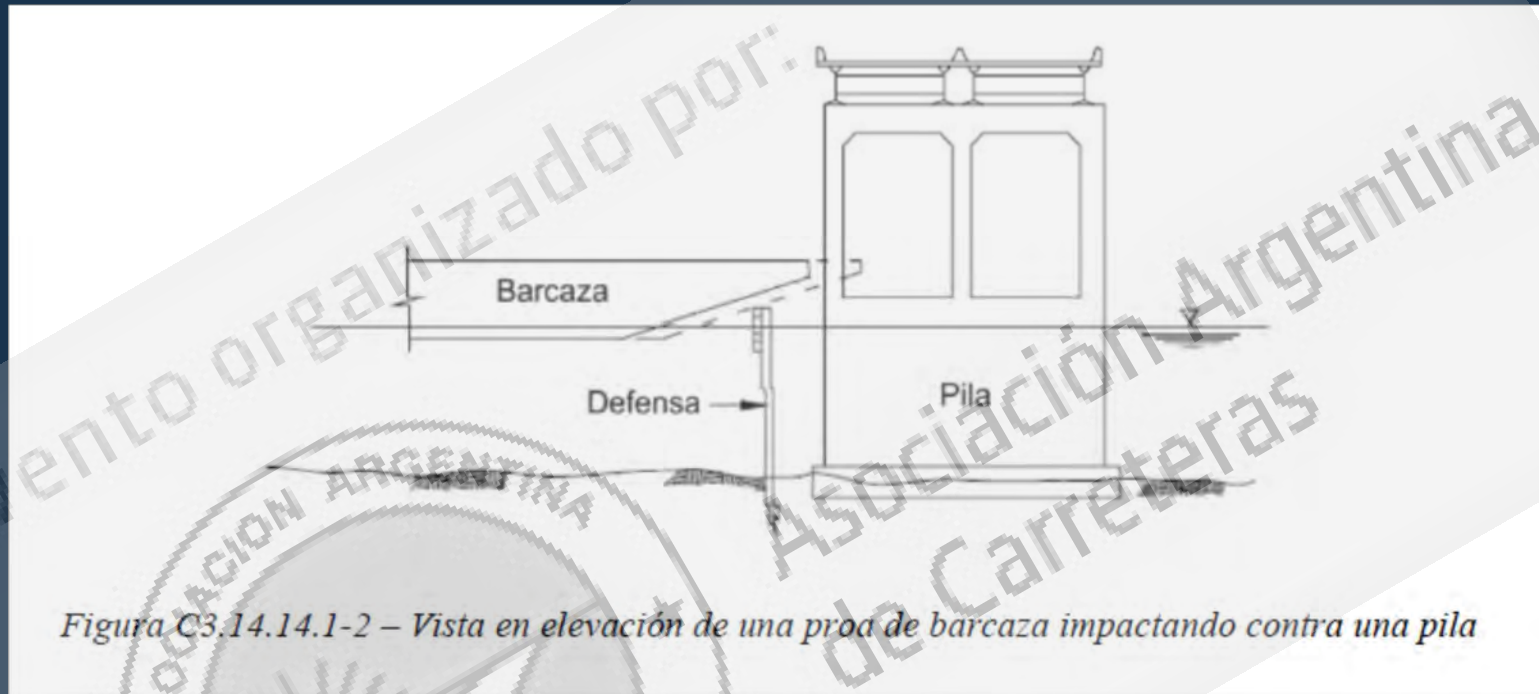
a_B = longitud de daño de proa de la barcaza [m]

KE = energía de colisión de la embarcación, [kN·m]

FUERZA DE COLISION DE UNA EMBARCACION EN UNA SUPERESTRUCTURA



FUERZA DE COLISION DE UNA EMBARCACION EN UNA SUPERESTRUCTURA





LOS ESTADOS LIMITE EN CIRSOC 801





DEFINICION DE ESTADOS LIMITE s/ CIRSOC 801

Estado límite: Condición **más allá de la cual** el puente o elemento **deja de satisfacer los requisitos** para los cuales fue diseñado

Se distinguen los siguientes EL:

- ✓ **ESTADOS LÍMITE de RESISTENCIA**
"Strength limit states"
- ✓ **ESTADOS LÍMITE de SERVICIO**
"Service limit states"
- ✓ **ESTADOS LÍMITE correspondientes a EVENTOS EXTREMOS**
"Extreme event limit states"
- ✓ **ESTADOS LÍMITE de FATIGA**
"Fatigue limit states"



TIPOS DE ESTADOS LÍMITE s/ CIRSOC 801

ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA

- Relacionados con la **resistencia** y la **estabilidad** durante la vida de diseño del puente
- Considerarlos implica **proveer un margen de seguridad** frente a situaciones de **colapso** (local, parcial o total)

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- Relacionados con la **tensión**, **deformación** y **fisuración**, bajo condiciones normales de operación
- Considerarlos implica **limitar el valor** de tensiones, deformaciones y anchos de fisura en las situaciones ordinarias

TIPOS DE ESTADOS LÍMITE s/ CIRSOC 801

ESTADOS LÍMITE FRENTE A EVENTOS EXTREMOS

- Relacionados con eventos tales como **sismos**, **acción del hielo** y **colisiones de vehículos**, con **períodos de recurrencia** mayores que la vida de diseño del puente
- Considerarlos implica **buscar un cierto desempeño** en la situación accidental

ESTADOS LÍMITE DE FATIGA

- Relacionados con los efectos de acciones **frecuentes**
- Considerarlos implica **limitar las tensiones** bajo esas cargas repetidas

Para cada uno de estos tipos de estados límites se definirán las combinaciones de estados de carga y los factores de carga correspondientes



ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA EN CIRSOC 801



ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

CIRSOC 801 especifica:

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se proporcionen resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente significativas que se prevé que un puente experimentará en su vida de diseño

La solicitud de diseño total que especifica CIRSOC 801 se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

donde:

η_i **modificador de las cargas** especificado en el Artículo 1.3.2

Q_i solicitudes producidas por las cargas especificadas

γ_i factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2

ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

CIRSOC 801 establece 5 Estados Límite de Resistencia:

- RESISTENCIA I** Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento
- RESISTENCIA II** Combinación correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento
- RESISTENCIA III** Combinación correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a 25 m/s (90 km/h)
- RESISTENCIA IV** Combinación correspondiente a relaciones especiales entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas
- RESISTENCIA V** Combinación correspondiente al uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 25 m/s (90 km/h).

Los factores de carga en cada estado límite de resistencia se agrupan según el tipo de cargas: permanentes, sobrecargas, accidentales

ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Para cargas para las cuales es apropiado un valor máximo de γ_i :

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95$$

Para cargas para las cuales es apropiado un valor mínimo de γ_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1,0$$

η_D = factor relacionado con la ductilidad, según lo especificado en el Artículo 1.3.3

η_R = factor relacionado con la redundancia, según lo especificado en el Artículo 1.3.4

η_I = factor relacionado con la importancia operativa, según lo especificado en el Artículo 1.3.5

ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

ACCIONES PERMANENTES (pesos)

En la tabla siguiente se omitieron los efectos relativos a suelos y se consignaron solamente los coeficientes correspondientes a peso propio:

DC = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1,25	0,90
DC: Resistencia IV solamente	1,50	0,90
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65

La existencia de valores máximos y mínimos para las cargas permanentes pueden llevar a duplicar en algunos casos la cantidad de casos a analizar. Un caso típico de esta duplicación se da en el análisis de elementos de hormigón estructural sometidos a flexión compuesta.

ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

ACCIONES PERMANENTES (Deformaciones Impuestas)

Para las deformaciones impuestas debidas a cargas permanentes:

PS = fuerzas secundarias de postensado

CR = solicitaciones generadas por fluencia lenta

SH = solicitaciones generadas por contracción

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructura – Hecha por dovelas Hormigón de la subestructura resistiendo la superestructura hecha por dovelas (ver Artículos 3.12.4. y 3.12.5.)	1,0	Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1-2
Hormigón de la superestructura no hecha por dovelas	1,0	1,0
Subestructura resistiendo la superestructura no hecha por dovelas		
• Utilizando I_g	0,5	0,5
• Utilizando $I_{efectivo}$	1,0	1,0
Subestructura de acero	1,0	1,0



ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA

SOBRECARGAS

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS								Usar sólo uno por vez				
Estado límite			WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

LL = sobrecarga vehicular
 IM = incremento por carga vehicular dinámica
 CE = fuerza centrífuga de los vehículos
 BR = fuerza de frenado de los vehículos
 PL = sobrecarga peatonal
 LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
 WS = viento sobre la estructura
 WL = viento sobre la sobrecarga
 FR = carga de fricción
 TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme

Ver aparte

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
 BL = cargas explosivas
 IC = carga de hielo
 CT = fuerza de colisión de un vehículo
 CV = fuerza de colisión de una embarcación

GRADIENTE TÉRMICO Y ASENTAMIENTOS (TG Y SE)

Las solicitudes por gradiente térmico y asentamientos reciben un tratamiento diferente.

TG = solicitudes generadas por gradiente de temperatura

SE = solicitudes generadas por asentamiento

El **factor de carga para gradiente de temperatura**, γ_{TG} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- **0,00** en los estados límite de resistencia y evento extremo,
- **1,00** en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- **0,50** en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

El **factor de carga para asentamiento**, γ_{SE} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{SE} se puede *tomar* igual a **1,00**. Las combinaciones de carga que incluyan asentamiento también deben ser analizadas sin asentamiento.



RESUMEN DE COMBINACIONES

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
	DD	IM					CR			EQ	IC	CT	CV
Estado Límite	DW	CE					SH						
	EH	BR											
	EV	PL											
	ES	LS											
	EL												
RESISTENCIA I	Y_D	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_D	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_D	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV													
Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_D 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20			-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_D	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_D	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_D	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA													
Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



RESUMEN DE COMBINACIONES

LISTADO EJEMPLO DE COMBINACION DE ACCIONES PARA UN PROYECTO

	PERMANENTES							SOBRECARGAS DE USO										COACCION				ACCIDENTALES				
	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	0,50/1,20	0,50/1,20	0.00	0.00	-	-	-	-
RESISTENCIA II	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	0,50/1,20	0,50/1,20	0.00	0.00	-	-	-	-
RESISTENCIA III	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	0,50/1,20	0,50/1,20	0.00	0.00	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	1.50	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	0,50/1,20	0,50/1,20	0.00	0.00	-	-	-	-
RESISTENCIA V	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	0,50/1,20	0,50/1,20	0.00	0.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	Y_{EQ}	Y_{EQ}	Y_{EQ}	Y_{EQ}	Y_{EQ}	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00		
EVENTO EXTREMO II	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-		1,00	
EVENTO EXTREMO II	0.90/1.25	0.45/1.80	0.65/1.50	0.90/1.50	nota	0.75/1.50	1.00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-			1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	1,00/1,20	1,00/1,20	0,50	0,50	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	1,00/1,20	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	1,00/1,20	1,00/1,20	1,00	1,00	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	1,00/1,20	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA	-	-	-	-	-	-	-	0,75	0,75	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Puente Reconquista - Goya sobre el Rio Paraná (L = 380 m)



Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO EN CIRSOC 801

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

CIRSOC 801 establece 4 Estados Límite de Servicio:

- SERVICIO I** Combinación de cargas correspondiente a la **operación normal del puente con un viento de 25 m/s (90 km/h)**, tomando todas las cargas con sus valores nominales.
- SERVICIO II** Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las **estructuras de acero** ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero.
- SERVICIO III** Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada exclusivamente con la **tracción en superestructuras de hormigón pretensado**, cuyo objetivo es controlar la fisuración y la tracción principal en las almas de las vigas construidas por dovelas de hormigón.
- SERVICIO IV** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la **tracción en columnas de hormigón pretensado**, cuyo objetivo es controlar la fisuración.



ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

En puentes de hormigón estructural, las **combinaciones de servicio básicas** son entonces:

SERVICIO I

Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s (90 km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales

PARA PUENTES DE VIGAS DE
Ho PRETENSADO

Verificación de compresiones en vigas pretensadas bajo cargas de servicio

SERVICIO III

Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración

Verificación de tracciones en vigas pretensadas bajo cargas de servicio



ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

CIRSOC 801 establece los siguientes factores de carga para cada uno de los 4 Estados Límite de Resistencia:

Combinación de cargas	DC									Usar sólo uno por vez				
	DD													
Estado límite	DW									EQ (*)	BL	IC	CT	CV
	EH	LL												
	EV	IM												
	ES	CE												
	EL	BR												
	PS	PL												
	CR	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE					
	SH													
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-

ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

CIRCOC 801 establece que para puentes de hormigón estructural deberán realizarse, según corresponda y como mínimo, las siguientes verificaciones de ELS:

- ✓ FISURACIÓN (artículo 5.7.3.4)
- ✓ DEFORMACIONES (artículo 5.7.3.6)
- ✓ TENSIONES EN EL HORMIGÓN (artículo 5.9.4)
Y EN EL ACERO DE PRETENSADO





EST. LÍMITE DE SERVICIO: FISURACION

Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

EST. LÍMITE DE SERVICIO: FISURACION

- ACI y AASHTO no realizan una verificación explícita de fisuración
- Igual que en el CIRSOC 201-05 el control es indirecto a través de una separación máxima entre las armaduras adherentes
- En la expresión de cálculo para la separación máxima (s) intervienen
 - el recubrimiento efectivo a eje de barras (d_s),
 - el tipo de exposición (γ_e) y
 - la tensión de trabajo de la armadura para sección fisurada y cargas de servicio (f_{ss})

$$s \leq \frac{122,6 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2 d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7 (h - d_c)}$$

- En el cálculo de la tensión puede considerarse la colaboración de la armadura de pretensado (siempre que sea adherente)



EST. LÍMITE DE SERVICIO: DEFORMACIONES

Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

EST. LÍMITE DE SERVICIO: DEFORMACIONES

Los criterios de limitación de deformaciones **son «opcionales»**

De aplicarlos, se deberá considerar una porción de la sobrecarga correspondiente a la condición de Servicio I (todos los carriles cargados y acción dinámica):

3.6.1.3.2. Carga para la Evaluación Opcional de la Flecha por Sobrecarga

Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la flecha por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la flecha se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La debida al 63 por ciento del camión de diseño solamente, o
- La debida al 16 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con el 63 por ciento de la carga de carril de diseño.

No es necesario analizar la repartición transversal, es decir que en un puente de vigas puede suponerse que todas las vigas principales tienen la misma deformación y solicitaciones

EST. LÍMITE DE SERVICIO: DEFORMACIONES

Si se decide verificar la admisibilidad de las deformaciones, habrá que considerar rigideces que tengan en cuenta el grado de fisuración.

Al igual que en ACI y en el CIRSOC 201-05 se emplea la fórmula de Branson:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (5.7.3.6.2-1)$$

Siendo:

$$M_{cr} = 1000 f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (5.7.3.6.2-2)$$

Donde:

M_{cr} = momento de fisuración [kN·m]

f_r = módulo de rotura del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6 [MPa]

y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada [m]

M_a = máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación [kN·m]

EST. LÍMITE DE SERVICIO: DEFORMACIONES

Si se decide verificar la admisibilidad de las deformaciones, solo a nivel de sugerencia se indican relaciones admisibles :

A falta de otros criterios, para los puentes vehiculares de acero y/u hormigón se pueden adoptar para las flechas los siguientes límites:

- Carga vehicular, general Luz/800,
- Cargas vehiculares y peatonales Luz/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos Luz/300, y
- Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos Luz/375.



ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: TENSIONES ADM. EN EL H° Y EL A° TESO

Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: TENSIONES ADMISIBLES EN EL Hº

TRACCIÓN Y COMPRESIÓN EN EL Hº ANTES DE PÉRDIDAS

Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contravías	En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ [MPa]
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 \cdot f_y$, no mayor que 207 MPa	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Para tensiones de manipulación en pilotes pretensados	$0,415 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

Todas las tensiones de compresión se limitan a $0,60 f'_{ci}$ (5.9.4.1.1)

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: TENSIONES ADMISIBLES EN EL Hº

TRACCIÓN EN EL Hº DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS

Tabla 5.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por dovelas	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado no adherentes	Tracción nula

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: TENSIONES ADMISIBLES EN EL Hº

COMPRESIÓN EN EL Hº DESPUÉS DE PÉRDIDAS

Tabla 5.9.4.2.1-1 – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Ubicación	Tensión Límite
• Excepto en puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• En puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• Tensión debida a la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, como así también durante las operaciones de transporte y manipulación	$0,60 \phi_w f'_c$ [MPa]

El coeficiente ϕ_w solamente se emplea en secciones huecas con almas muy esbeltas

EST. LÍMITE DE SERVICIO: TENSIONES ADMISIBLES EN EL A° TESO

TRACCIÓN EN EL ACERO DE PRETENSADO

Tabla 5.9.3-1 – Límites de tensión para los cables de pretensado

Condición	Tipo de Cable		
	Cordones aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cordones de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	—
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuíñamiento, se puede permitir f_{pbt} a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En otras secciones del elemento alejadas de los anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$



Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

ESTADOS LÍMITE DE FATIGA EN CIRSOC 801

ESTADOS LIMITE DE FATIGA

CIRSOC 801 establece 2 Estados Límite de Fatiga:

FATIGA I

Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida infinita en el tiempo

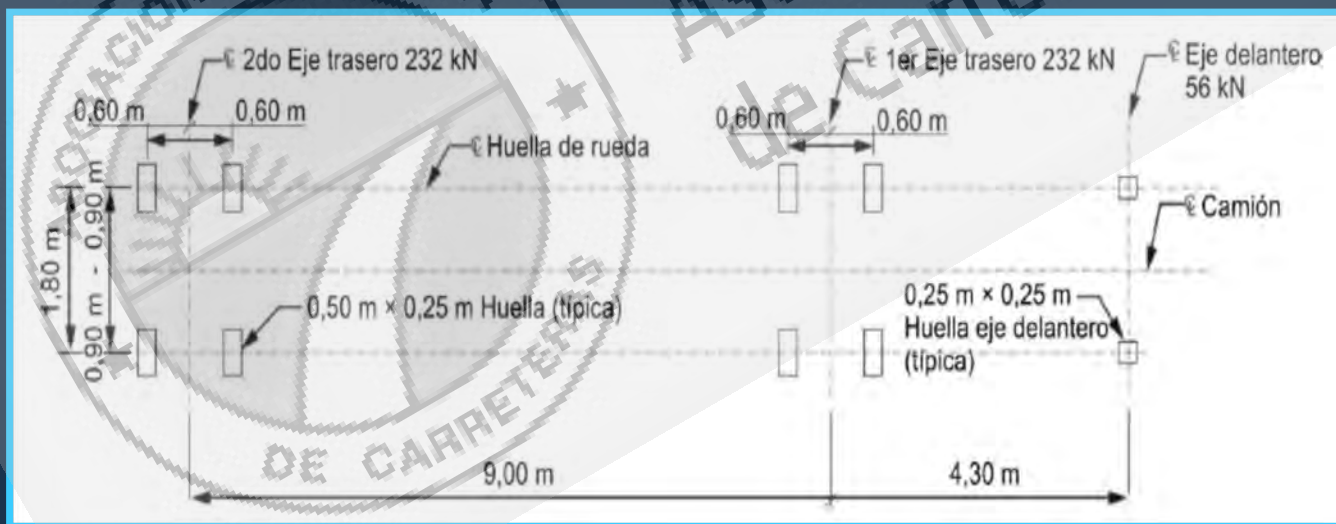
FATIGA II

Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida finita en el tiempo (no aplica a hormigón armado y pretensado)

Combinación de cargas	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	Usar sólo uno por vez							
	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Estado límite																		
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

ESTADOS LIMITE DE FATIGA

- Sólo FATIGA I es exigido para hormigón armado y pretensado
- El coeficiente 1,50 debe aplicarse a una sobrecarga de tránsito especial para fatiga:
el camión es GEOMÉTRICAMENTE DIFERENTE al empleado en los otros estados límite:
 - distancia entre ejes traseros constante e igual a 9 metros
 - cada eje trasero se considera doble y con una distancia de 1,20 metros entre ejes de ruedas



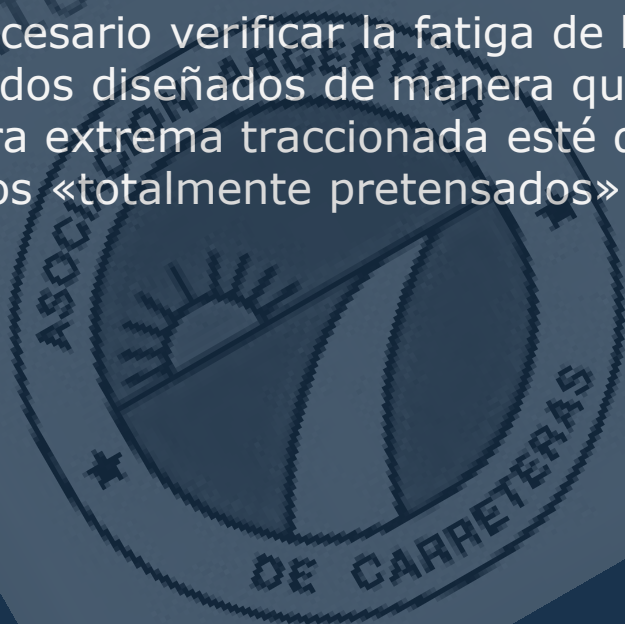
ESTADOS LIMITE DE FATIGA

- Se carga con un solo camión en la posición que produzca mayores variaciones de tensión
- Si bien se analiza una sola faja cargada, no debe aplicarse el coeficiente 1,20 de presencia múltiple (se toma un coeficiente igual a uno)
- El incremento por carga dinámica IM que se exige para fatiga es menor que el que corresponde a otros estados límite:

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

ESTADOS LIMITE DE FATIGA

- No es necesario verificar la fatiga para losas de tablero de hormigón multiviga, ni en alcantarillas cajón de hormigón armado
- En las regiones de los elementos de hormigón pretensado que bajo la acción de las cargas permanentes y la tensión de pretensado están comprimidas, solo se deberá considerar la fatiga si la tensión de compresión es menor que la máxima tensión de tracción resultante de la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I
- No es necesario verificar la fatiga de las armaduras de los elementos pretensados diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite especificado para elementos «totalmente pretensados»





ESTADOS LIMITES DE FATIGA

CIRSOC 801 verifica ELF en los puentes de Ho limitando las tensiones en los aceros:

Acero Pasivo

El umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$, para las armaduras rectas y armaduras de alambre soldado sin soldaduras transversales en la región de tensión elevada se deberá tomar como:

$$\Delta F_{TH} = 165,47 - 0,048 f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$$

f_{min} = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa [MPa]

Acero Teso

El umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$, de los cables de pretensado se deberá tomar como:

- 124 MPa para radios de curvatura mayores que 9 m, y
- 69 MPa para radios de curvatura menores o iguales que 3,7 m.

Para radios comprendidos entre 3,7 y 9 m estará permitido interpolar linealmente.



CONCLUSIONES SOBRE ACCIONES EN CIRSOC 801 y LRFD EN PUENTES

Con la puesta en vigencia de la serie CIRSOC 800 ...

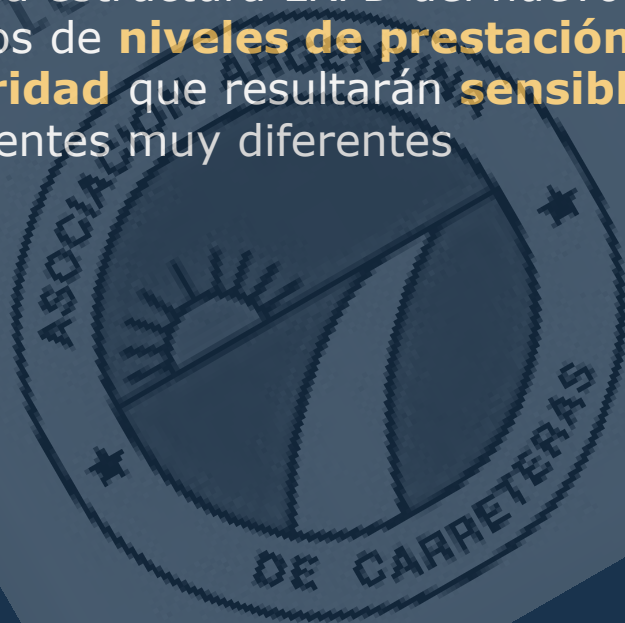
- ✓ dispondremos de **directivas exhaustivas y detalladas** para la estimación de valores de casi todas los tipos de acciones esperables en un puente
- ✓ dispondremos de combinaciones que toman en cuenta, para los distintos tipos de acciones sobre los puentes
 - el **grado de conocimiento** que podemos alcanzar a priori sobre su valor
 - la **dispersión intrínseca** de esos valores, de acuerdo a su naturaleza
- ✓ mediante los factores de combinación también estaremos teniendo en cuenta criterios de **probabilidad de actuación simultánea** de las acciones
- ✓ consideraremos en las verificaciones y el dimensionamiento efectos resultantes de las combinaciones que son **razonablemente equiprobables**
- ✓ podremos aplicar combinaciones que son **(casi) independientes de los materiales estructurales**



CONCLUSIONES SOBRE ACCIONES EN CIRSOC 801 y LRFD EN PUENTES

Con la puesta en vigencia de la serie CIRSOC 800 ...

- ✓ al contrario de lo que sucede en CIRSOC para edificios, se dispondrá también de combinaciones para estados límites de servicio, **razonablemente probables en sí**, y **relativamente equi-probables entre sí**
- ✓ dada la estructura LRFD del nuevo reglamento, proveeremos a nuestros diseños de **niveles de prestación en servicio** y de **márgenes de seguridad** que resultarán **sensiblemente uniformes**, aún para proyectos de puentes muy diferentes





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL



Introducción

El Cap. 4, se refiere a:

- **Métodos de Análisis Sugeridos o Aceptados**
- **Modelación de las Estructuras**
- Determinación de **Solicitaciones**

Se pueden usar OTROS METODOS, siempre que sean confiables y satisfagan EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD

Análisis ELÁSTICO:

- En General

Análisis INELÁSTICO:

- Redistribución en vigas continuas
- Pandeo inelástico
- Alternativa para Estados Extremos



4.4 - Métodos Aceptados

- Clásicos de las Fuerzas y/o Desplazamientos
- Diferencias Finitas
- Elementos Finitos
- Placas Plegadas
- Bandas Finitas
- Analogía del Emparrillado
- Uso de Series Armónicas
- Cálculo Plástico
- Líneas y Superficies de Influencia



4.5 - Sobre los Modelos Matemáticos

- **Barreras y barandas:** se consideran por su rigidez en algunos casos límites de servicio
- Interacción **Suelo-Estructura:** considerarlo, preferentemente, en los modelos matemáticos

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO-LINEAL: Es admitido en general, hasta el límite elástico

- COMPORTAMIENTO INELÁSTICO:
- Asegurar la **Ductilidad** por Confinamiento (P.E.)
 - Considerar la **Sobrerresistencia**
 - Asegurar que **Modos de Falla** como Pandeo o Corte no preceden a las de flexión
 - **Modificación de la Geometría** de la Estructura
 - Considerar **Diagrama LINEAL de Deformaciones (ϵ, γ)**
 - Incluir **Deformación por Corte** en elementos de Gran Altura
 - Atención con **Pandeo Inelástico**



Teorías de la Deformación

Teoría Lineal (de las pequeñas deformaciones)



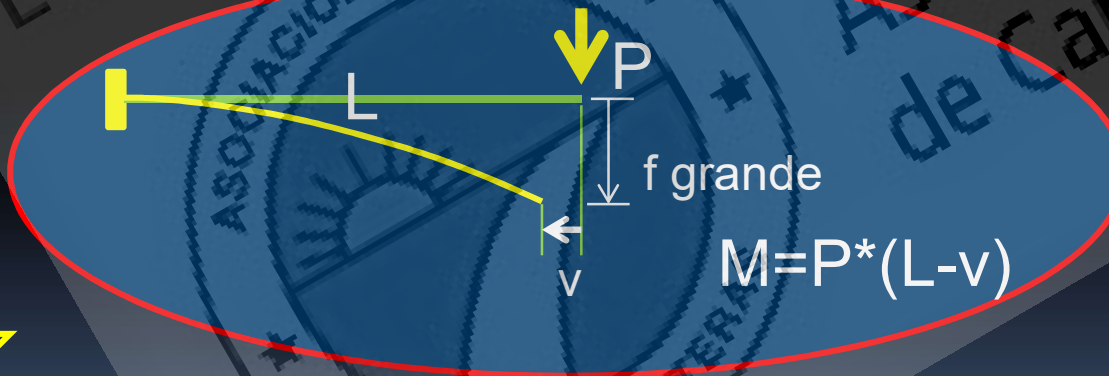
Válida si no cambian los esfuerzos por la deformación



Teoría no Lineal (de las grandes deformaciones)



- No linealidad Geométrica
- Las deformaciones influyen en las solicitaciones
- No es aplicable el Principio de Superposición
- Considerar **Efectos Reológicos**



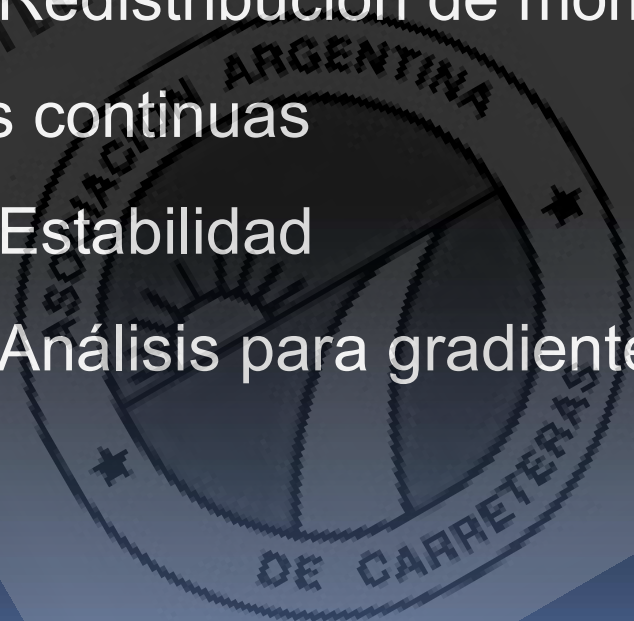
Se permiten

- Métodos aproximados de análisis
- Métodos de análisis refinados



4.6 - Análisis Estático

- 4.6.1 Influencia de la geometría en Planta
- 4.6.2 Métodos aproximados de análisis
- 4.6.3 Métodos de análisis refinados
- 4.6.4 Redistribución de momentos negativos en puentes de vigas continuas
- 4.6.5 Estabilidad
- 4.6.6 Análisis para gradiente de temperatura



Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras



4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

Consideraciones sobre la geometría global de los puentes

Puentes Anchos



- Puentes según Relación Longitud (L) / Ancho (B):
- Consideración o no como viga de sección transversal rígida

Puentes Oblicuos



Puentes Curvos:



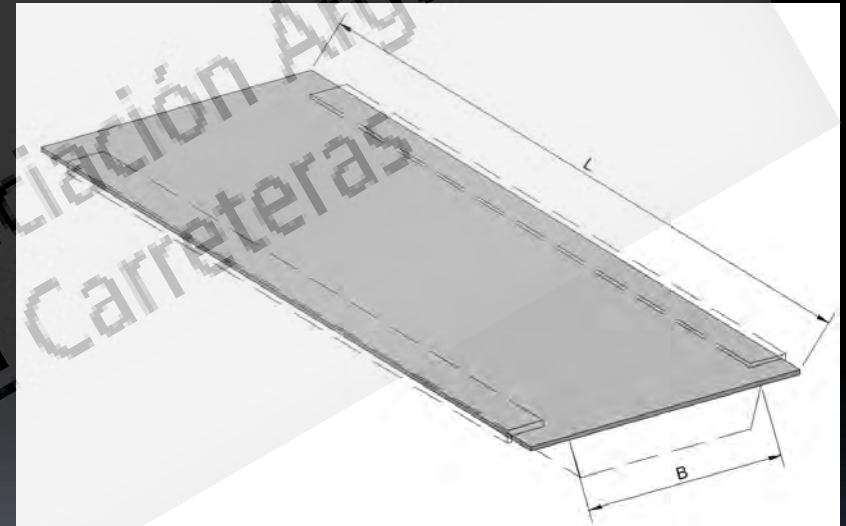
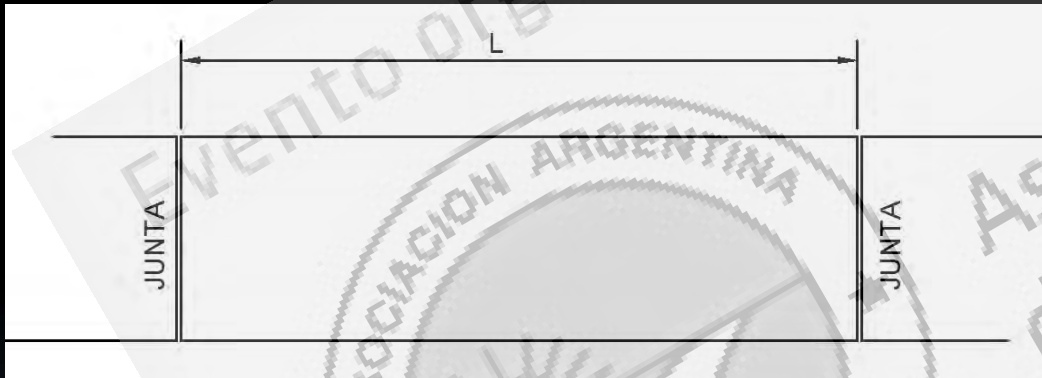
- Se dan limitaciones para calcular como recta
- Puentes de vigas curvos como de tramos rectos facetados o con vigas curvas

4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.1 Relación de aspecto en planta

Longitud, Ancho y Oblicuidad



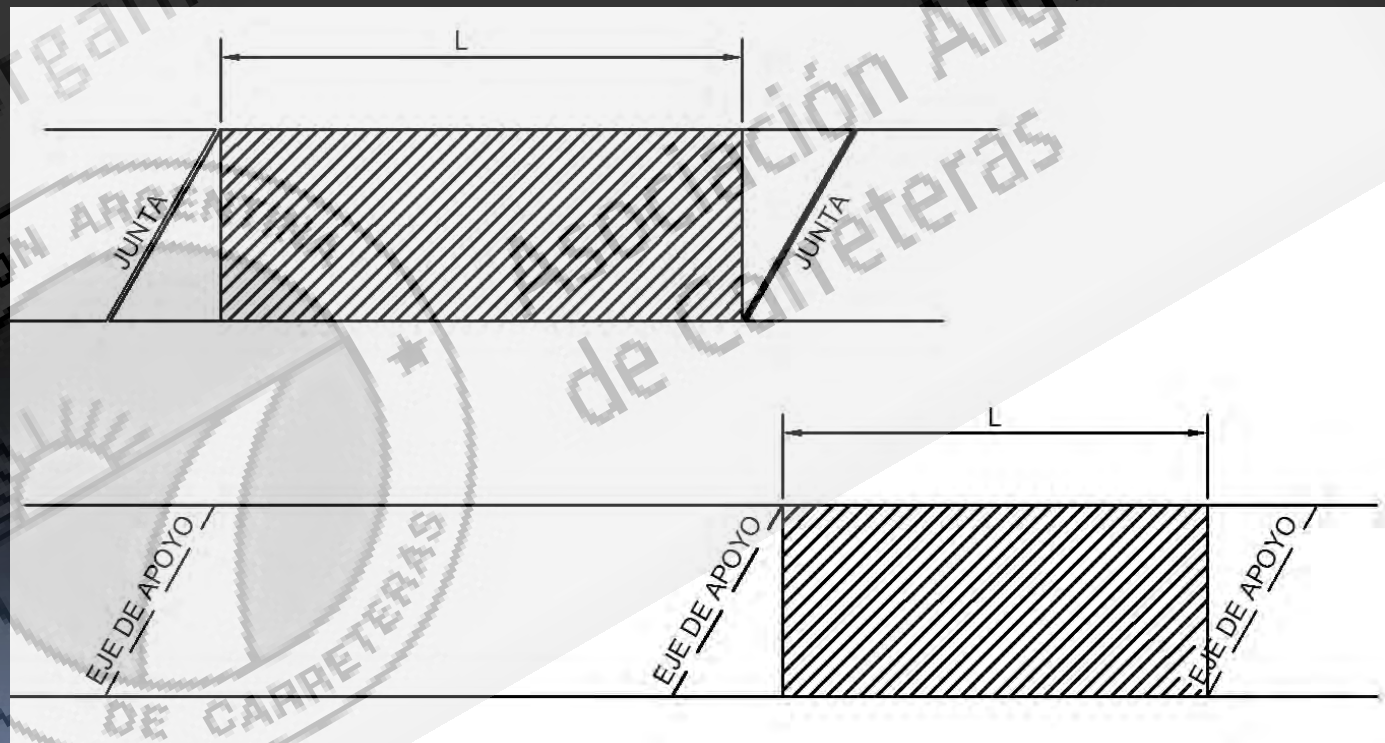
$$\frac{L}{B} \geq 2,5$$

4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.1 Relación de aspecto en planta

Longitud, Ancho y Oblicuidad

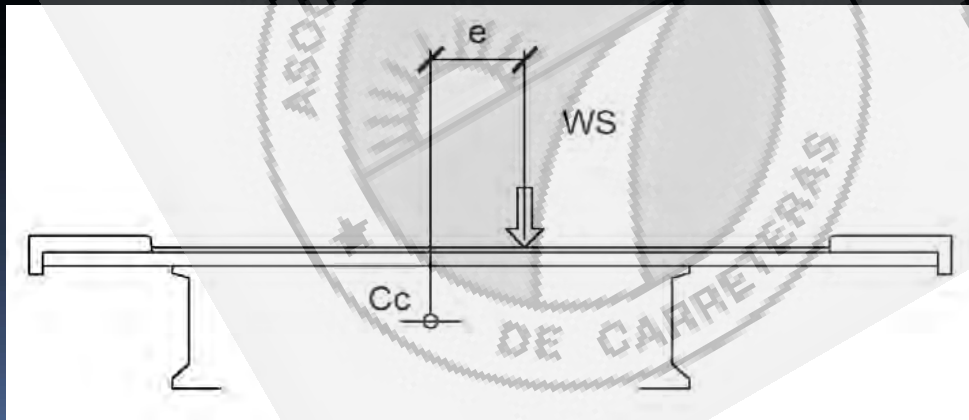


4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.1 Relación de aspecto en planta

Longitud, Ancho y Oblicuidad





4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.2 Estructuras de Planta Curva

Requisitos Generales

- Las solicitaciones dimensionantes de la superestructura se deben basar en **un análisis racional integral**.
- Considerar las ubicaciones relativas del centro de gravedad y el centro de corte en el análisis de **secciones transversales sin ejes de simetría**
- Considerar simultáneamente la infraestructura en el caso de **estribos, pilas, o cabezales integrales**.
- Los **apoyos** se considerarán **como una unidad integral junto con la superestructura**, considerando las condiciones de borde (articulaciones y/o conexiones integrales utilizados en el diseño).



4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.2 Estructuras de Planta Curva

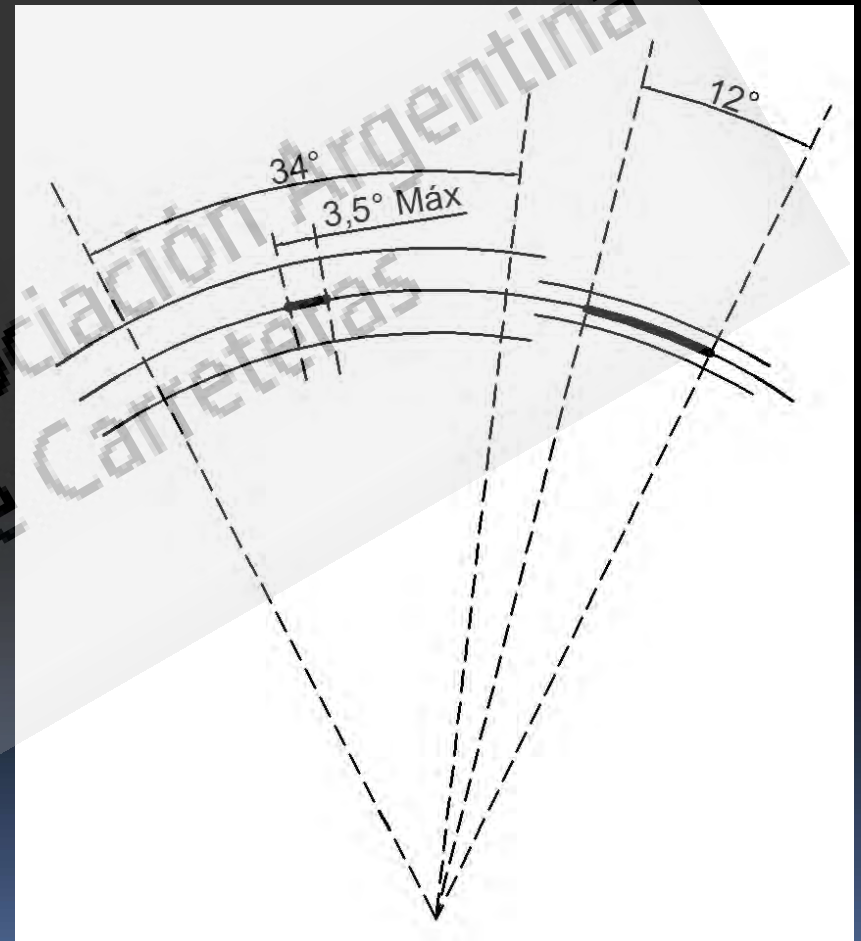
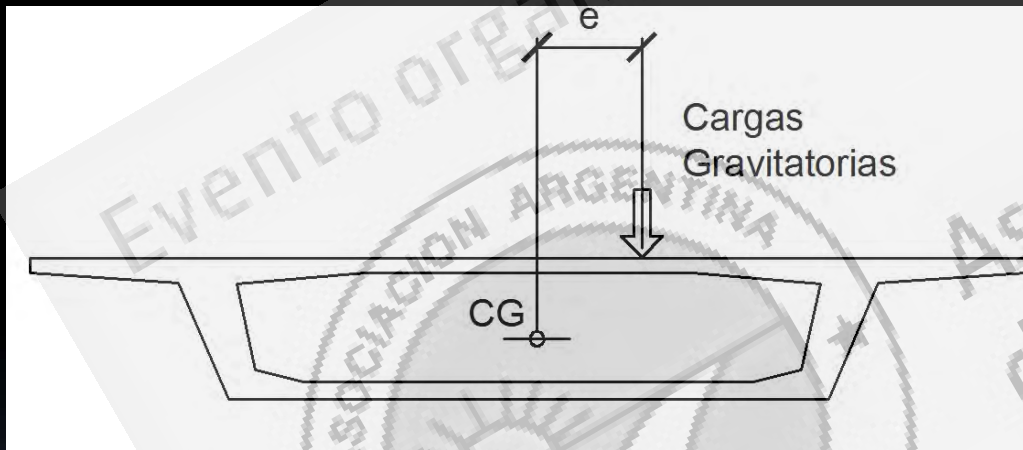
Requisitos Generales

- Se deberá **considerar la orientación de los apoyos y la restricción proporcionada por la infraestructura** a los mismos. Estos **efectos de carga** deberán ser **considerados en el diseño de los apoyos, pórticos transversales, diafragmas, riostras y del tablero**.
- Los **análisis podrán ser de primer orden**, a menos que se considere necesario métodos más rigurosos.
- Puede **despreciarse la distorsión de la sección transversal**.
- Considerar los efectos de la **fuerza centrífuga**.

4.6 - Análisis Estático

4.6.1 Influencia de la geometría en Planta

4.6.1.2 Estructuras de Planta Curva





4.6 - Análisis Estático

4.6.2 Métodos aproximados de análisis

4.6.2.1 Tableros

- Requisitos generales

El tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo

Los máximos valores de momentos en cualquier tramo o apoyo de tablero entre vigas se considerarán actuando en todas las regiones del mismo signo

- Aplicabilidad

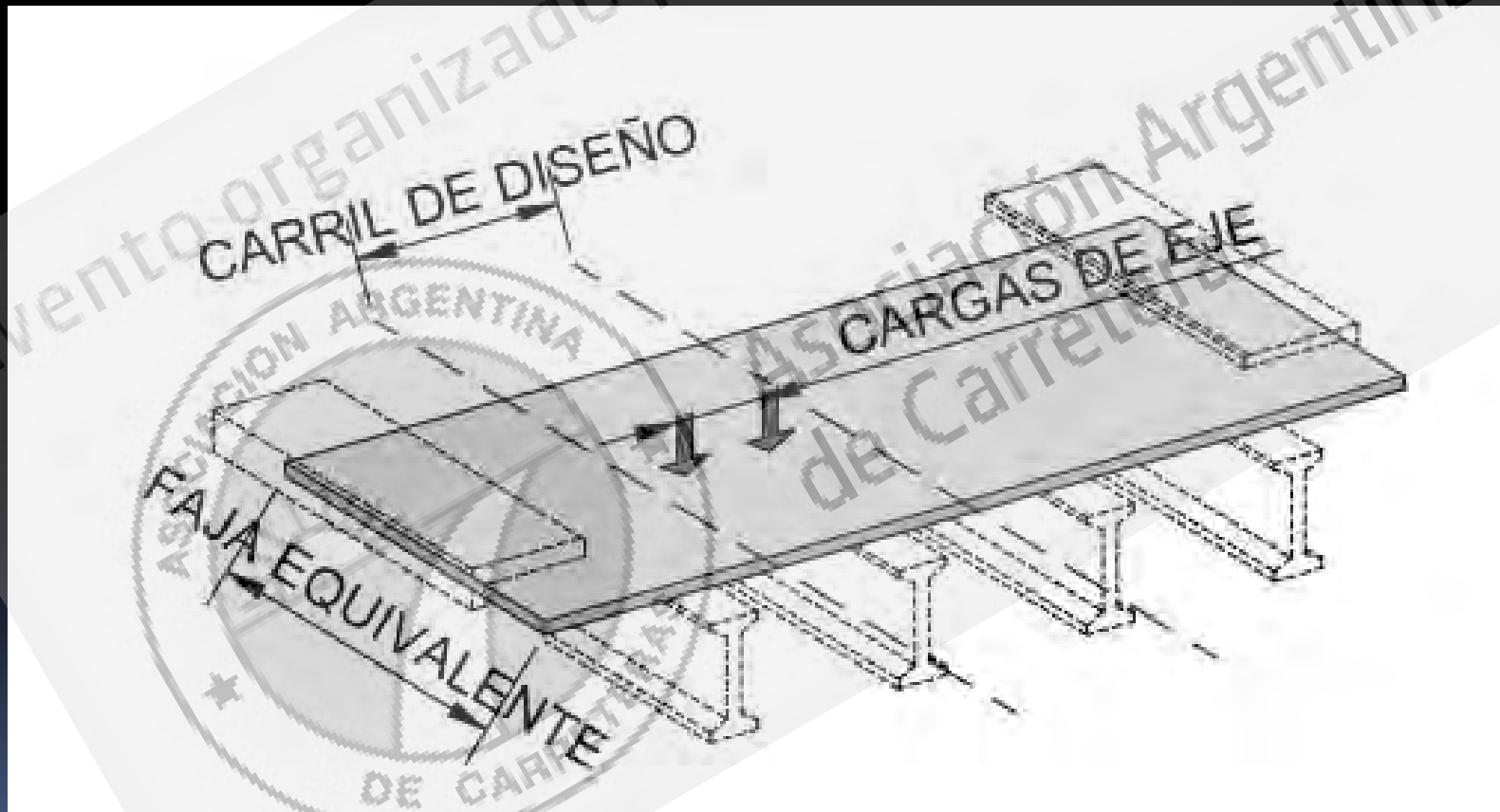
Se permite utilizar este análisis en tableros con elementos prefabricados

Para puentes losa y losas de hormigón, de más de 4,50 m de longitud extendidos en dirección paralela al tránsito, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.3 (Puentes tipo Losa)

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Ancho de fajas equivalentes { Fajas interiores
Fajas de borde



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Ancho de fajas equivalentes interiores

Tabla 4.6.2.1.3-1 - Fajas equivalentes

Tipo de tablero	Dirección de la faja primaria en relación con la del tránsito	Ancho de la faja primaria [m]
Hormigón:		
• Hormigonado in situ	Voladizo	$1,14 + 0,833 \cdot X$
	Paralela o perpendicular	+M: $0,66 + 0,55 \cdot S$ -M: $1,22 + 0,25 \cdot S$
• Hormigonado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: $0,66 + 0,55 \cdot S$ -M: $1,22 + 0,25 \cdot S$
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: $0,66 + 0,55 \cdot S$ -M: $1,22 + 0,25 \cdot S$

Siendo:

S: separación entre apoyos (m)

X: distancia entre la carga y el apoyo. (m)

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total de un carril de diseño por el ancho de faja calculado.

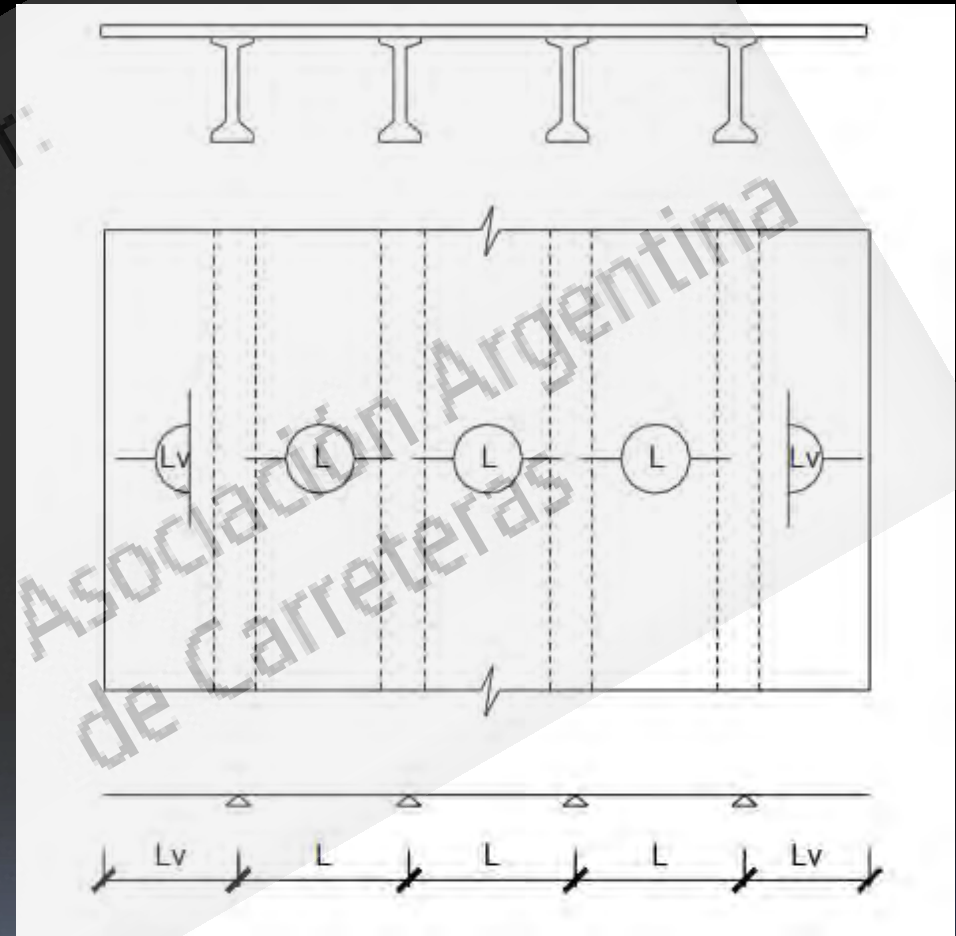
4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Solicitaciones

Las fajas se consideran como un cordón continuo de vigas.

Los apoyos se consideran infinitamente rígidos y la distancia entre ellos es la distancia entre ejes de vigas.

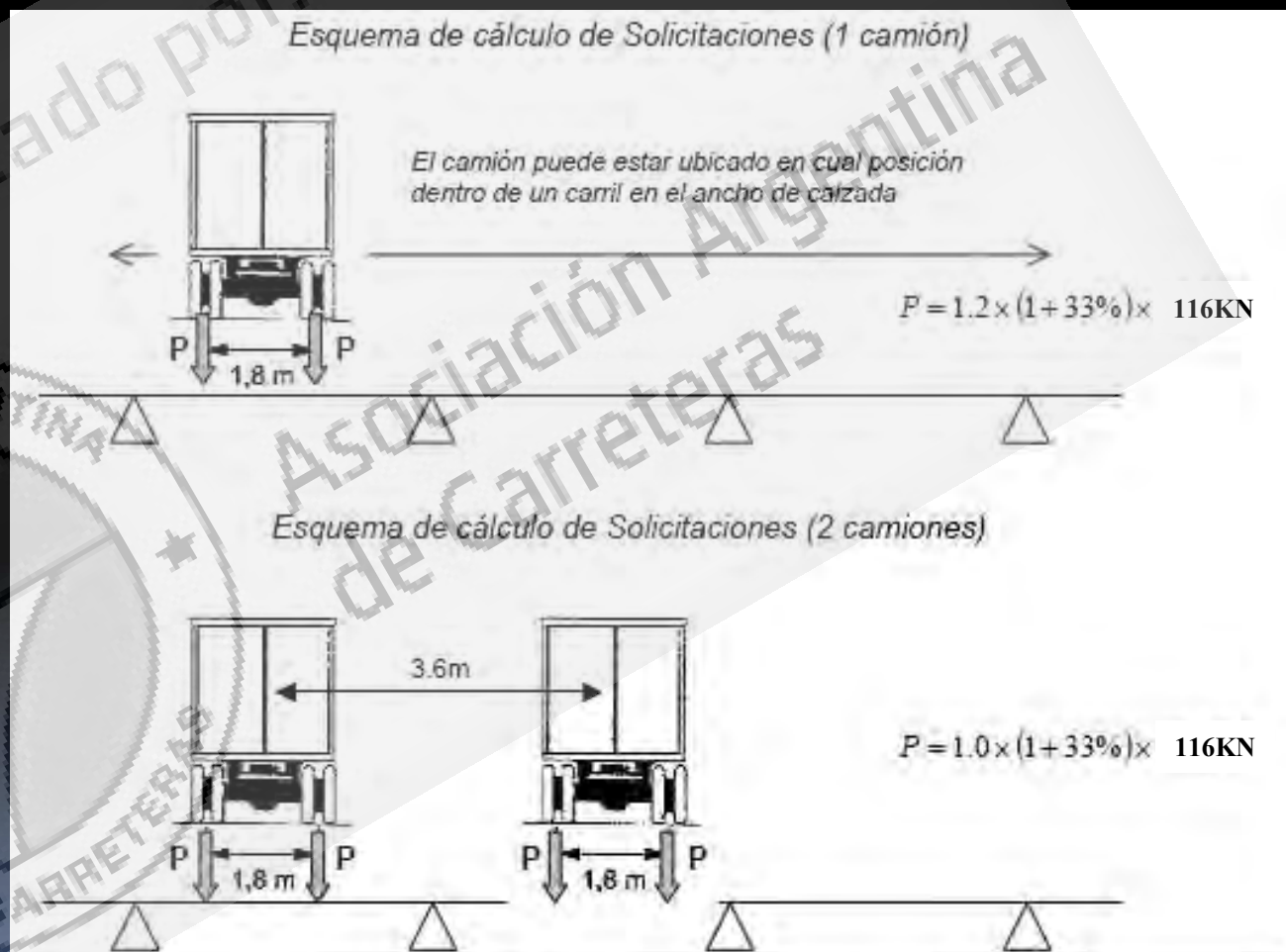


4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Solicitaciones

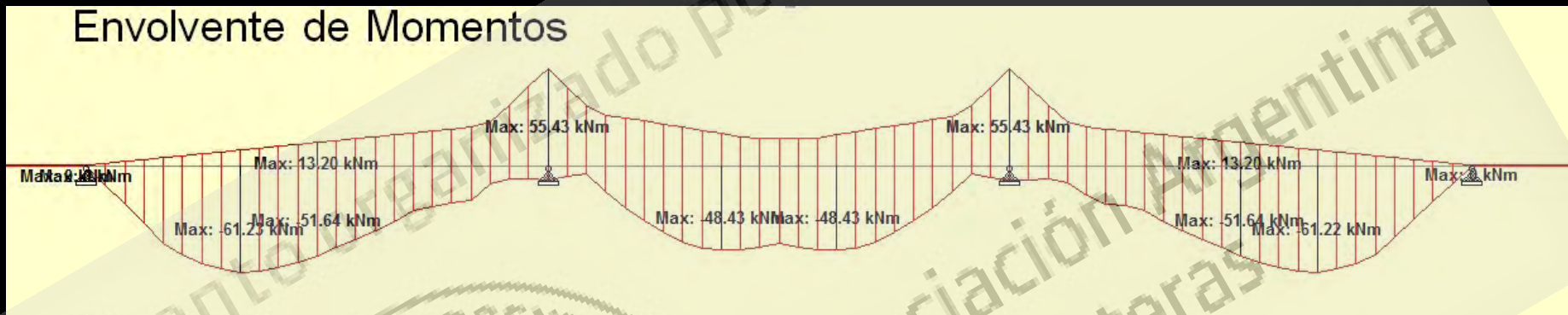
Ubicando el o los camiones en las posiciones más desfavorables se obtienen los máximos momentos positivos y negativos, los cuales deberán ser divididos por el ancho de repartición que les correspondiese (faja equivalente).



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Solicitaciones

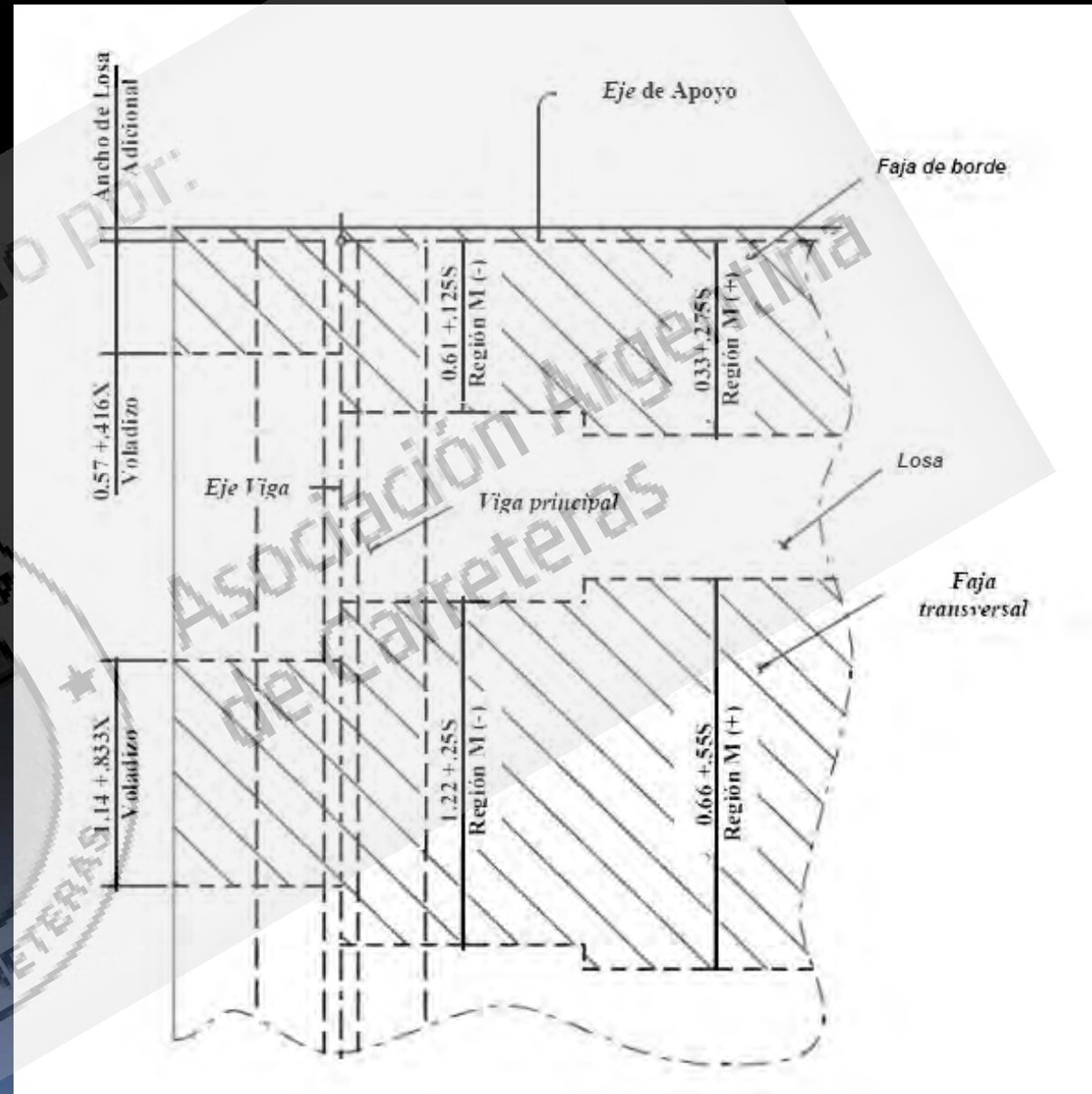


Ubicando el o los camiones en las posiciones más desfavorables se obtienen los máximos momentos positivos y negativos, los cuales deberán ser divididos por el ancho de repartición que les correspondiese (faja equivalente).

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

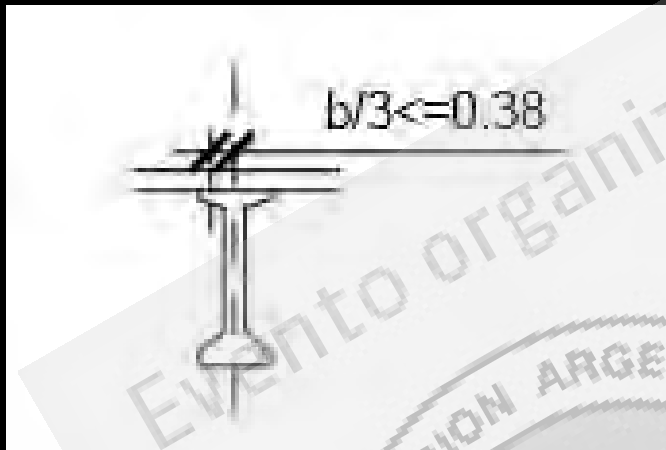
- Solicitaciones



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.1 Tableros

- Solicitaciones



Se puede refinar el cálculo, tomando las cargas de ruedas como distribuidas en la dirección portante según el ancho de rueda más la altura del tablero.

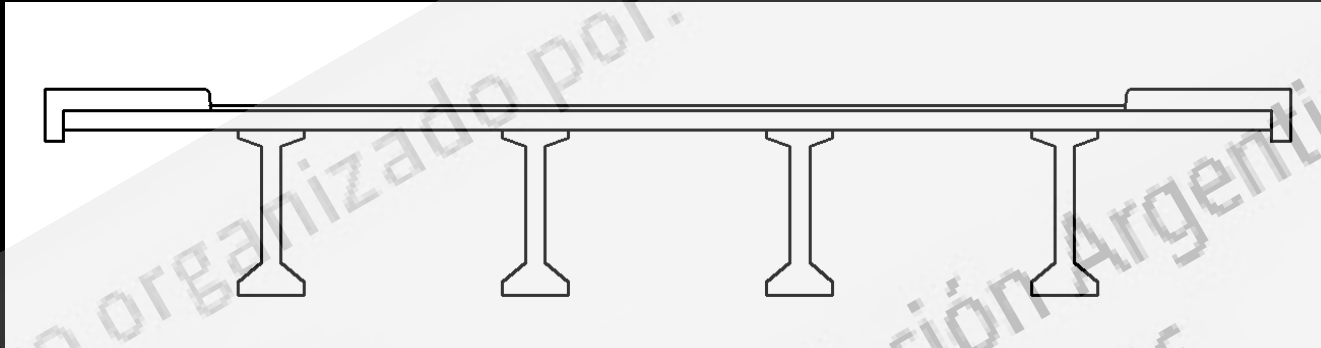
La sección de dimensionamiento para momentos negativos y solicitaciones de corte se ubica a un tercio del ancho del ala desde el eje del apoyo, sin exceder de 0.38 m.

Los máximos valores de momento positivo o negativo calculados se considerarán actuando en todos los tramos o apoyos según corresponda.

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Aplicación



Puentes viga rectos y curvados horizontalmente (curvaturas pequeñas), que cumplan lo dispuesto en 4.6.1.2.4.

Secciones transversales con cuatro o más vigas paralelas y voladizos ≤ 1.80 m

Un único carril de carga, o múltiples carriles de sobrecarga que producen aproximadamente la misma sollicitación por carril.

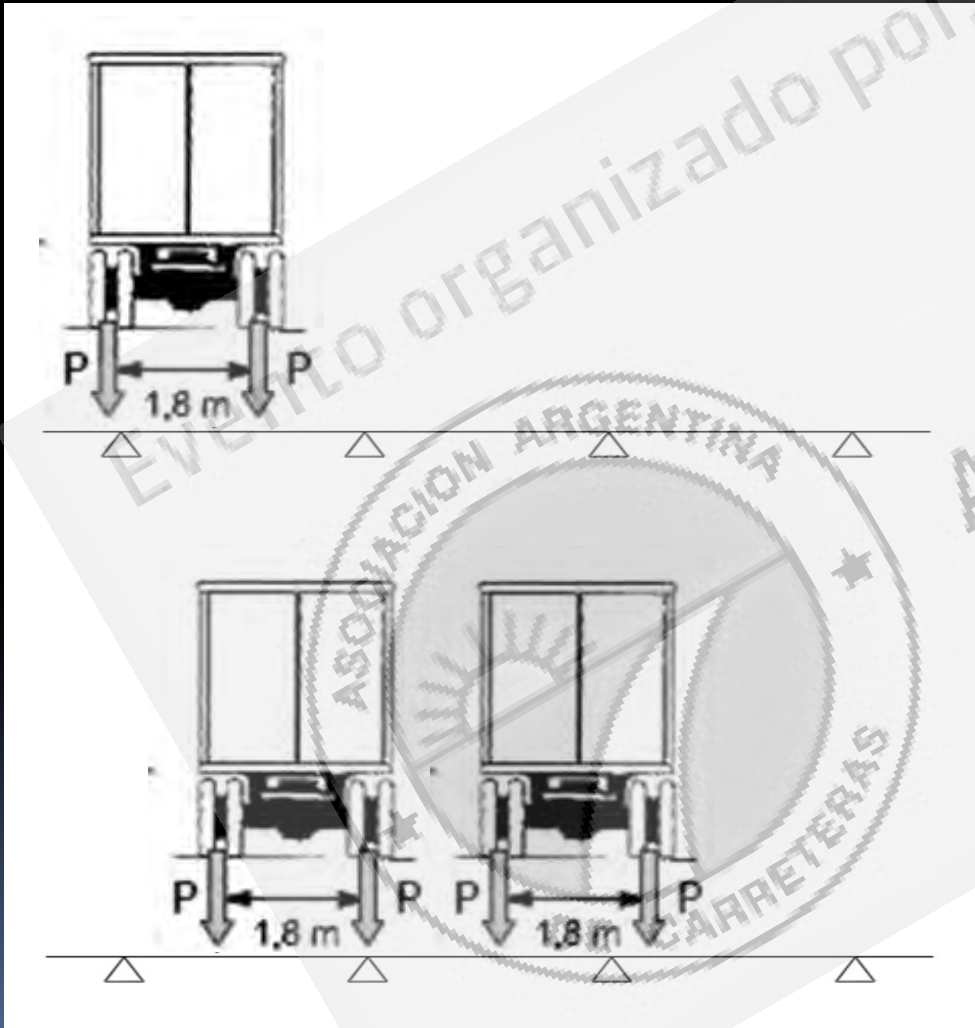
Vigas de sección constante, con separaciones máximas según los distintos casos.

Solamente para las tipologías transversales listadas

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte



Con las expresiones dadas por el Reglamento se determina un factor “g”, que es la fracción del momento o del corte producido por un carril cargado (camión más carga de carril), según se trate de una viga interna o lateral.

No obstante, el Reglamento exige que las vigas externas o laterales no deben resistir menos que las interiores.

Las expresiones utilizan como variables las rigideces y separación de vigas, espesor de tablero, etc. y son válidas para cargas de servicio y últimas y para verificar puentes existentes.



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte

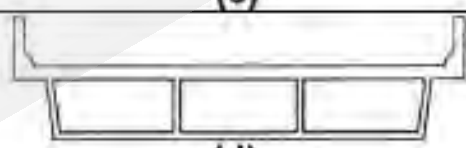
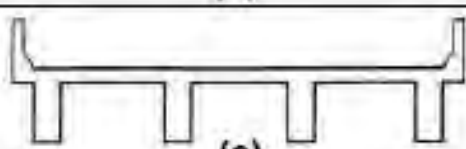
El coeficiente “g” no solamente tiene en cuenta la posición más desfavorable posible de la sobrecarga sino también el efecto “espacial” producido por la no coincidencia en elevación de los centros de gravedad de la losa, la viga y los apoyos.



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

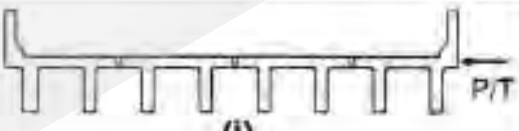
- Tipologías transversales

Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, empanillado de acero	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga T de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)

4.6 – Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Tipologías transversales

Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)

4.6 – Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Tipologías transversales

Tabla 4.6.2.2.1-1 (Cont.) – Superestructuras habituales, cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Sección T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones I o bulb-T de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los factores de Distribución para Momento en Vigas Interiores

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,05 + \left(\frac{S}{4,3 \text{ m}} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	$1,10 \leq S \leq 4,90$ $0,11 \leq t_s \leq 0,30$ $8,00 \leq L \leq 73,00$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^{-3} \leq K_g \leq 3,0$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2,9 \text{ m}} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	
		Utilizar el menor valor obtenido ya sea por la ecuación anterior, con $N_b = 3$, o por la regla de la palanca	$N_b = 3$

Estas expresiones ya tienen en cuenta el coeficiente de presencia múltiple



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los factores de Distribución para Momento en Vigas Interiores

En las expresiones anteriores:

N_b = número de vigas longitudinales

S = separación entre ejes de vigas en metros

L = luz entre ejes de apoyos de las vigas principales

t_s = espesor de la losa en metros

K_g = parámetro de rigidez longitudinal = $n (I + A e_g^2)$

n = EB / ED

EB = módulo de elasticidad del material de la viga

ED = módulo de elasticidad del material del tablero

A = área de la viga en m^2 (viga sola, no compuesta)

I = momento de inercia de la viga en m^4 (viga sola, no compuesta)

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y de la losa de tablero

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los factores de Distribución para Momento en Vigas Exteriores o Laterales

“Regla de la Palanca”

La regla de la palanca implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.



En el caso de las vigas exteriores, se considera una articulación sobre la primer viga interior. Se disponen las cargas lo más próximo posible a la defensa, se toman momentos respecto a la articulación y se calcula la reacción equilibrante sobre la viga externa. El cociente entre esta reacción y las cargas actuantes da el coeficiente “g” para vigas exteriores.

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los factores de Distribución para Momento en Vigas Exteriores o Laterales

Tabla 4.6.2.2.3-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e \cdot g_{inferior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2,50}$	$-0,30 \leq d_e \leq 1,70$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la regla de la palanca, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

La distancia “de”, se deberá tomar como positiva si el alma de la viga exterior está dentro de la cara interior de la baranda de tránsito y negativa si está por fuera del cordón o barrera de tránsito.



4.6 - Análisis Estático

4.6.2.2 Puentes Viga – Losa. Repartición transversal de cargas

- Método de los factores de Distribución para Corte en Vigas Interiores y Exteriores

En forma análoga se utilizan tablas específicas para la distribución de sobrecargas para el análisis de las solicitaciones de corte.

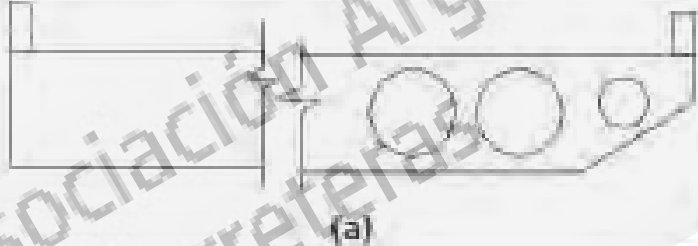


Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

4.6 - Análisis Estático

4.6.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa

Tabla 4.6.2.3-1 – Esquema típico de la sección transversal

Elementos portantes	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Losa de hormigón, hormigonada in situ, o losa alivianada	Monolítico	

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar como:

$$E = 0,25 + 0,42 \sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.2.3-1)$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con más de un carril cargado, se puede determinar como:

$$E = 2,13 + 0,12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (4.6.2.3-2)$$

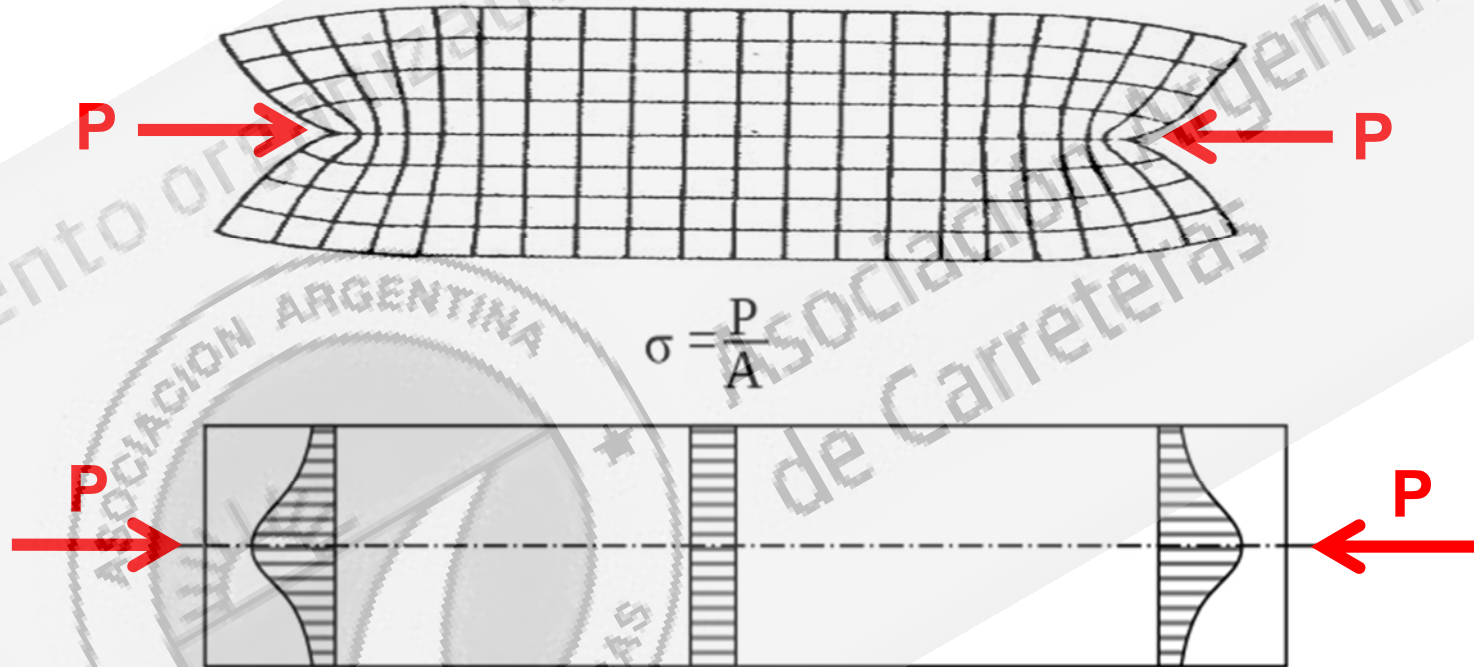


Asociación Argentina
de Carreteras

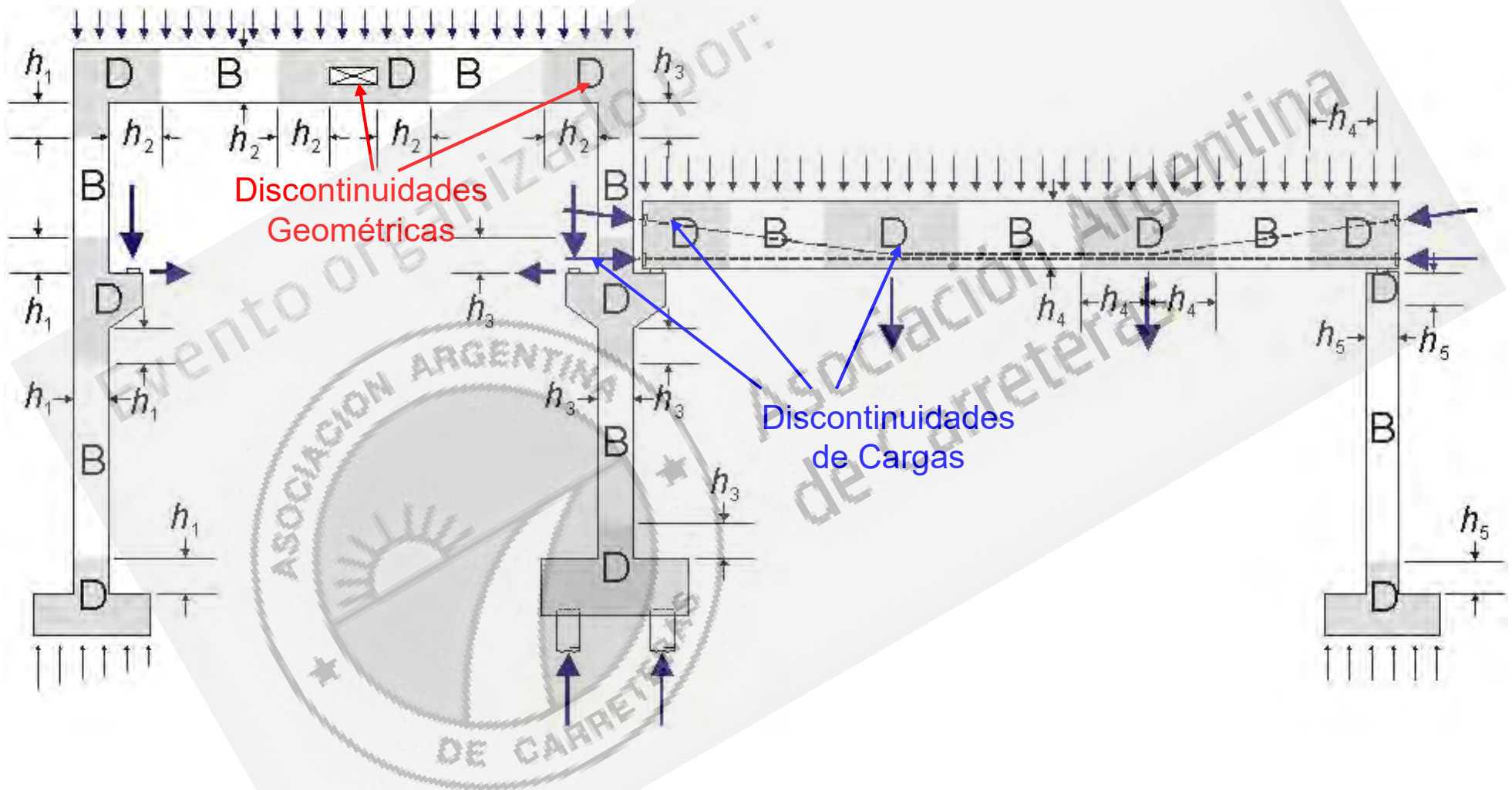
Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

MODELOS PUNTAL - TENSOR

REGIONES EN LAS QUE NO SE CUMPLE LA HIPÓTESIS DE BERNOUILLI



REGIONES EN LAS QUE NO SE CUMPLE LA HIPÓTESIS DE BERNOUILLI





RESOLUCIÓN DE REGIONES “D”

SOLUCIONES BASADAS EN LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD LINEAL

- **Métodos Analíticos** (cubren unos pocos casos)
- **Métodos Numéricos**

Las soluciones elásticas lineales no representan adecuadamente el fenómeno (p.e. fisuración del hormigón)

Métodos Numéricos basados en teorías no lineales

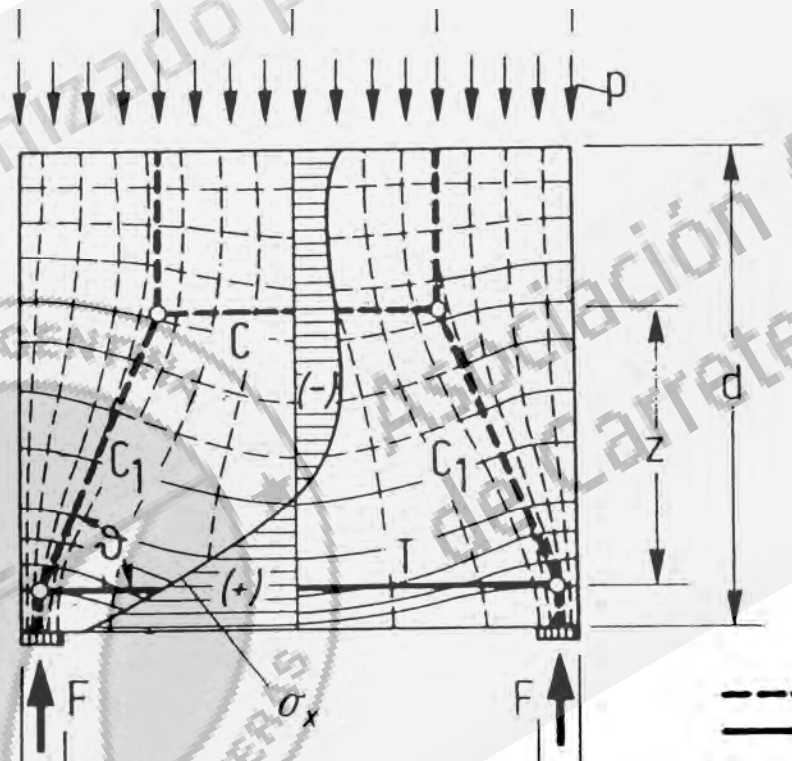
Existe software disponible. Por el momento lento de implementar.

Métodos Empírico-Analíticos: Limitados a ciertas condiciones de apoyo y carga. Muy rápidos de implementar. Peligrosa su extrapolación

Modelos Puntal-Tensor (Strut and Tie Models): Método potente, lento de emplear en cálculos manuales. Comienza a haber software disponible.

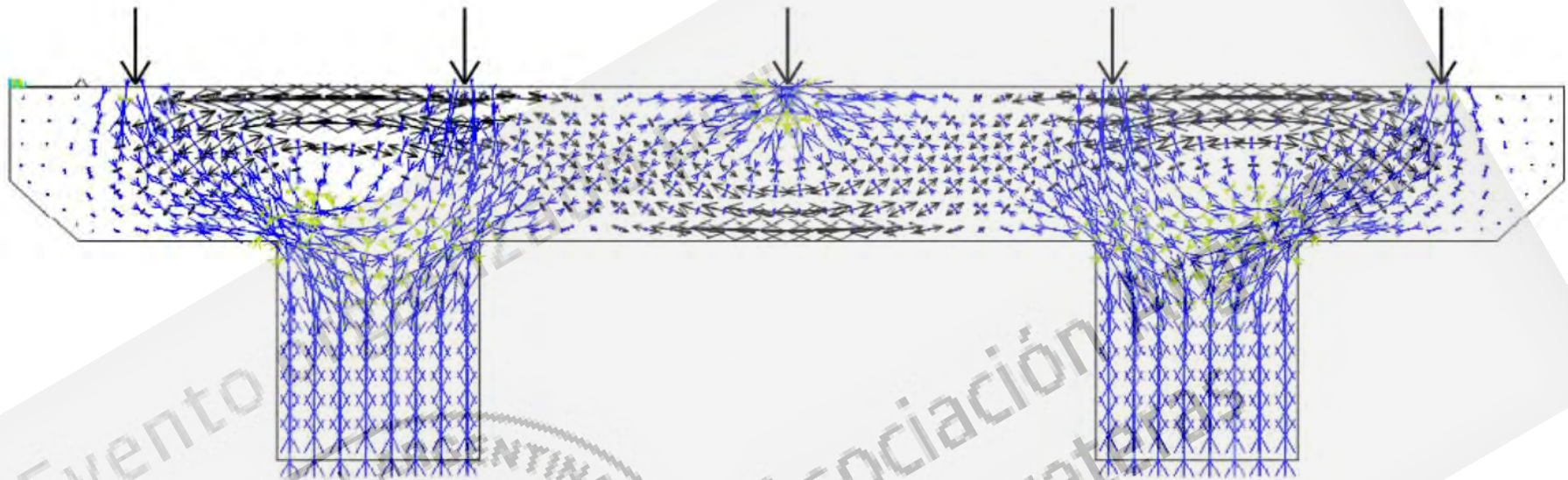
MODELO PUNTAL – TENSOR - CONCEPTO

Nodo: Punto de intersección de ejes de puntales y tensores. Se ubican en cambios bruscos de dirección y/o signos de isostáticas.



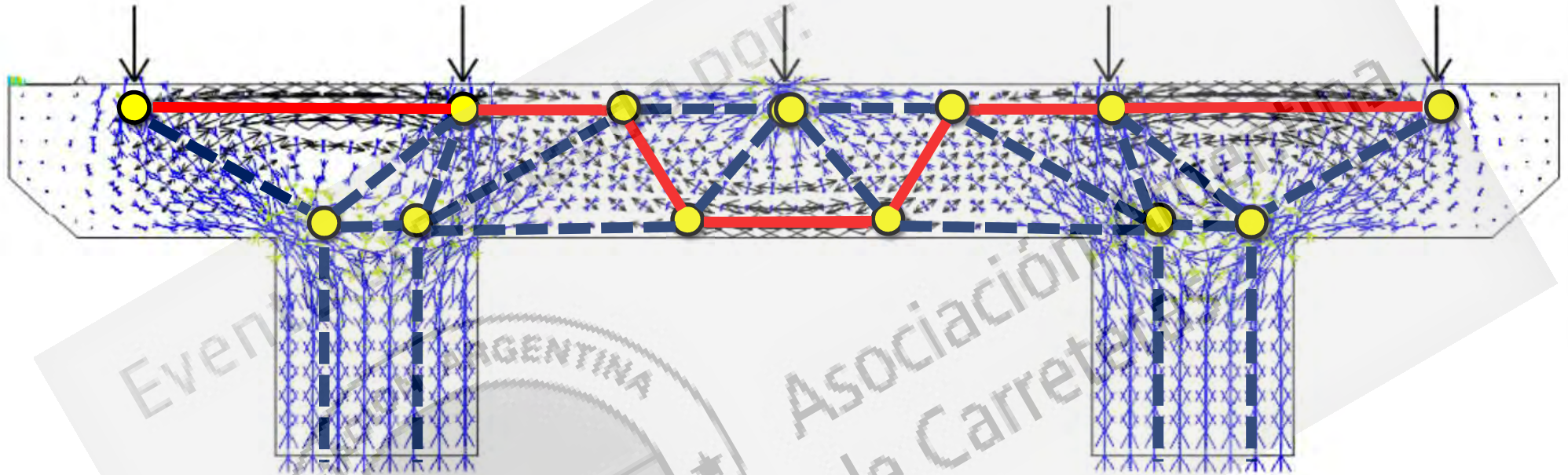
Zona Nodal: Volumen de hormigón que rodea a un nodo. Es la responsable de transferir los esfuerzos de los elementos que concurren al nodo

CRITERIOS PARA FORMULAR LA GEOMETRÍA DEL MPT



- Utilidad de la red de isostáticas o de una salida gráfica de un programa de elementos finitos con orientación de tensiones principales
- Estructuras muy solicitadas: mantener cierto apego a la red de isostáticas de modo de no requerir demasiada fisuración y plastificación para que el modelo funcione según lo previsto.
- Estructuras poco solicitadas: mayor libertad en la elección del modelo. Puede optimizarse el consumo de acero haciendo que la sumatoria del producto de la fuerza en los tensores por su longitud sea mínimo.
- Puede recurrirse a programas específicos que ya se encuentran disponibles.

DIRECCIONES PRINCIPALES



Salida gráfica de un software comercial para cálculo estructural

VERIFICACIONES DE RESISTENCIA

$$F_u \leq \phi F_n$$

F_{ns} : Resistencia de un Puntal ($\phi = 0.70$)

F_{nt} : Resistencia de un Tensor ($\phi = 0.90$)

F_{nn} : Resistencia de una Zona Nodal ($\phi = 0.70$)

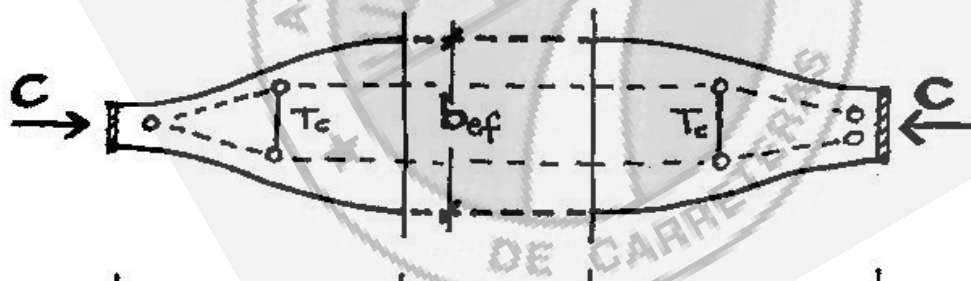
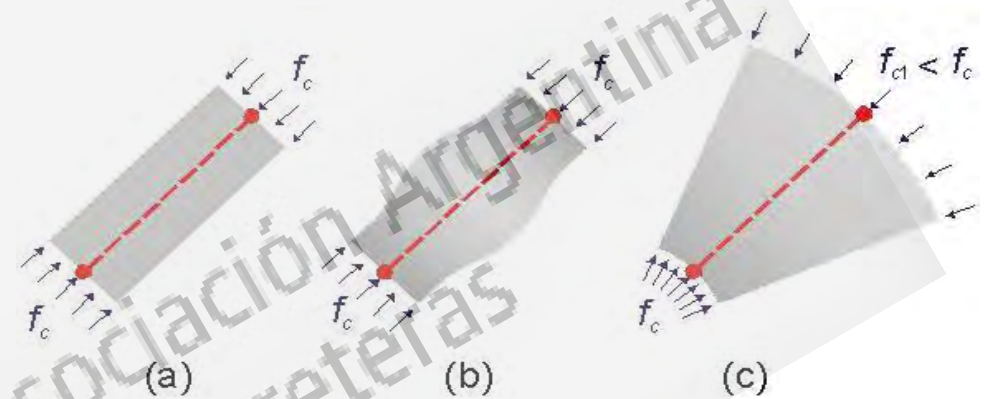
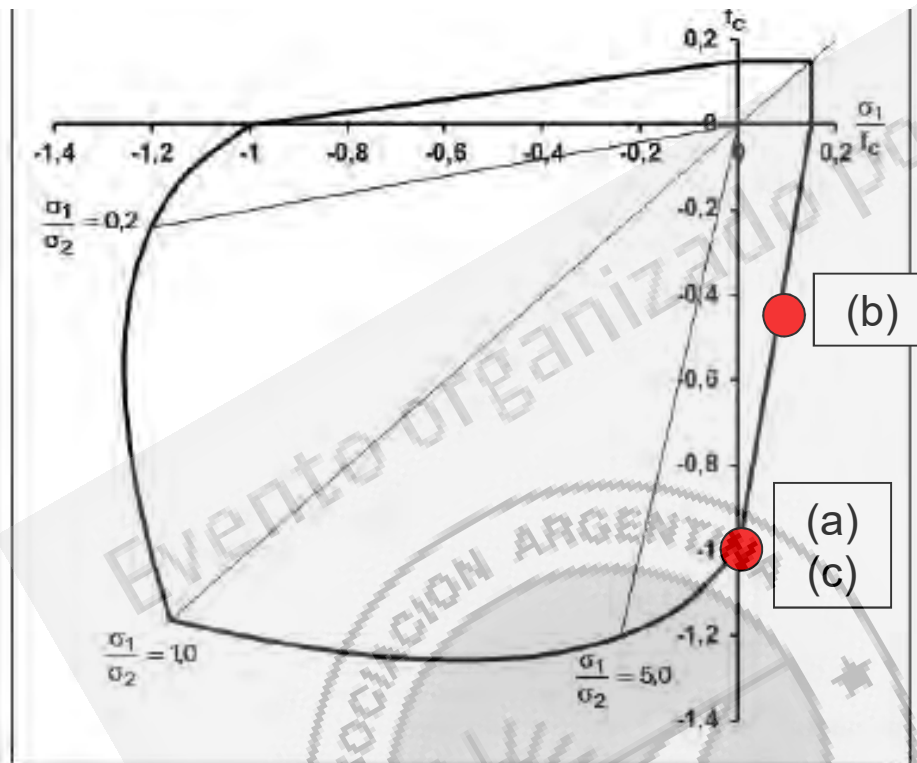
RESISTENCIA DE LOS TENSORES

$$F_{nt} = A_{st} f_y + A_{ps} (f_{pe} + f_y)$$

- f_{pe} : Tensiones en el acero activo debido al tesado, después de pérdidas.

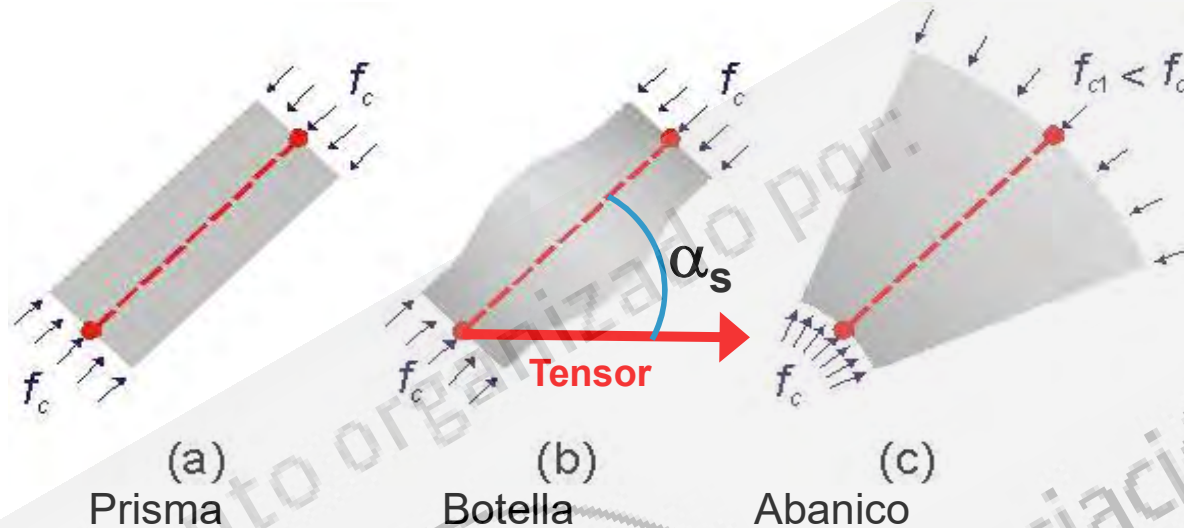


RESISTENCIA DE LOS CAMPOS DE COMPRESIÓN BÁSICOS



Esquema Biela-Tensor para un puntal tipo «Botella»

RESISTENCIA DE LOS PUNTALES



$$F_{np} = A_n f_{cu}$$

(a) y (c): $f_{cu} = 0.85 f'_c$ (campos uniaxiales sin tracción transversa)

(b) con tracciones transversales que generan deformaciones transversales ϵ_1

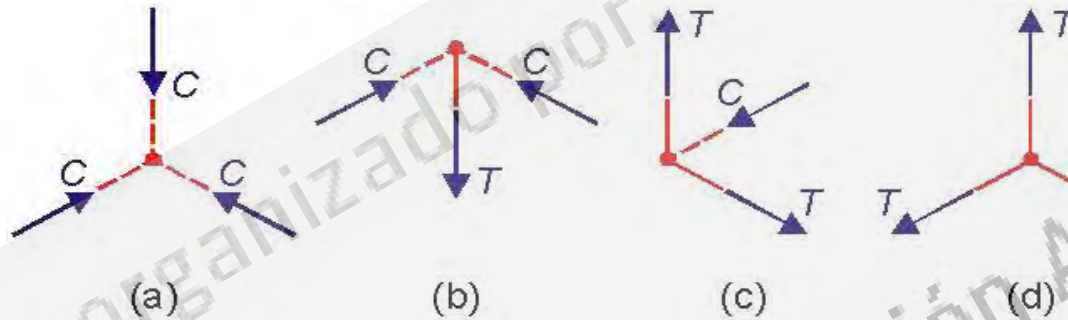
$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170 \epsilon_1} \leq 0.85 f'_c \quad \epsilon_1 = \epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s$$

con armadura transversal, se puede tomar $\epsilon_1 = 0.002$, resultando por ejemplo :

$f_{cu} = 0.31 f'_c$ para $\alpha = 30^\circ$, y $f_{cu} = 0.55 f'_c$ para $\alpha = 45^\circ$.

En cualquier caso se pueden agregar armaduras longitudinales y utilizar la fórmula aditiva: $F_{ns} = f_{cu} A_c + A'_s f_y$

TIPOS DE NUDOS



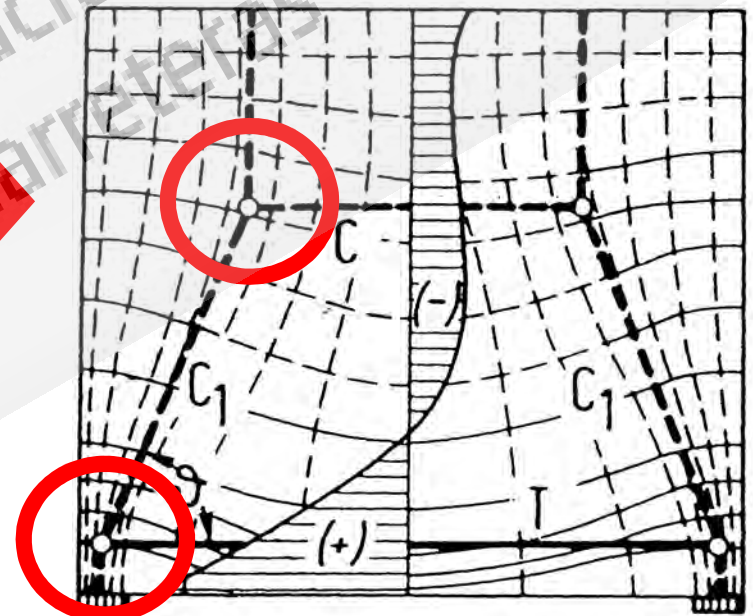
C : representa un Puntal

T : representa un Tensor

CCC



CCT



RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

$$F_{nn} = A_n f_{cu}$$

$$f_{cu} = 0.85 f'_c$$

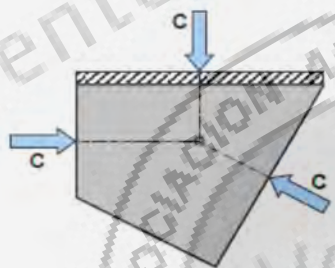
(201: $0.85 f'_c$)

$$f_{cu} = 0.75 f'_c$$

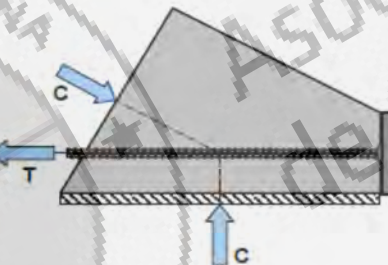
201: $0.68 f'_c$)

$$f_{cu} = 0.65 f'_c$$

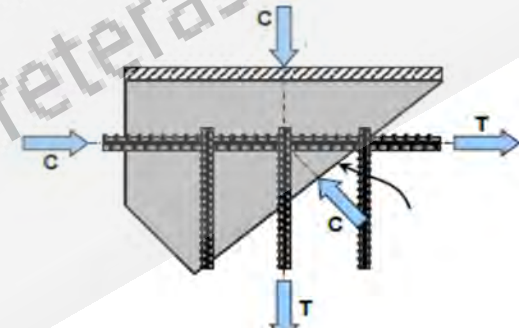
201: $0.55 f'_c$)



CCC



CCT



CTT

Mejora la Resistencia

Baja la Resistencia

DIMENSIÓN DE LAS ZONAS NODALES y PUNTALES

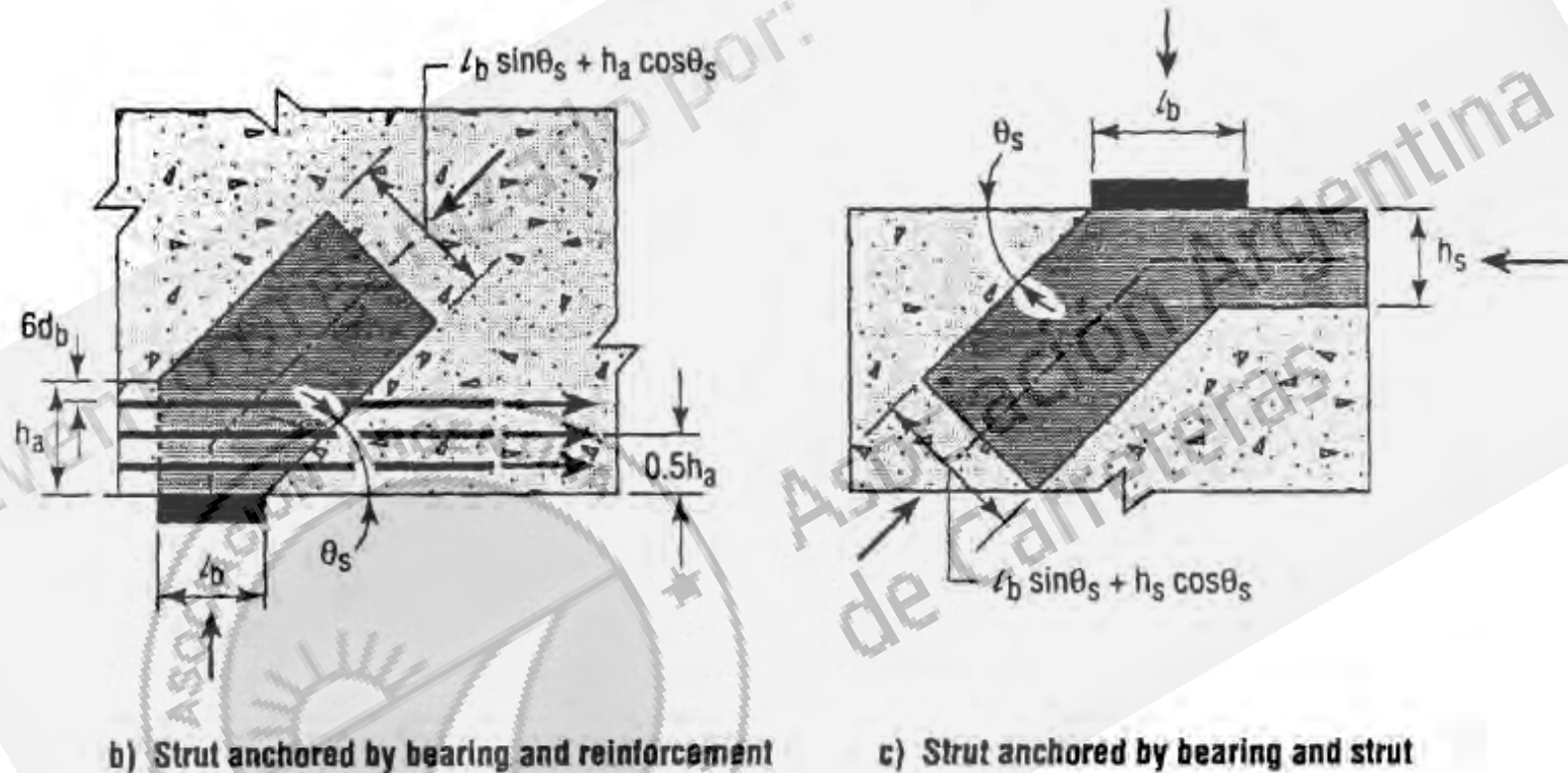
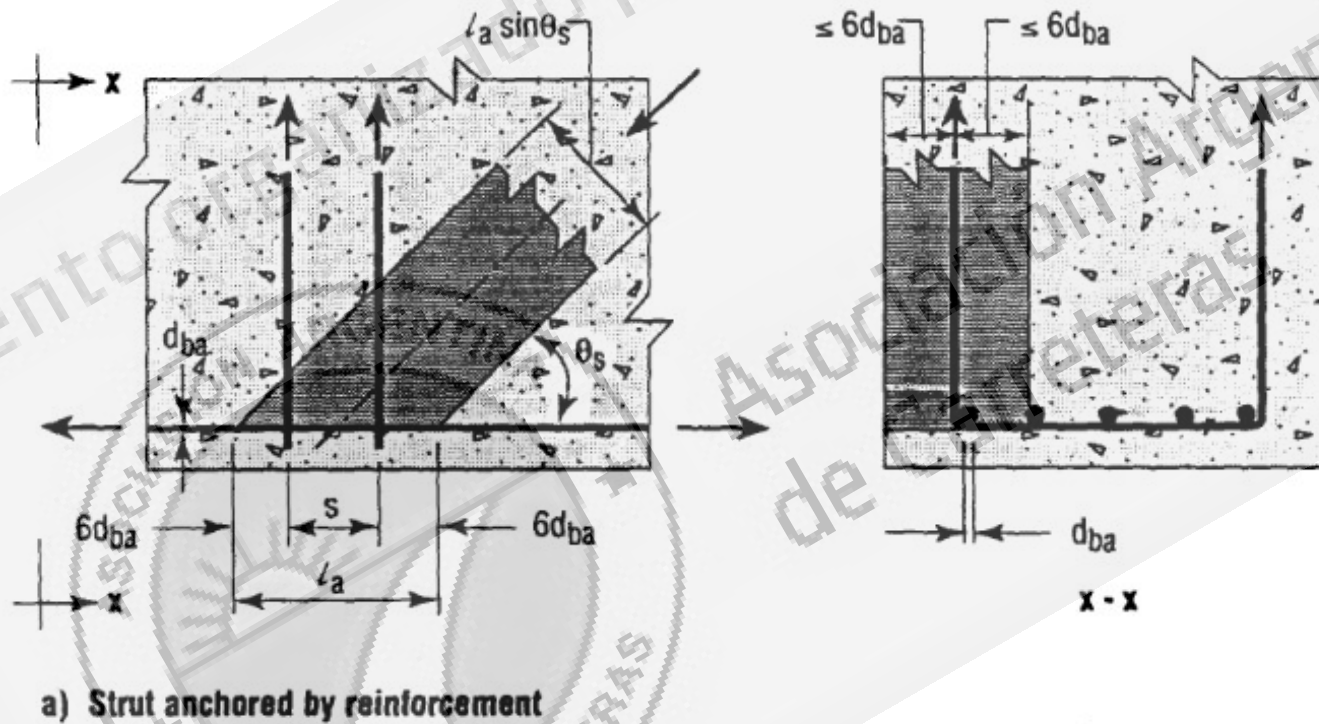


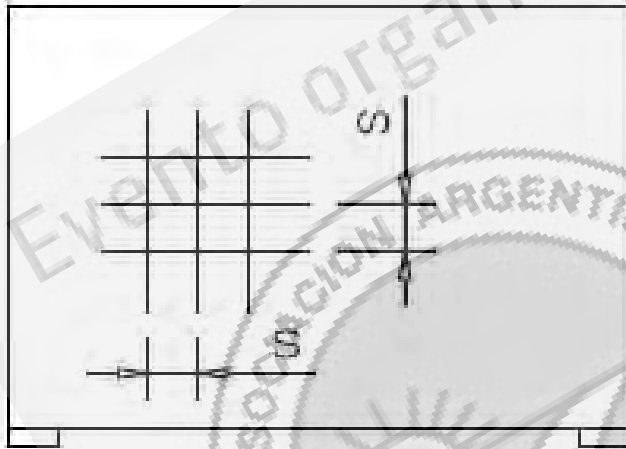
Figure 5.6.3.2-1—Influence of Anchorage Conditions on Effective Cross-Sectional Area of Strut

DE CARRETERAS

DIMENSIÓN DE LAS ZONAS NODALES y PUNTALES



ARMADURA DE PIEL MÍNIMA

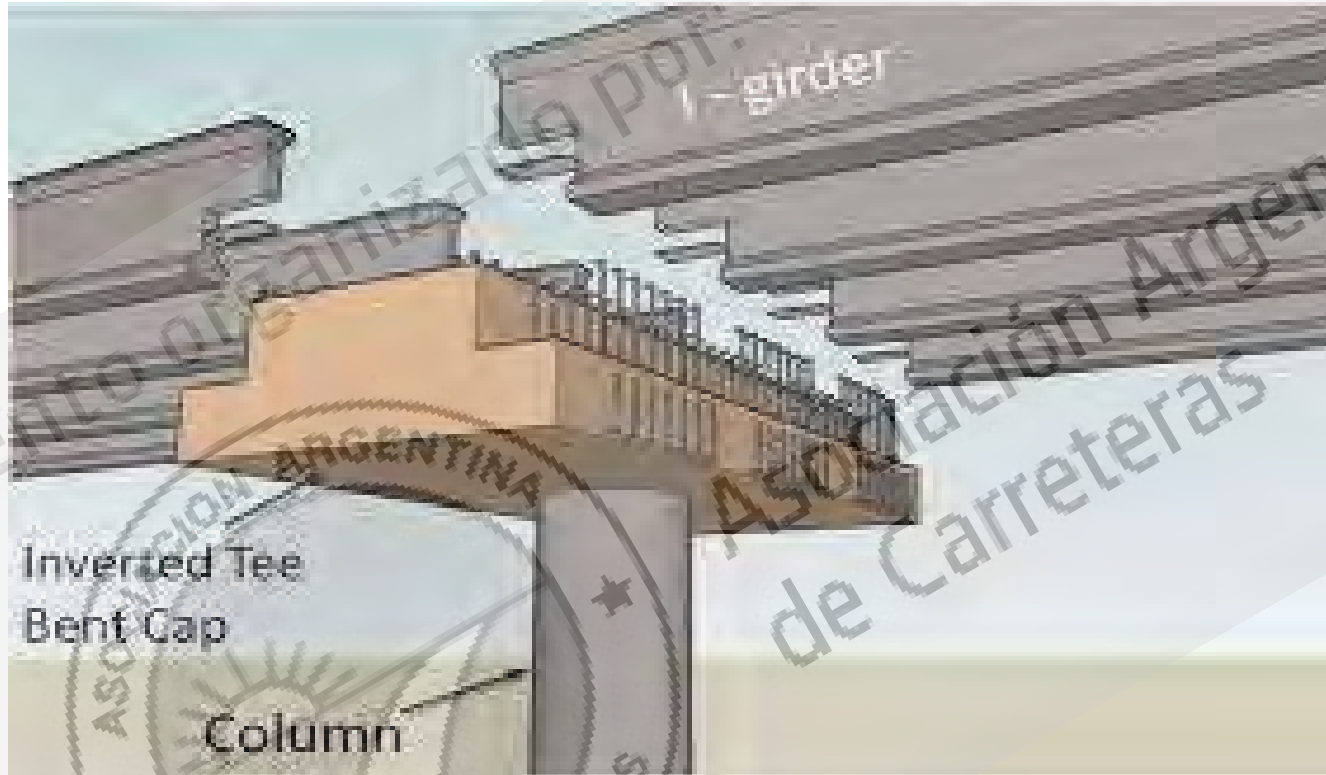


Mallas ortogonales en cada cara y ambas direcciones

$$A_v/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 0.0015 \cdot b_w \text{ (cm)} \cdot 100$$

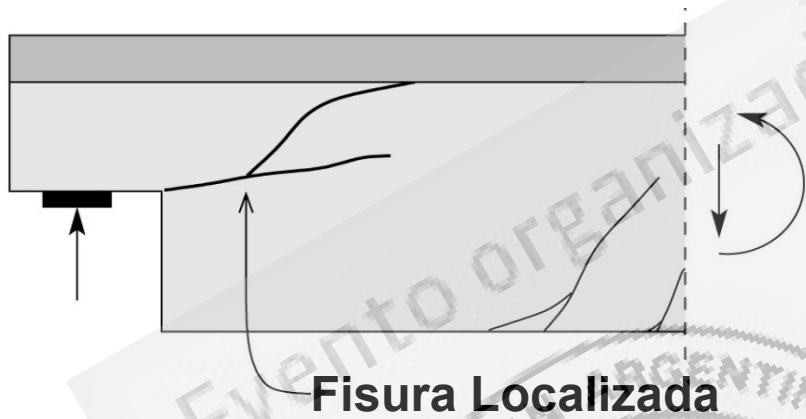
Con separación $s = \text{mínimo } (d/4, 30\text{cm})$

EJEMPLOS TÍPICOS: EXTREMOS DE VIGAS DE PUENTES



Apoyos de vigas a través de «narices» tanto en las vigas como en los dinteles

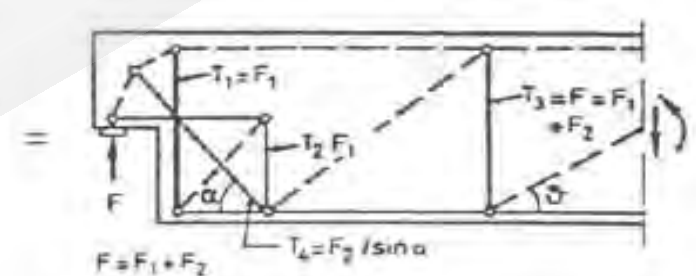
EXTREMOS DE VIGAS DE PUENTES



Esquema 1



Esquema 2

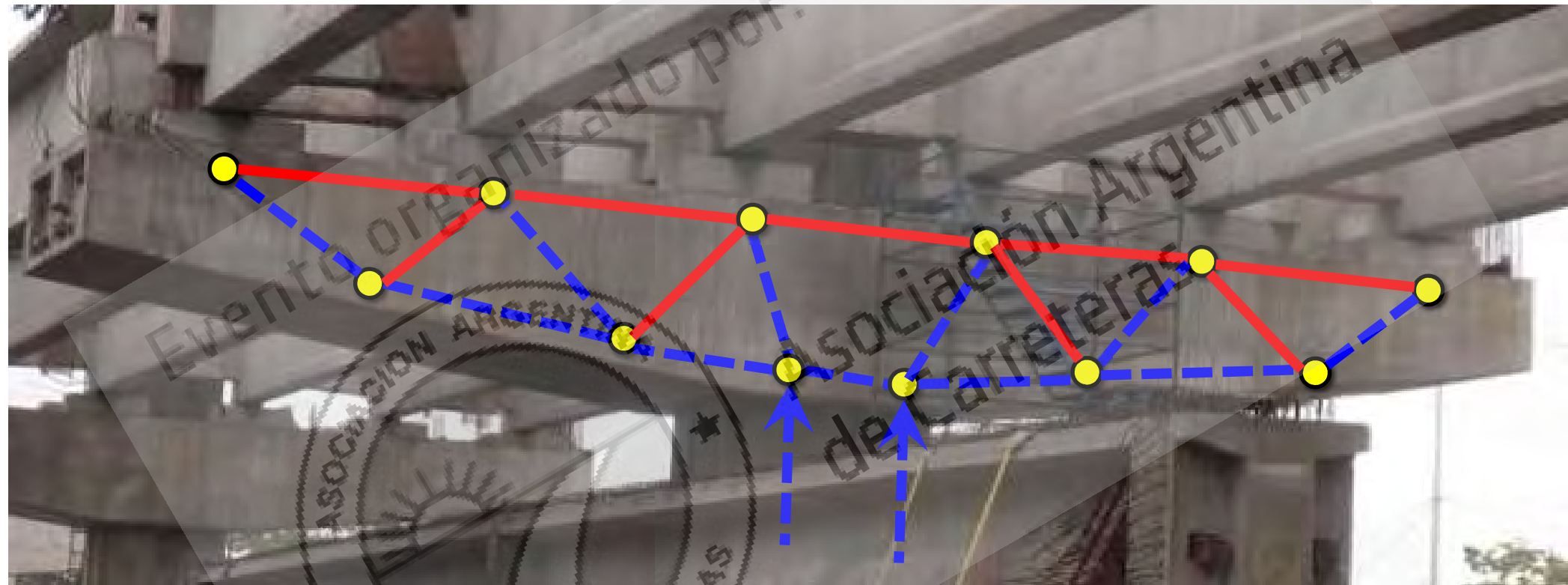


Esquema 3

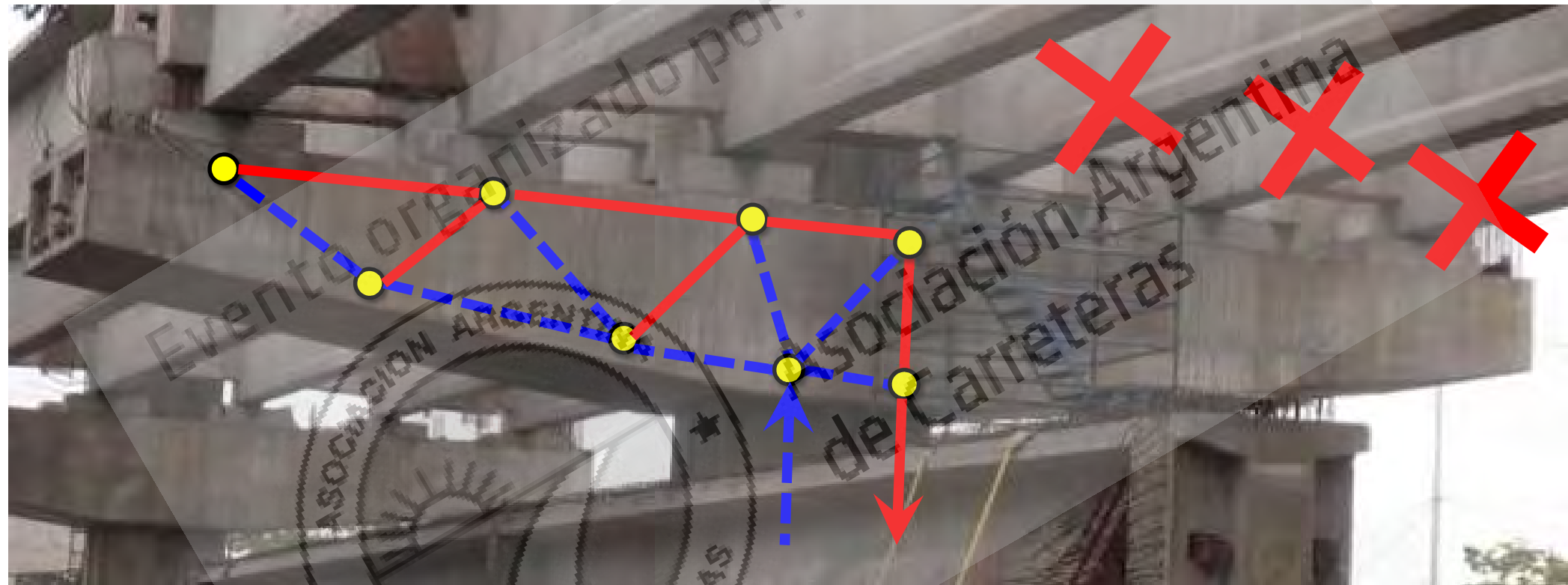
DINTEL PILAR PUENTE



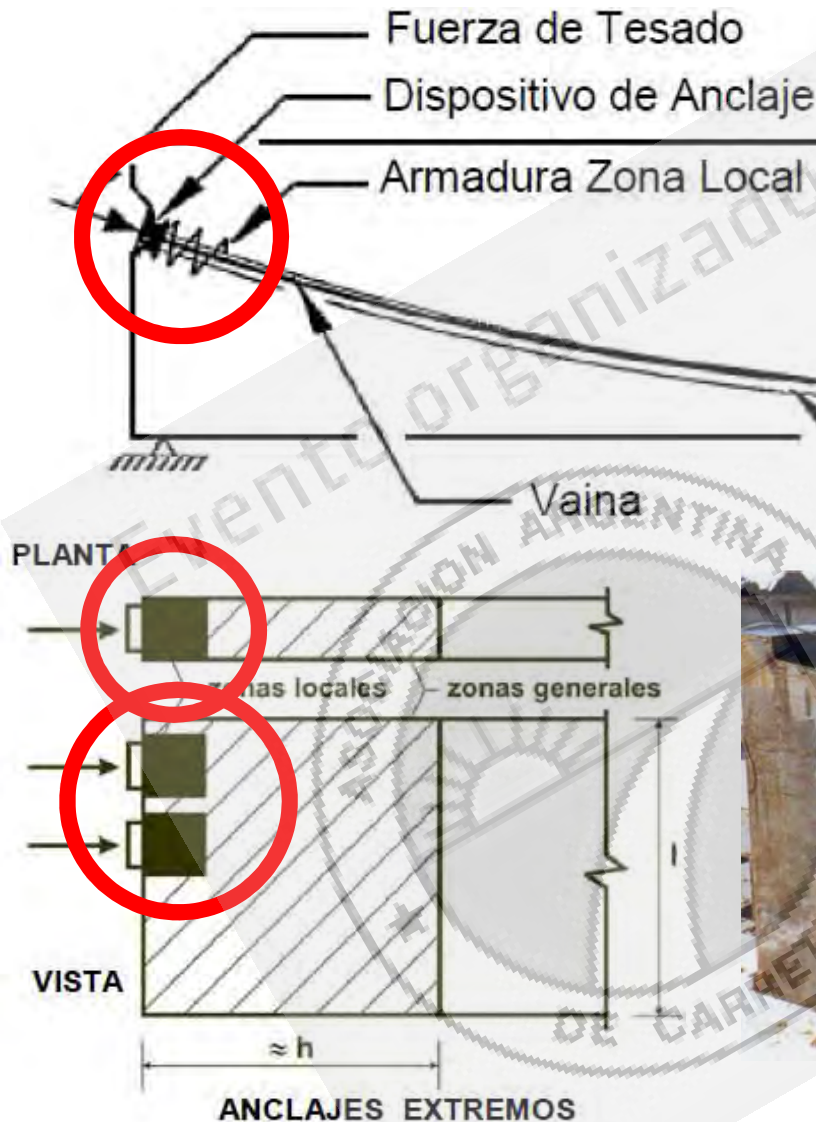
DINTEL PILAR PUENTE



DINTEL PILAR PUENTE

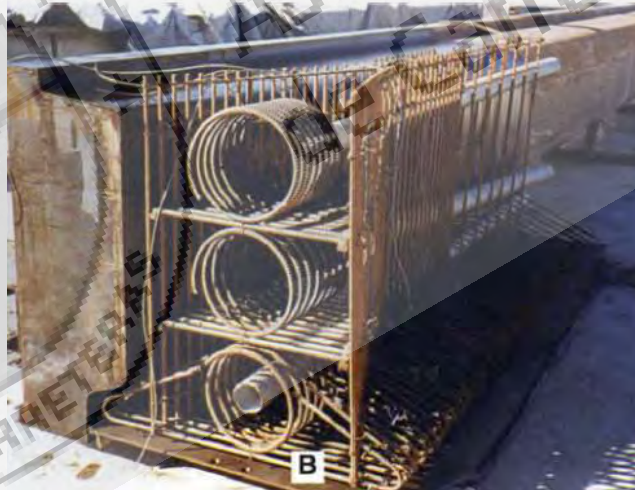


ZONA DE APLICACIÓN DE FUERZAS DE POSTESADO

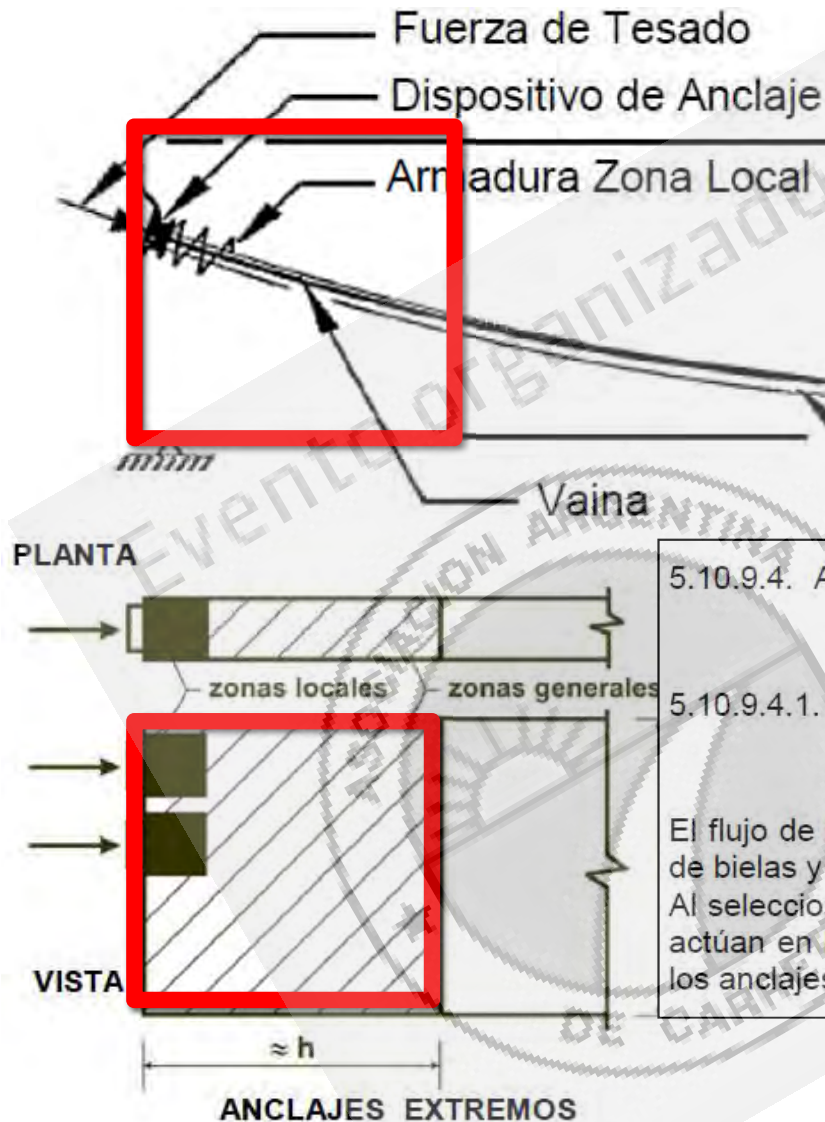


ZONA LOCAL:

Volumen de hormigón que circunda un dispositivo de anclaje o a cualquier armadura de confinamiento que se encuentra rodeando a dicho dispositivo. El CIRSOC propone trabajar con prismas rectangulares y, para anclajes circulares u ovalados, indica utilizar un prisma rectangular equivalente.



ZONA DE APLICACIÓN DE FUERZAS DE POSTESADO



ZONA GENERAL (REGIÓN D):

Zona adyacente a un anclaje dentro de la cual se produce la apertura de la fuerza de compresión hasta llegar a una distribución de tensiones “lineal” en la sección transversal de hormigón. Su máxima dimensión es del orden de la máxima dimensión de la sección transversal

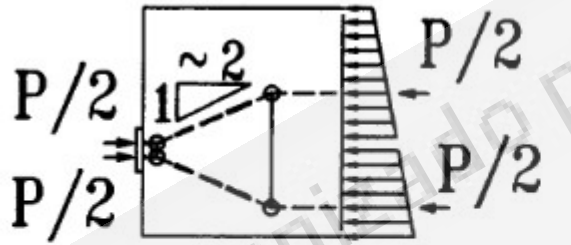
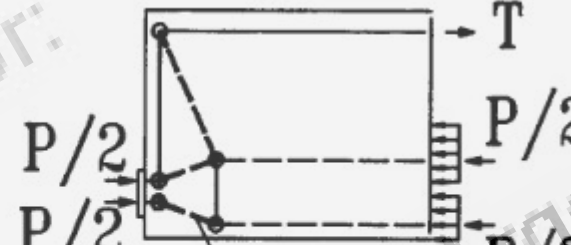
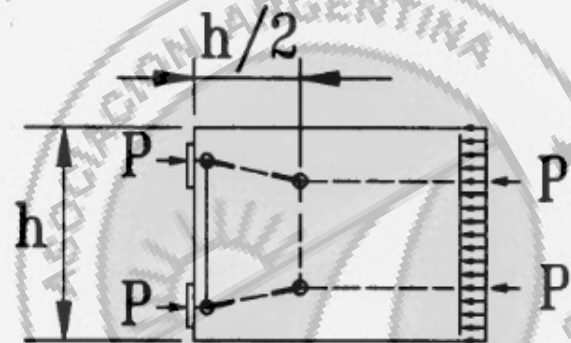
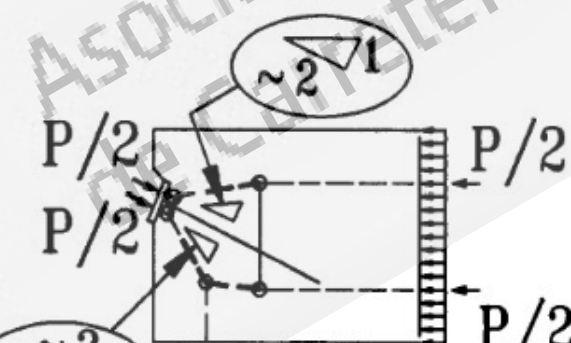
5.10.9.4. Aplicación del Modelo de Bielas y Tirantes al Diseño de la Zona General

5.10.9.4.1. Requisitos Generales

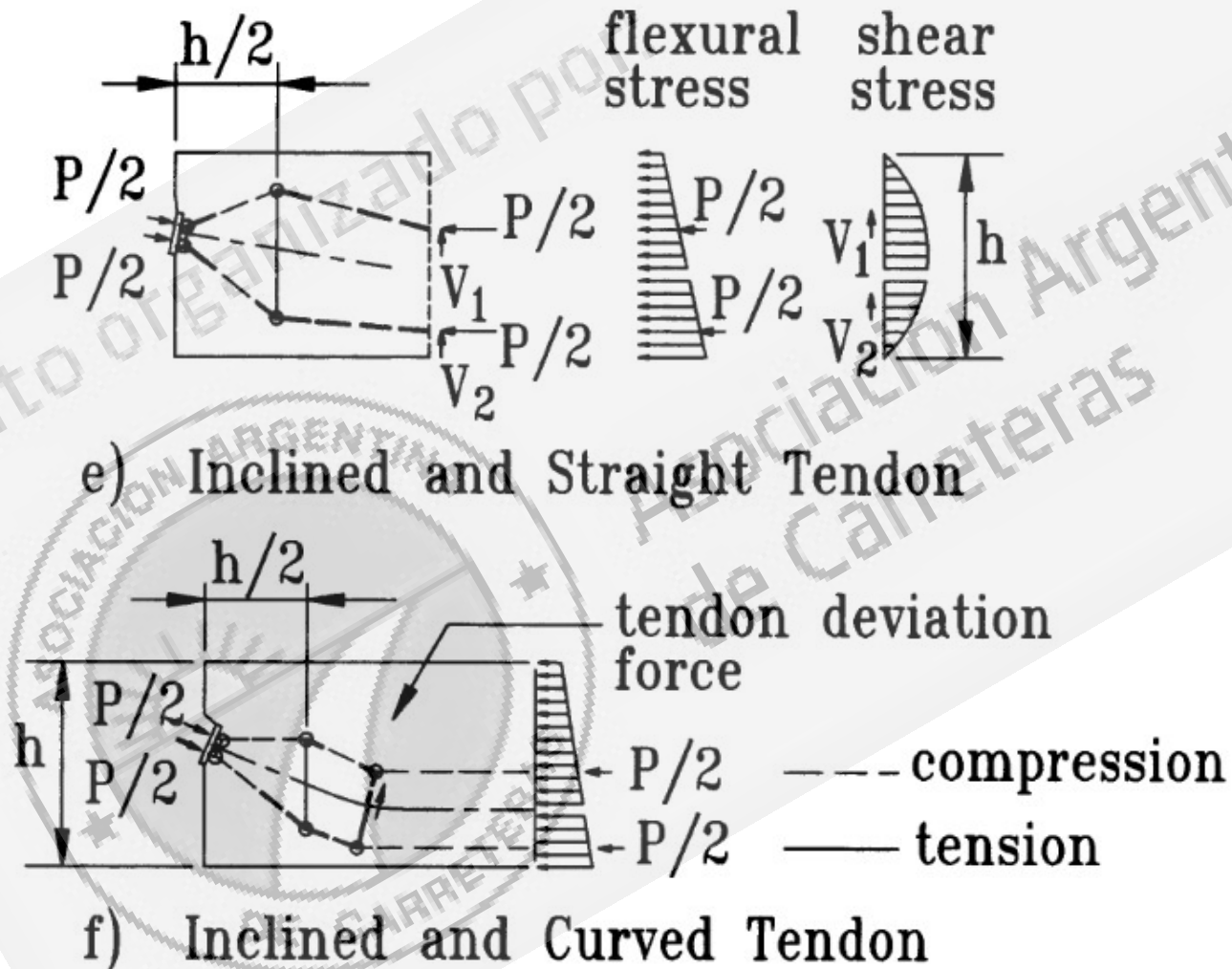
El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje se puede aproximar mediante un modelo de bielas y tirantes como se especifica en el Artículo 5.6.3.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes se deberán considerar todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar un recorrido de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

MODELOS PUNTAL TENSOR PARA LA ZONA GENERAL

- a) Concentric or Small Eccentricity
- 
- b) Large Eccentricity
- 
- c) Multiple Anchors
- 
- d) Eccentric Anchor and Support Reaction
- 

MODELOS PUNTAL TENSOR PARA LA ZONA GENERAL





REQUISITOS PARA LA ZONA GENERAL

NODOS Y BIELAS

La tensión de compresión minorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que: $0,70 \phi f'_{ci}$. En áreas en las cuales debido a otras solicitaciones el hormigón puede estar muy fisurado en estado último, o si se anticipan grandes rotaciones inelásticas, la tensión de compresión minorada se deberá limitar a $0,60 \phi f'_{ci}$.

f'_{ci} = resistencia nominal del hormigón al momento de aplicar la fuerza en el cable [MPa]

TENSORES

La tensión de tracción nominal de la armadura adherente se deberá limitar a f_y tanto para armadura no pretensada como para armadura pretensada adherente. La tensión de



REQUISITOS PARA LA ZONA LOCAL

Si se dispone armadura en la zona general que satisface el Artículo 5.10.9.3.2, y si la extensión del hormigón a lo largo del eje del cable delante del dispositivo de anclaje es como mínimo dos veces la longitud de la zona local como se define en el Artículo 5.10.9.7.1, la resistencia minorada del apoyo de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = 1000 \phi f_n A_b \quad (5.10.9.7.2-1)$$

Siendo f_n el menor valor entre: $f_n = 0,7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}}$ y $f_n = 2,25 f'_{ci}$

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

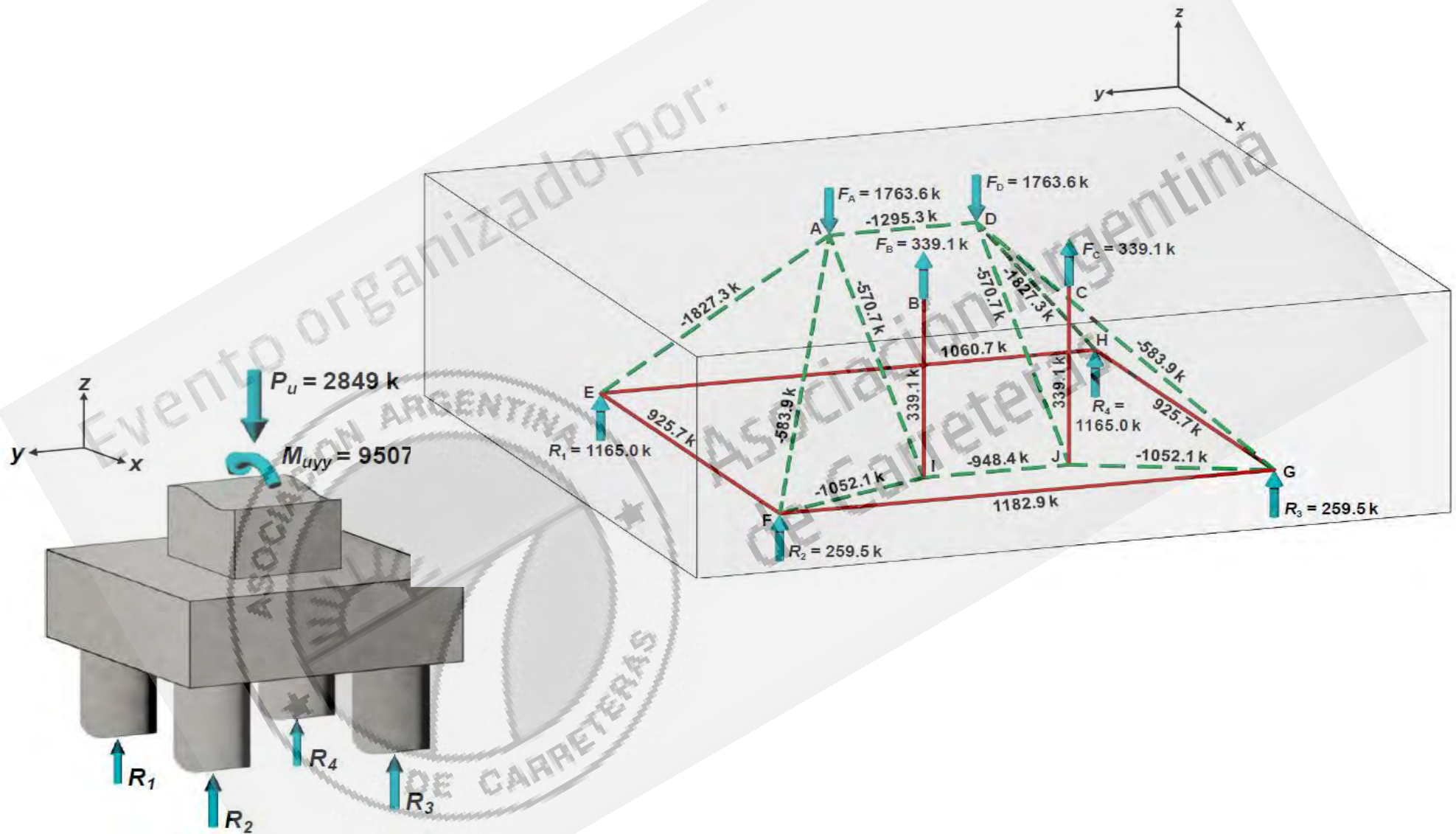
A = máxima área de la parte de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes [m²]

A_g = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados [m²]

A_b = área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área A_g menos el área de los orificios de la placa de apoyo [m²]

f'_{ci} = resistencia nominal del hormigón al momento de aplicar la fuerza en el cable [MPa]

CABEZALES DE PILOTES





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

ESFUERZOS NORMALES EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONSIDERACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN



ESFUERZOS NORMALES PARALELOS Y DIFERENCIAS ENTRE CIRSOC 201 y 802



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

COINCIDENCIAS EN EL FORMATO GENERAL

CIRSOC 201 y 802

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u \leq \phi P_n \\ M_{ux} \leq \phi M_{nx} \\ M_{uy} \leq \phi M_{ny} \end{array} \right.$$

Donde

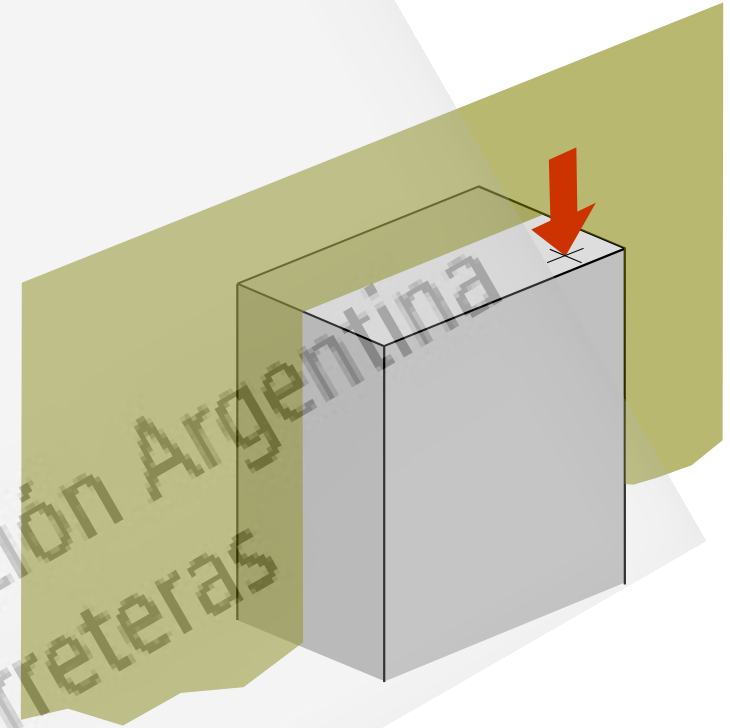
P_u = sollicitación axial calculada para cargas mayoradas

P_n = resistencia axial nominal ("real") de la sección

M_u = sollicitación flexional calculada para cargas mayoradas

M_n = resistencia flexional nominal ("real") de la sección

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura
(función de la deformación de la armadura más traccionada)





» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

a) **Mantenimiento de las secciones planas**

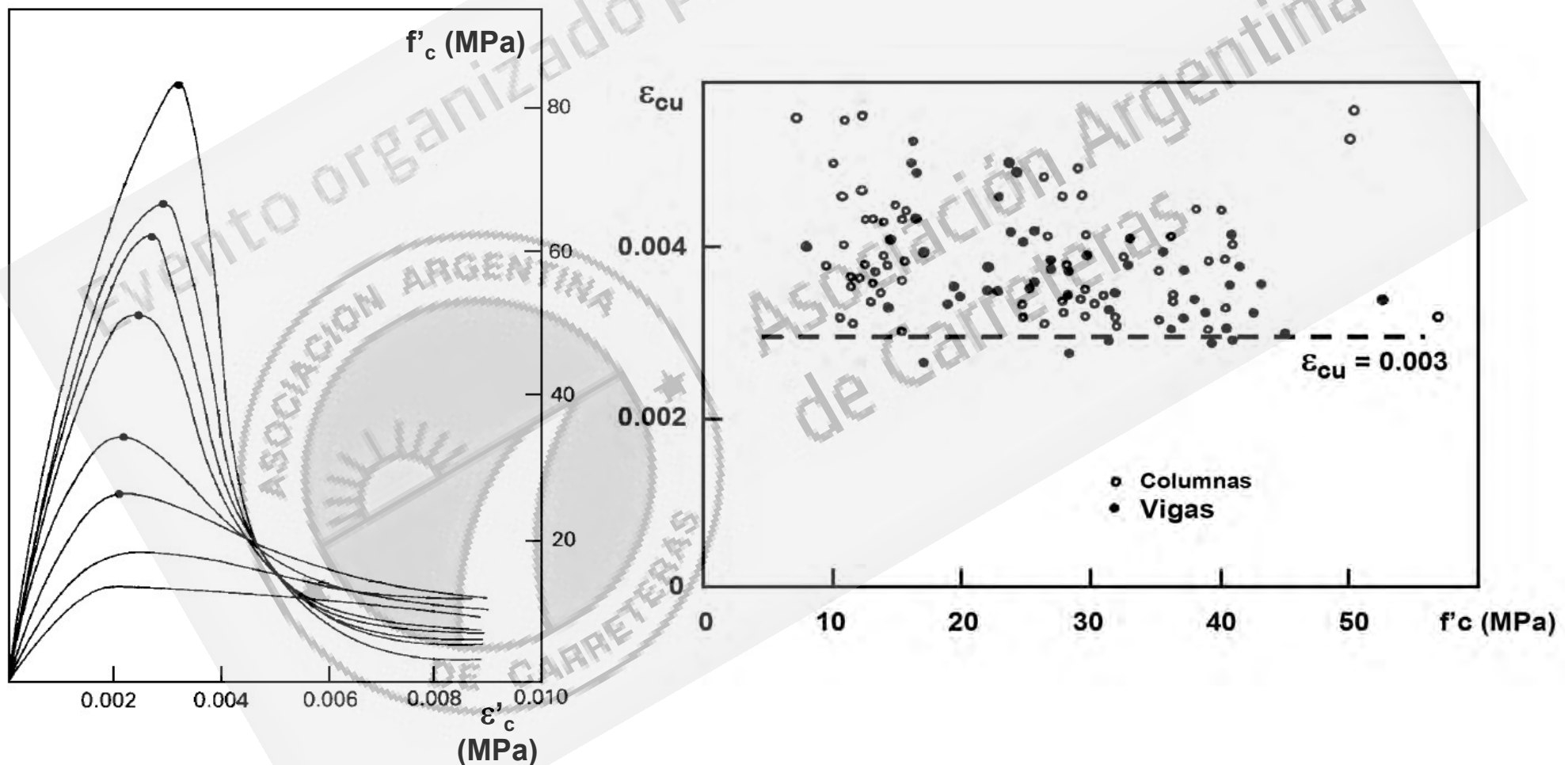
Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

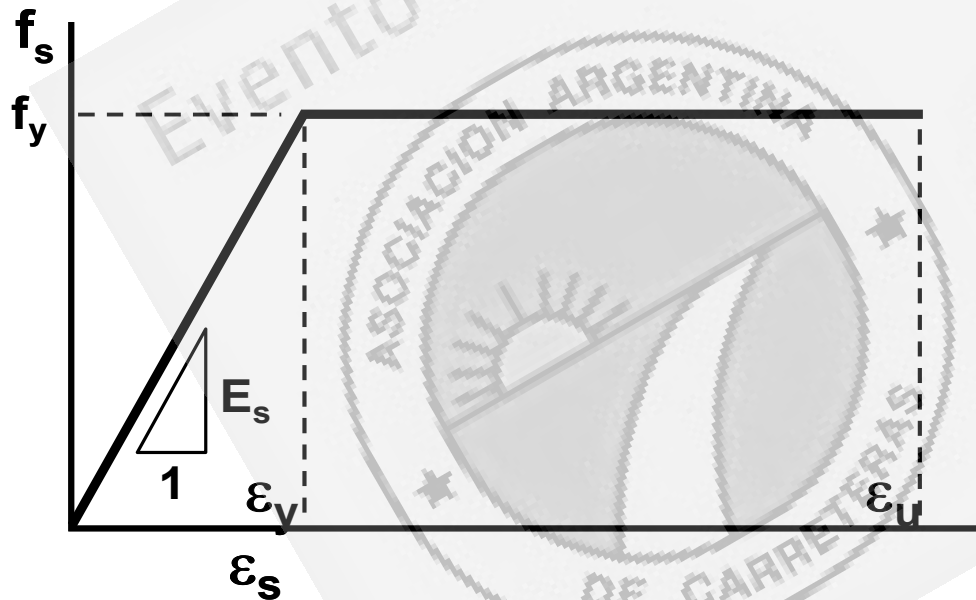
» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

- Mantenimiento de las secciones planas
- La deformación de rotura por compresión del hormigón es de 0.003



» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

- a) Mantenimiento de las secciones planas
- b) La deformación de rotura por compresión del hormigón es de 0.003
- c) **El acero tiene comportamiento elasto-plástico perfecto**



Para tracción y compresión vale:

$$\text{Si } \varepsilon_s < \varepsilon_y \Rightarrow f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \Rightarrow f_s = f_y$$

con

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$



» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

- a) Mantenimiento de las secciones planas
- b) La deformación de rotura por compresión del hormigón es de 0.003
- c) El acero tiene comportamiento elasto-plástico perfecto
- d) **El hormigón no tiene resistencia a tracción**



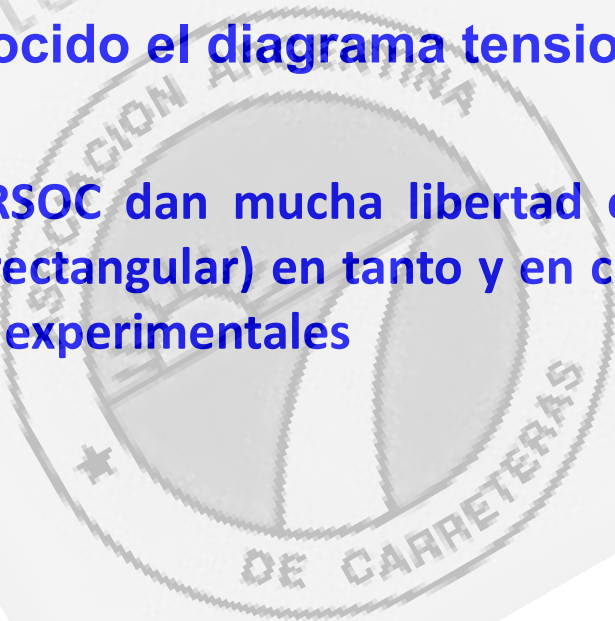
Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras



» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

- a) Mantenimiento de las secciones planas
- b) La deformación de rotura por compresión del hormigón es de 0.003
- c) El acero tiene comportamiento elasto-plástico perfecto
- d) El hormigón no tiene resistencia a tracción
- e) **Es conocido el diagrama tensiones-deformaciones del hormigón**

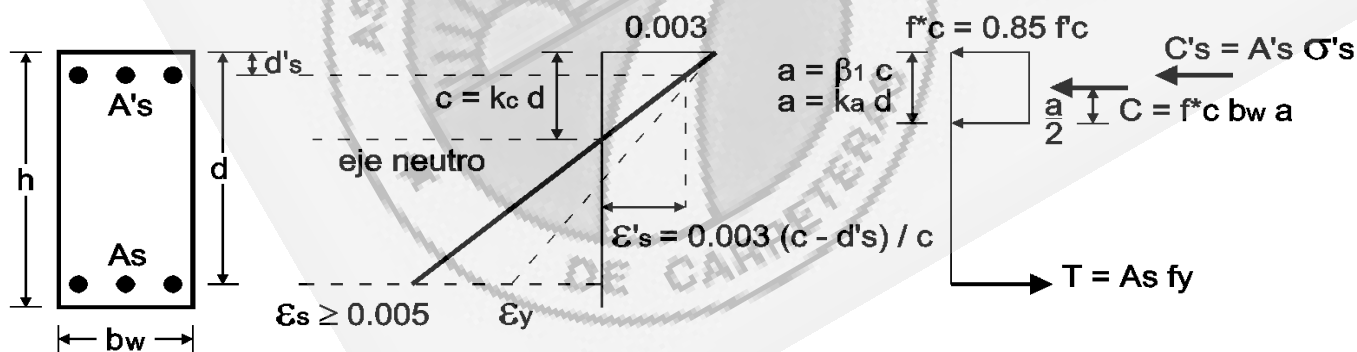
Ambos CIRSOC dan mucha libertad en cuanto a la forma del diagrama (p.e. trapecial, rectangular) en tanto y en cuanto se reproduzcan razonablemente los resultados experimentales



Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras

» HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

- Mantenimiento de las secciones planas
- La deformación de rotura por compresión del hormigón es de 0.003
- El acero tiene comportamiento elasto-plástico perfecto
- El hormigón no tiene resistencia a tracción
- Es conocido el diagrama tensiones-deformaciones del hormigón
- Puede adoptarse el diagrama rectangular equivalente**



Si $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0.85$

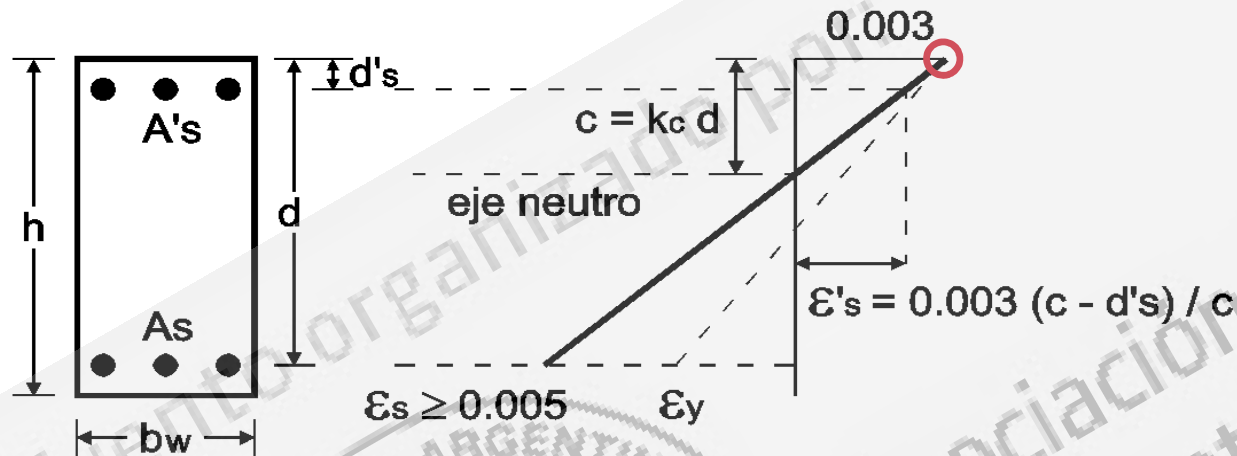
Si $f'_c > 30 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0.85 - 0.05 (f'_c - 30 \text{ MPa}) / 7 \geq 0.65$



HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS CON ESBELTEZ NORMAL (201 y 802)

Puede adoptarse el diagrama rectangular equivalente



c = profundidad del eje neutro de deformaciones

a = profundidad del eje neutro de tensiones equivalentes = $\beta_1 c$

$$\text{Si } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\text{Si } f'_c > 30 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.05 (f'_c - 30 \text{ MPa}) / 7 \geq 0.65$$

DEFINICIONES IMPORTANTES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES

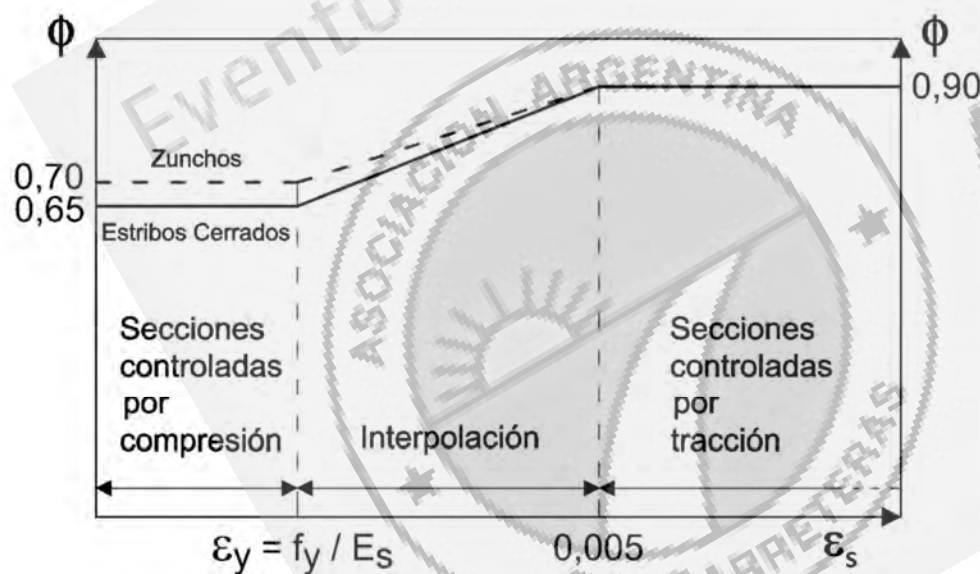


- Una sección se considera controlada por la compresión cuando la deformación neta por tracción en el acero es menor a la de fluencia. Para la armadura **$f_y = 420 \text{ MPa}$** y para todas las armaduras pretensadas, se permite fijar el límite de la deformación controlada por compresión en un valor igual a **0,002**.
- Las secciones se consideran controladas por la tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es mayor o igual que **0,005**
- Las secciones de transición son las que experimentan deformaciones netas por tracción en el acero traccionado que se encuentran entre la de fluencia y 0,005

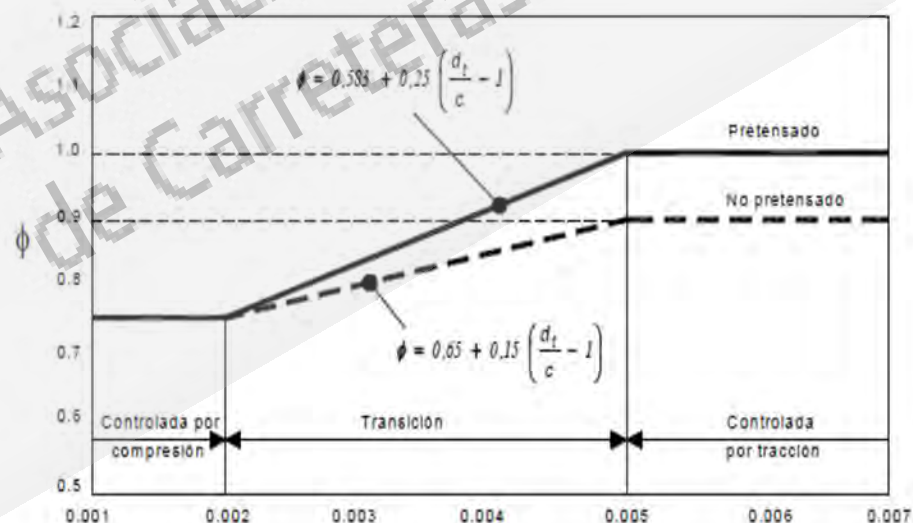
COINCIDENCIAS **PARCIALES** - FORMATO DE SEGURIDAD

CIRSOC 201 y 802

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u \leq \phi P_n \\ M_{ux} \leq \phi M_{nx} \\ M_{uy} \leq \phi M_{ny} \end{array} \right.$$



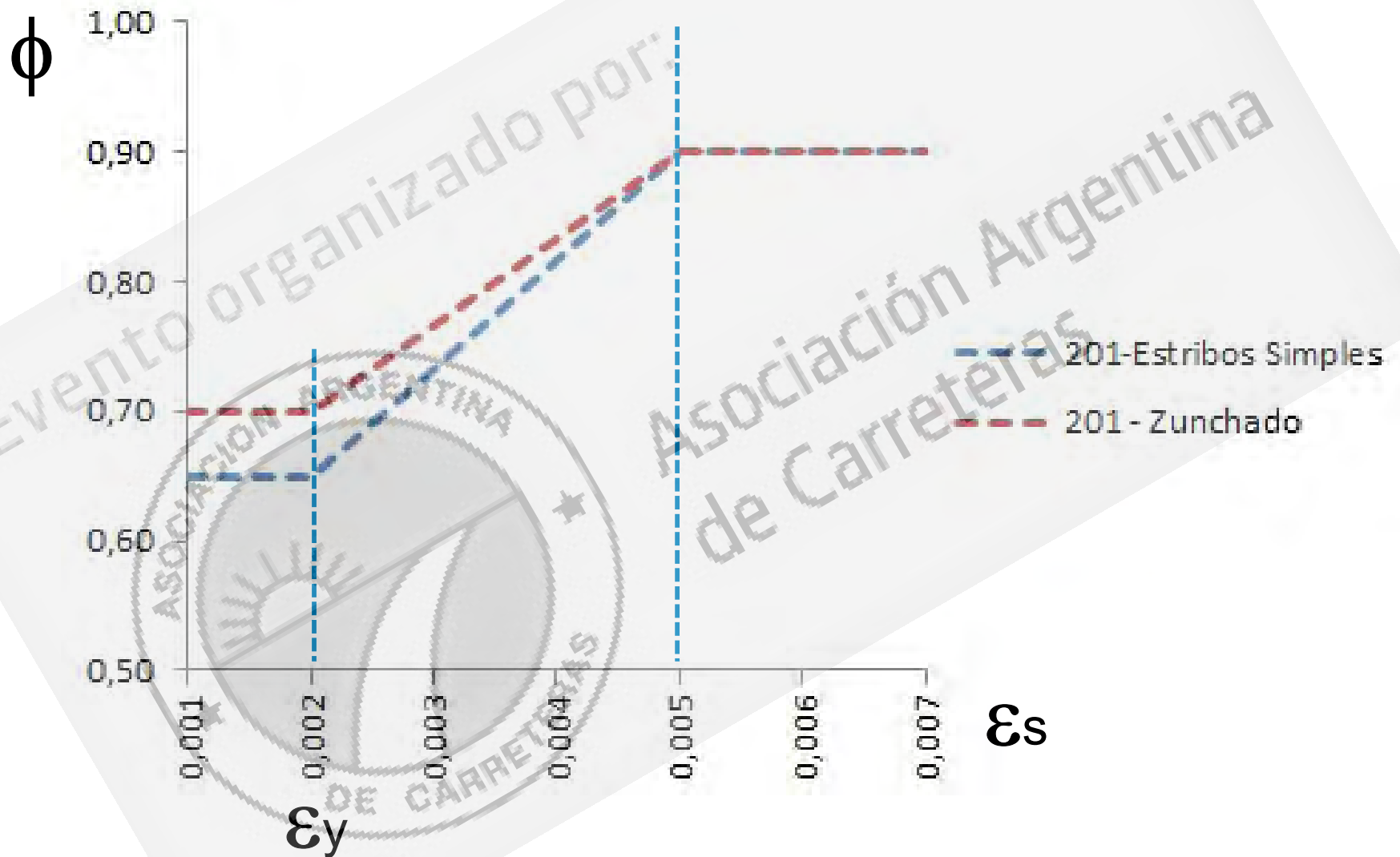
CIRSOC 201



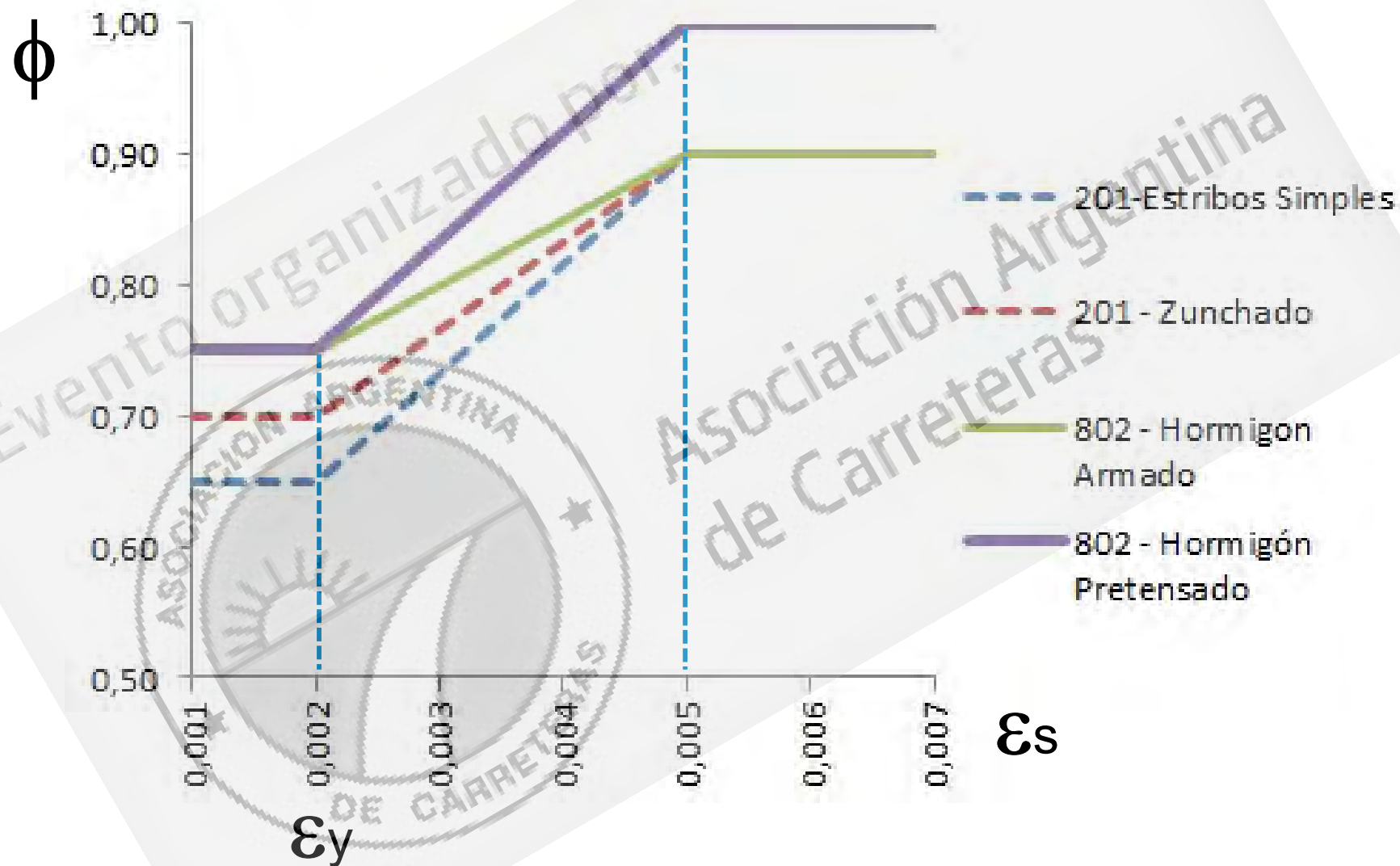
CIRSOC 802



COINCIDENCIAS **PARCIALES** CON EL CIRSOC 201-05 FORMATO DE SEGURIDAD

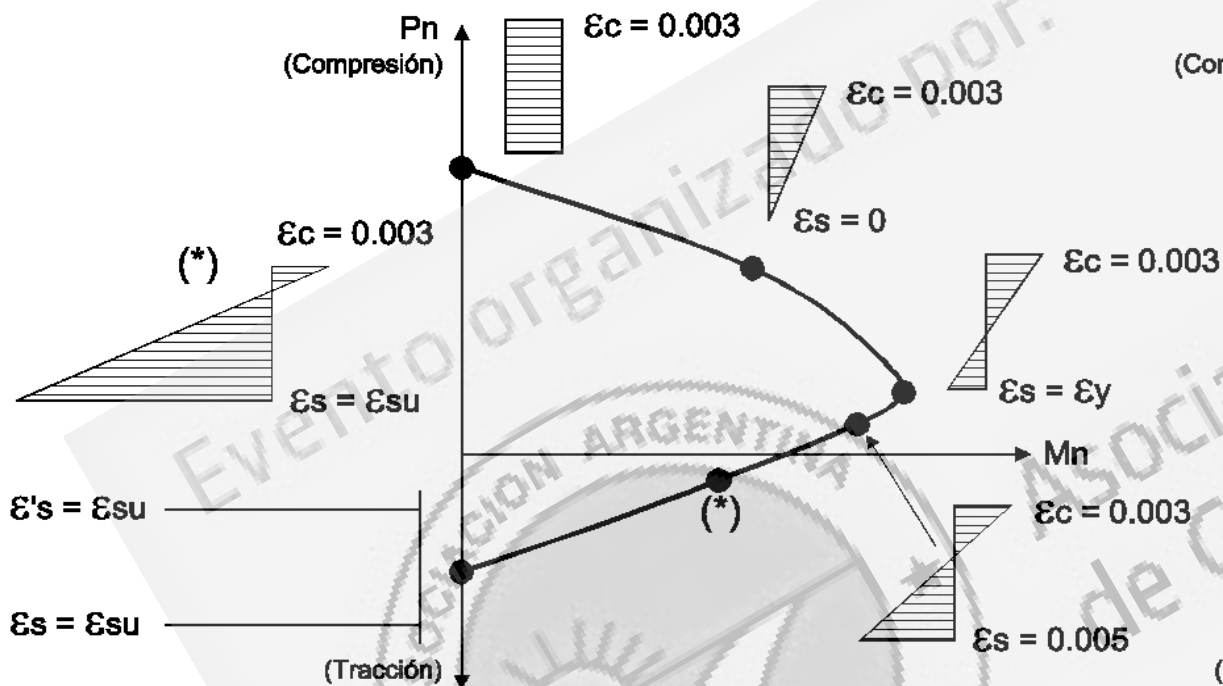


COINCIDENCIAS **PARCIALES** CON EL CIRSOC 201-05 FORMATO DE SEGURIDAD

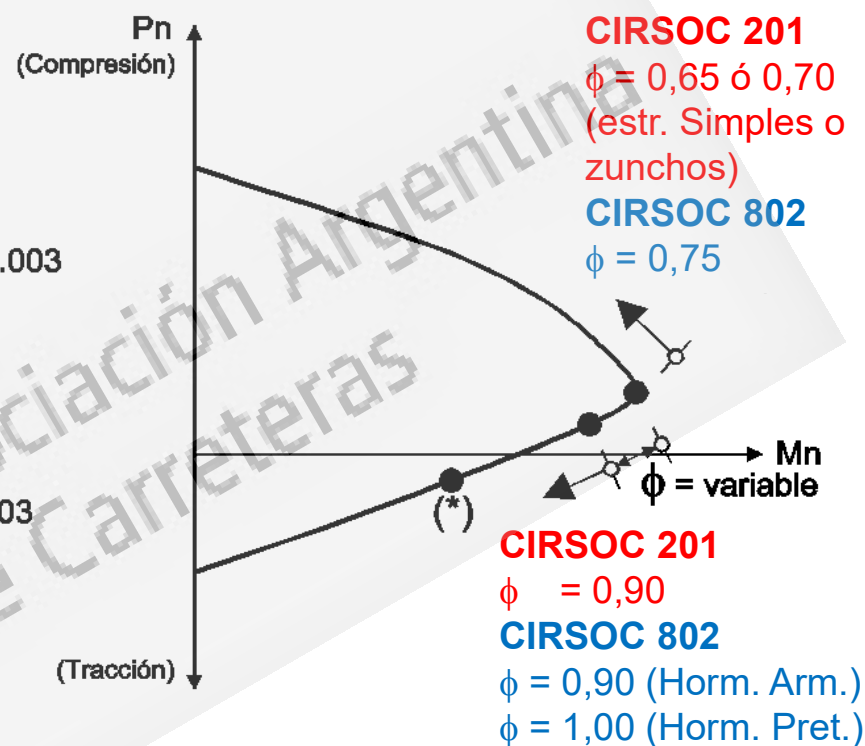


COINCIDENCIAS **PARCIALES** CON EL CIRSOC 201-05 FORMATO DE SEGURIDAD

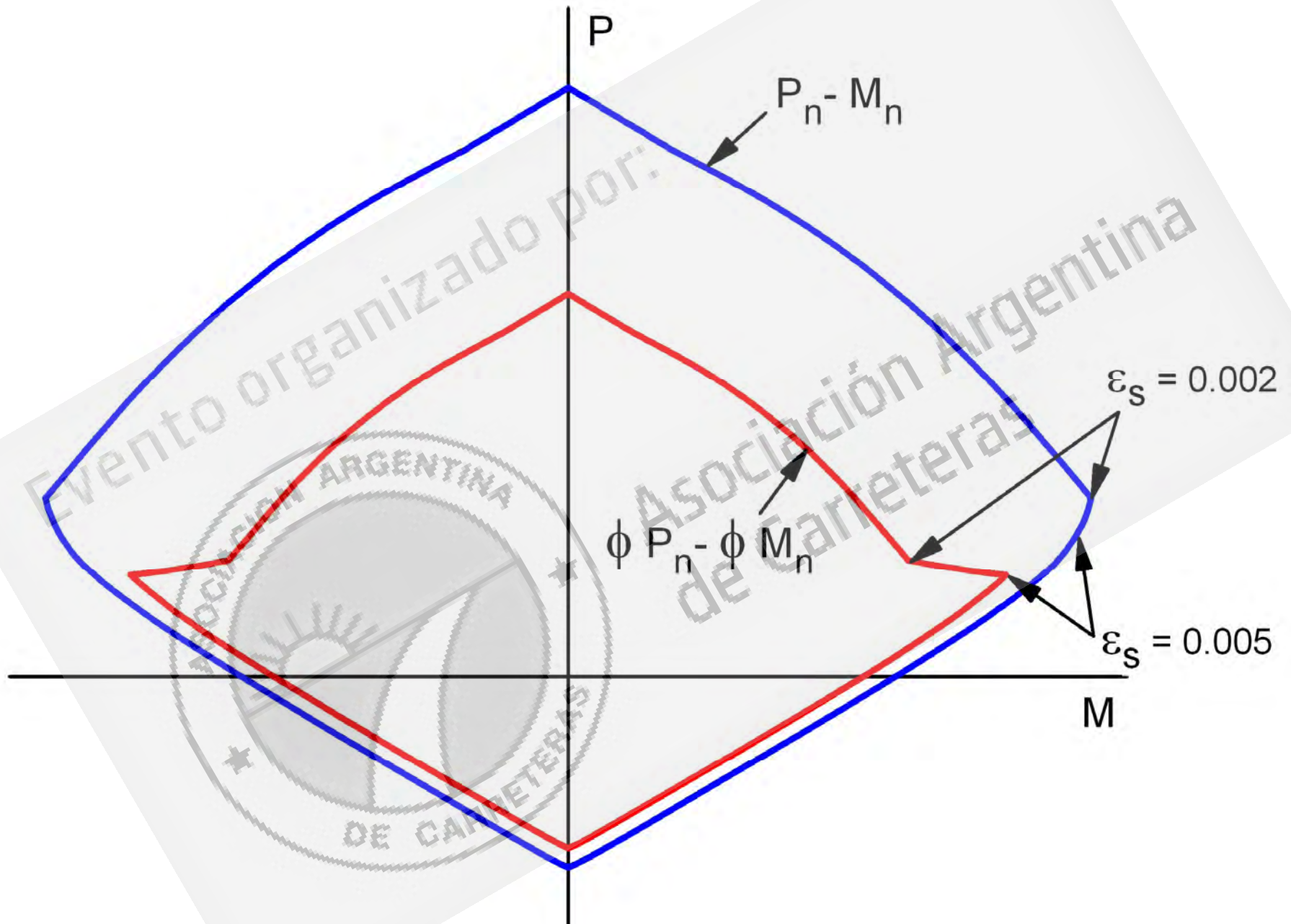
$$P_n = 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})$$



El diagrama de interacción en términos nominales coincide totalmente

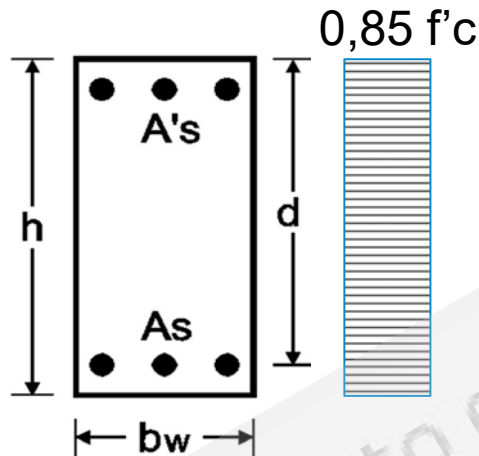


Los coeficientes de reducción de resistencia coinciden sólo parcialmente





COMPRESIÓN CENTRADA



CIRSOC 201-05

$$P_n = 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Para contemplar una excentricidad mínima se limita a:

$$P_{n,max} = 0,80 \times [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

CIRSOC 802

Armadura Activa

Tensión de tesado luego de pérdidas

$$P_n = 0,85 f'c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})$$

Módulo de Elasticidad Armadura Activa

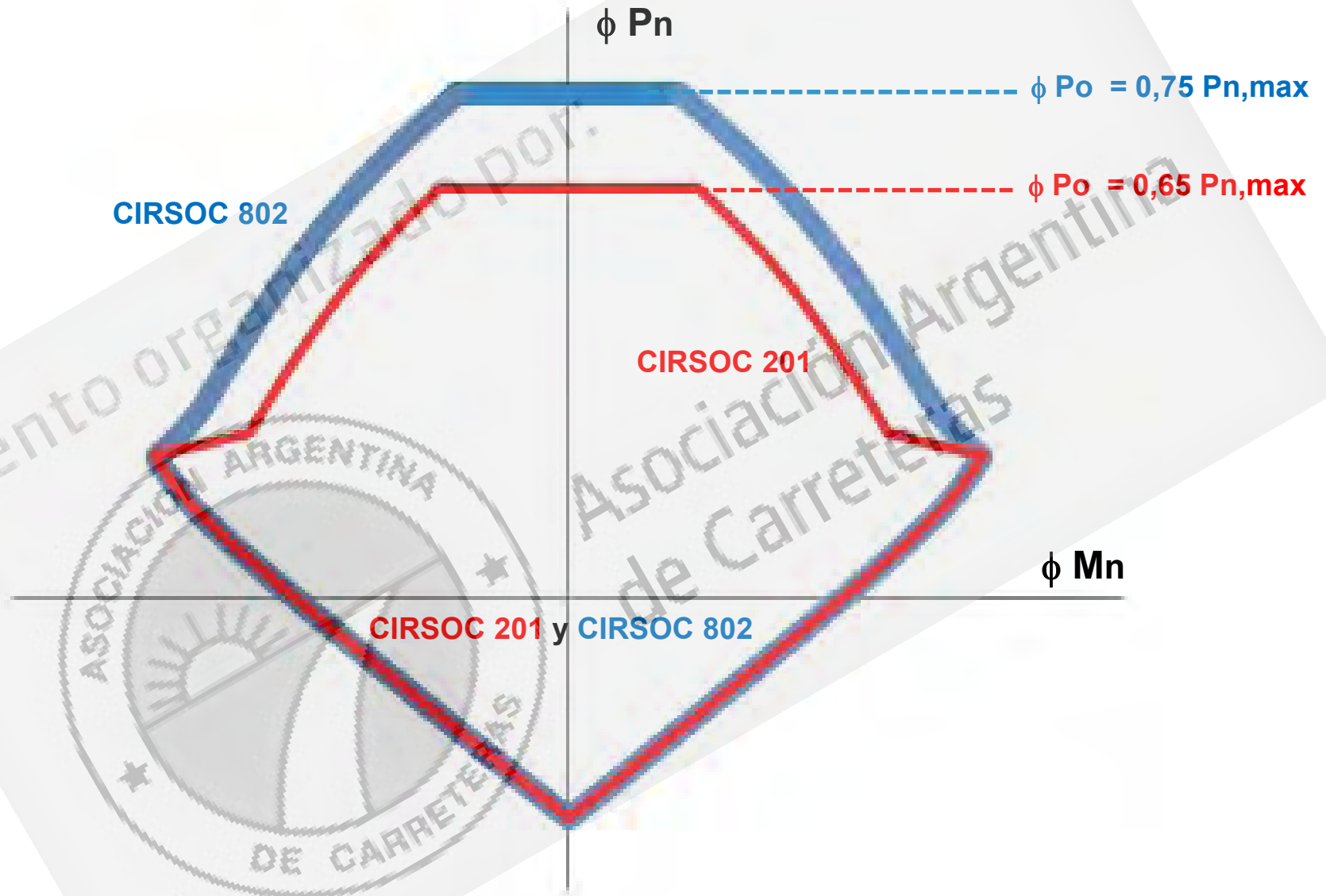
Def. Esp. Rotura Hormigón

Para contemplar una excentricidad mínima se limita a:

$$P_{n,max} = 0,80 \times [0,85 f'c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})]$$



FLEXIÓN COMPUESTA RECTA - CASO GENERAL



Será necesario rehacer los ábacos del CIRSOC 201-05 y deberá adaptarse el CIRSOC-FLEX

» COMPRESIÓN CENTRADA: CUANTÍAS MÍNIMA y MÁXIMA

CIRSOC 201

10.9.1. El área de armadura longitudinal, **A_{st}** , para **elementos comprimidos no compuestos**, debe ser:

$$A_{st} \begin{cases} \geq 0,01 A_g \\ \leq 0,08 A_g \end{cases}$$

CIRSOC 802

Cuantía Mínima

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0.135$$

Cuantía Máxima

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

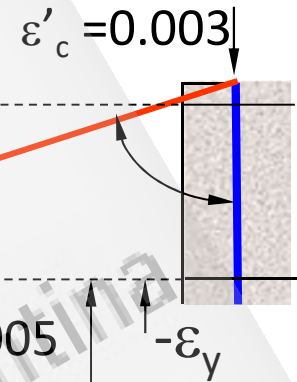
y

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0.30$$



FLEXIÓN SIMPLE

$\phi = 0.90$ (hormigón armado) ó 1.00 (hormigón pretensado)



$-0.005 \epsilon_y$

Var. 075

Secciones Controladas por Tracción

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde

M_u = resistencia requerida calculada para cargas mayoradas

M_n = resistencia nominal ("real") de la sección

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

Secciones de

Transición

Secc. Contr. por

Compresión

» FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÍNIMA - HORMIGÓN **NO PRETENSADO**

CIRSOC 201

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$$

Siempre que

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

Si en cada sección, el área **As** de la **armadura de tracción** adoptada **excede al menos en un tercio (1/3)** a la armadura determinada por cálculo, **no es necesario** aplicar los requisitos exigidos en los artículos 10.5.1. y 10.5.2.

CIRSOC 802

La resistencia a flexión minorada debe ser mayor o igual que el menor valor entre:

- **1,33 veces el momento mayorado** requerido por las combinaciones de cargas para los estados límite de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1
- El momento de fisuración definido como se verá enseguida



» FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÍNIMA - HORMIGÓN **PRETENSADO**

CIRSOC 201

18.8.2. La **cantidad total de armadura tesa y no tesa** debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada igual, como mínimo, a **1,2 veces** la **carga de fisuración** determinada en base al módulo de rotura, **f_r** , indicado en el artículo 9.5.2.3.

Se puede en elementos solicitados a flexión en los cuales los valores de sus resistencias al corte y a flexión sean, como mínimo, **el doble** de los valores establecidos en el artículo 9.2.

CIRSOC 802

La resistencia a flexión minorada debe ser mayor o igual que el menor valor entre:

- **1,33 veces el momento mayorado** requerido por las combinaciones de cargas para los estados límite de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1
- El momento de fisuración definido como:

» FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÍNIMA - CIRSOC 802: MOMENTO DE FISURACIÓN

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[\left(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right) \gamma_1 1000 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

- f_r = módulo de rotura del hormigón
- f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [MPa]
- M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta [kN·m]
- S_c = módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [m³]
- S_{nc} = módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [m³]

- γ_1 = factor por variación de la fisuración por flexión
 = **1,2** para estructuras de dovelas prefabricadas
 = **1,6** para todas las demás estructuras de hormigón
- γ_2 = factor por variación del pretensado
 = **1,1** para cables adheridos
 = **1,0** para cables no adheridos
- γ_3 = relación entre la tensión de fluencia mínima especificada y la tensión última a tracción de la armadura
 = **0,84** para armadura ADN 420
 = **0,84** para armadura ADN 420 S
 = **1,00** para estructuras de hormigón pretensado



FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÁXIMA

CIRSOC 201

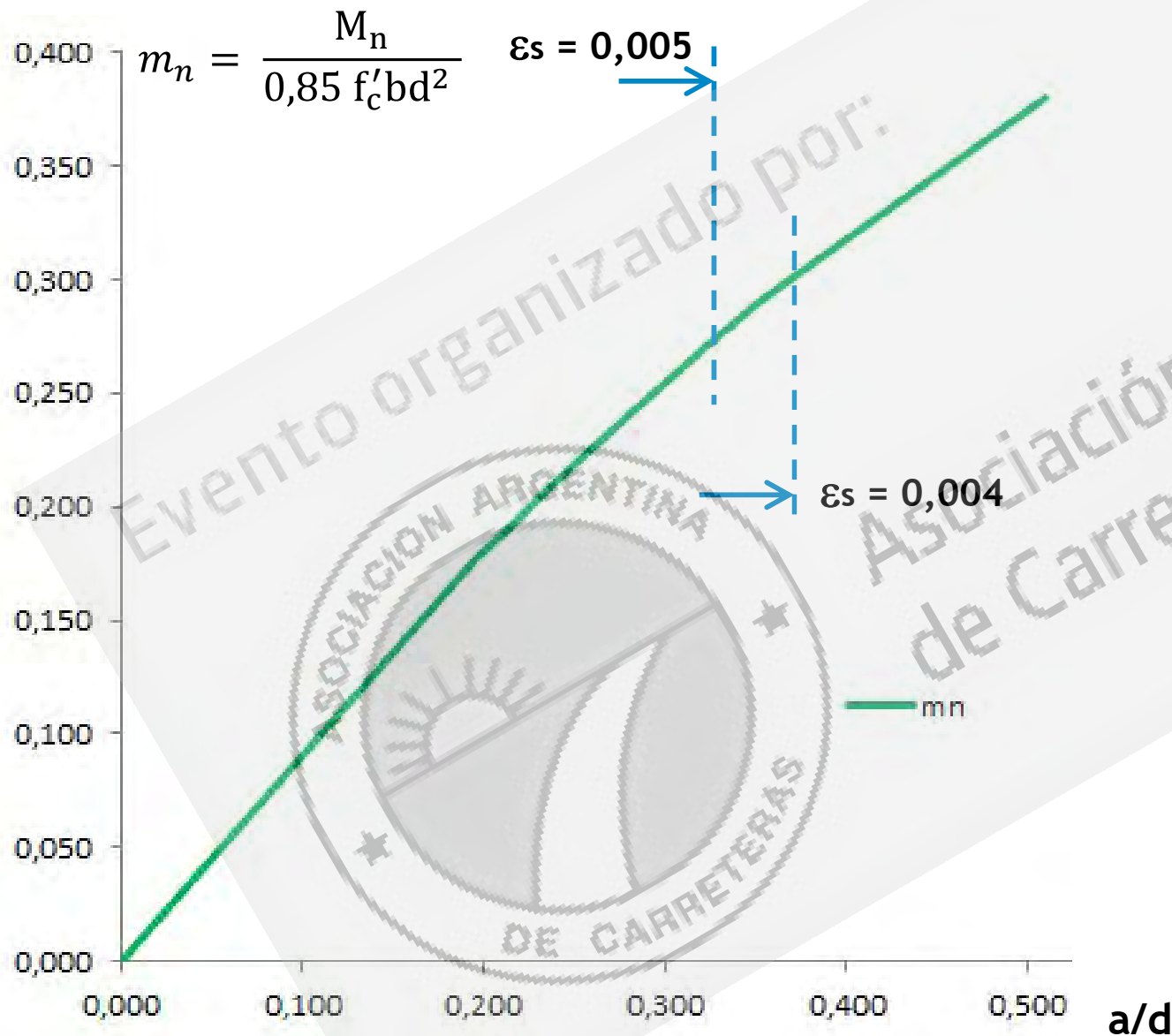
Para axiales menores que $0,10 f'_c$
Ag la deformación en el acero
traccionado debe ser mayor que
0,004

CIRSOC 802

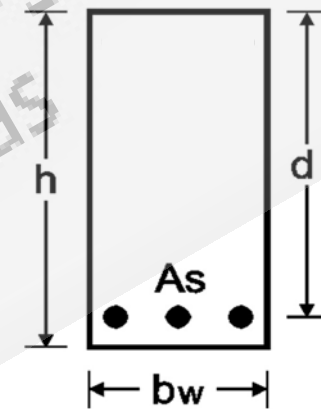
No se especifica nada al respecto.
En ediciones recientes de AASHTO,
en los comentarios, se dice que,
**mediante el coeficiente de
reducción de resistencia
decreciente se compensa la falta
de ductilidad con sobre-
resistencia.** También se dice que
se gana resistencia y ductilidad
disponiendo armadura de
compresión



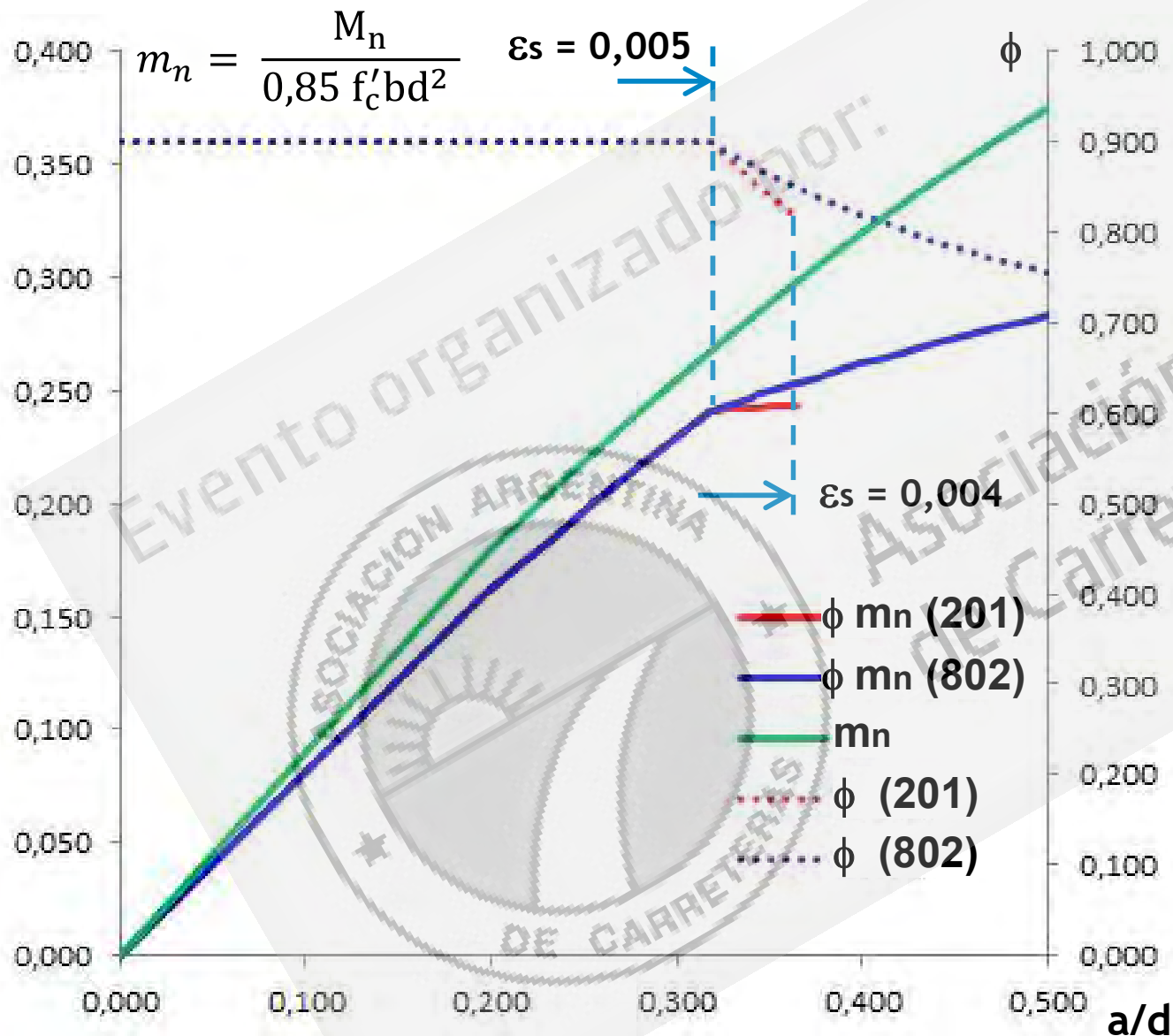
» FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÁXIMA «ECONÓMICA»



A mayor cantidad de armadura «As» mayor profundidad de eje neutro «a» y mayor momento nominal «Mn»



» FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍA MÁXIMA «ECONÓMICA»



Para deformaciones del acero menores que 0,005 disminuye el aprovechamiento de la armadura por la disminución de « ϕ »

El efecto se siente mucho más en el 201 que en el 802

La deformación límite inferior del 201 (0,004) no tiene efectos prácticos sobre la cuantía máxima

La cuantía máxima es «automática» por razones «económicas»

» FLEXIÓN SIMPLE: TENSIONES «EN ROTURA» EN EL ACERO DE PRETENSADO

Para elementos con cables adherentes:

CIRSOC 201

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$

$$\omega' = \rho' f_y / f'_c$$

$$\gamma_p = 0,55 \text{ para } f_{py} / f_{pu} \geq 0,80$$

$$= 0,40 \text{ para } f_{py} / f_{pu} \geq 0,85$$

$$= 0,28 \text{ para } f_{py} / f_{pu} \geq 0,90$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$$

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \geq 0,17$$

$$d' \leq 0,15 d_p$$

CIRSOC 802

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \leq f_{py}$$

con

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado [MPa]

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado [MPa]

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado [m]

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida [m]

» FLEXIÓN SIMPLE: TENSIONES «EN ROTURA» EN EL ACERO DE PRETENSADO

Para elementos con cables NO adherentes:

CIRSOC 201

$luz/altura \leq 35$:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p}$$

pero con

$$f_{ps} \leq f_{py}$$

y

$$f_{ps} \leq f_{se} + 420$$

$luz/altura > 35$:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300 \rho_p}$$

pero con

$$f_{ps} \leq f_{py}$$

y

$$f_{ps} \leq f_{se} + 210$$

ρ_p cuantía de la armadura tesa; relación entre A_{ps} y $b d_f$

CIRSOC 802

$$f_{ps} = f_{pe} + 6205 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py}$$

con

$$\ell_e = \frac{2 \ell_i}{2 + N_s}$$

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro suponiendo que el cable de pretensado ha entrado en fluencia

ℓ_e = longitud efectiva del cable [m]

ℓ_i = longitud del cable entre anclajes [m]

N_s = número de articulaciones de apoyo que cruza el cable entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado [MPa]

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas [MPa]



FLEXIÓN COMPUESTA OBLICUA

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$M_{ux} \leq \phi M_{nx}$$

$$M_{uy} \leq \phi M_{ny}$$

Donde

P_u = sollicitación axial calculada para cargas mayoradas

P_n = resistencia axial nominal ("real") de la sección

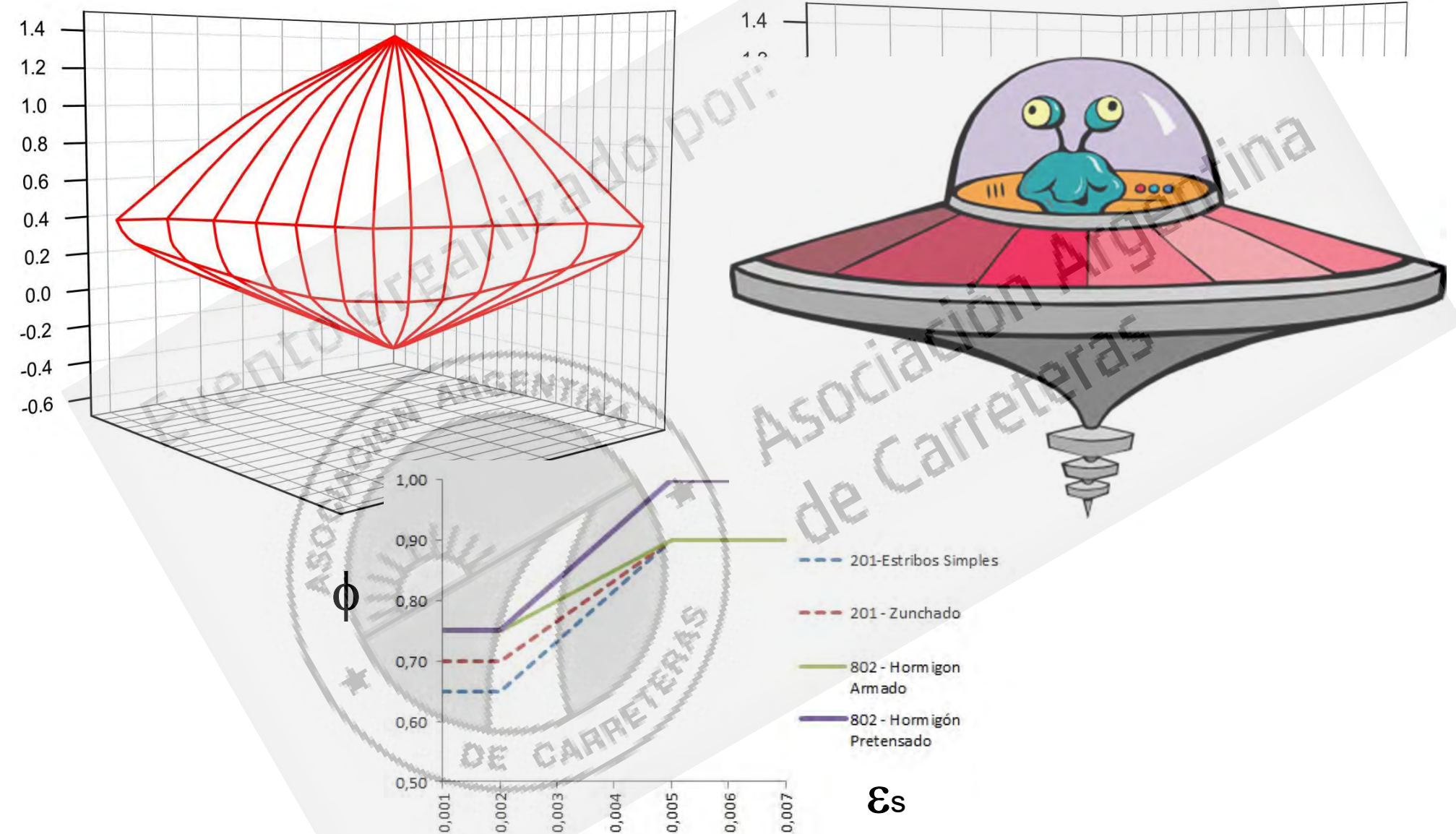
M_u = sollicitación flexional calculada para cargas mayoradas

M_n = resistencia flexional nominal ("real") de la sección

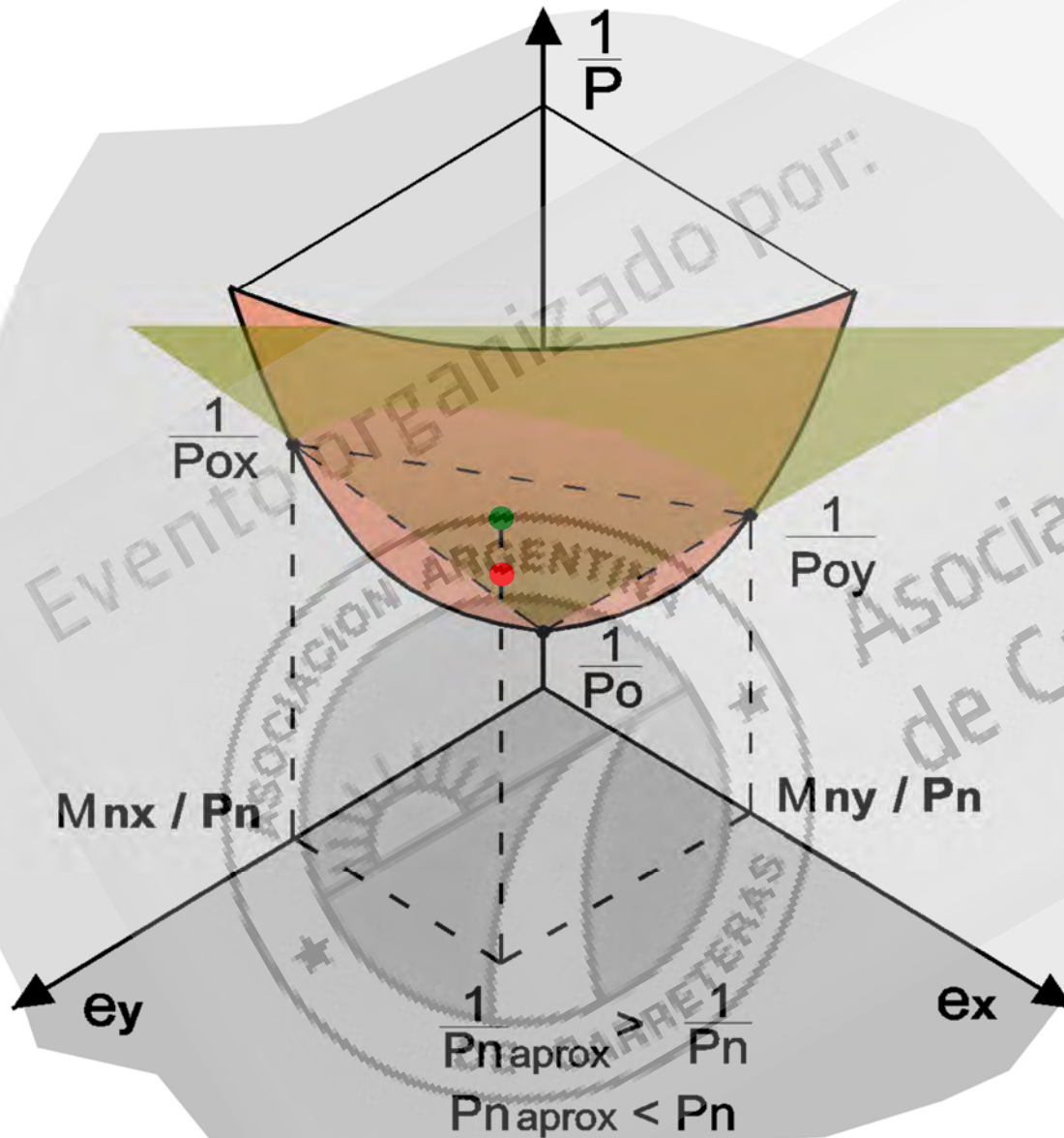
ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura
(función de la deformación de la armadura más traccionada)



FLEXIÓN COMPUESTA OBLICUA



AMBOS CIRSOC PARA FLEXIÓN COMPUESTA OBLICUA



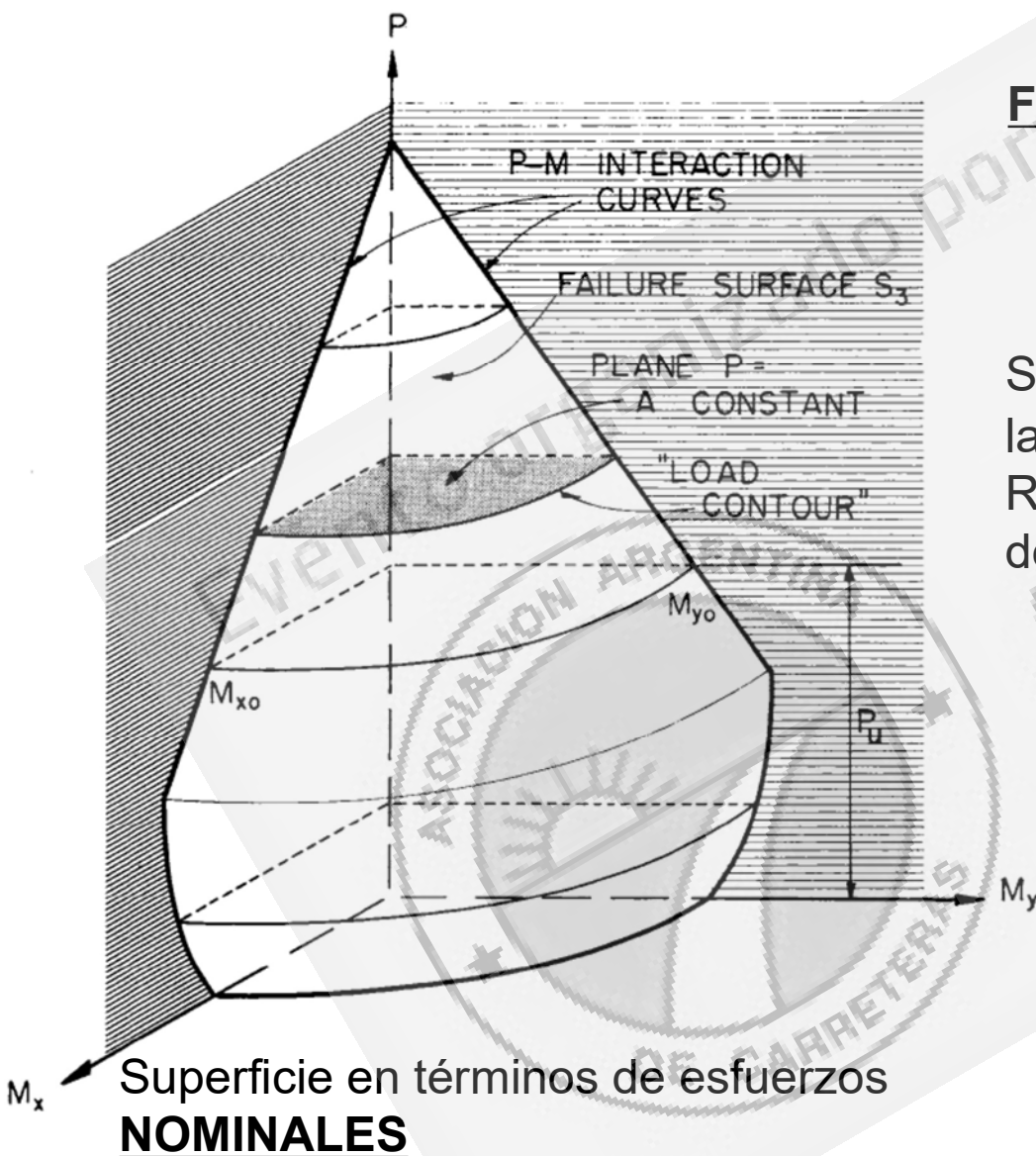
$$P_u \geq 0,10 f'c A_g$$

Método de las Inversas

$$\phi P_n \approx \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}}$$



DIFERENCIAS ENTRE 201 Y 802 PARA BAJAS COMPRESIONES



FORMULACIÓN GENERAL

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^{\beta} = 1$$

Si se conocen α y β y se determinan las resistencias a Flexión Compuesta Recta según los ejes principales, puede decirse si una sección es segura o no

FORMULACIÓN SIMPLIFICADA

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^{\alpha} = 1$$

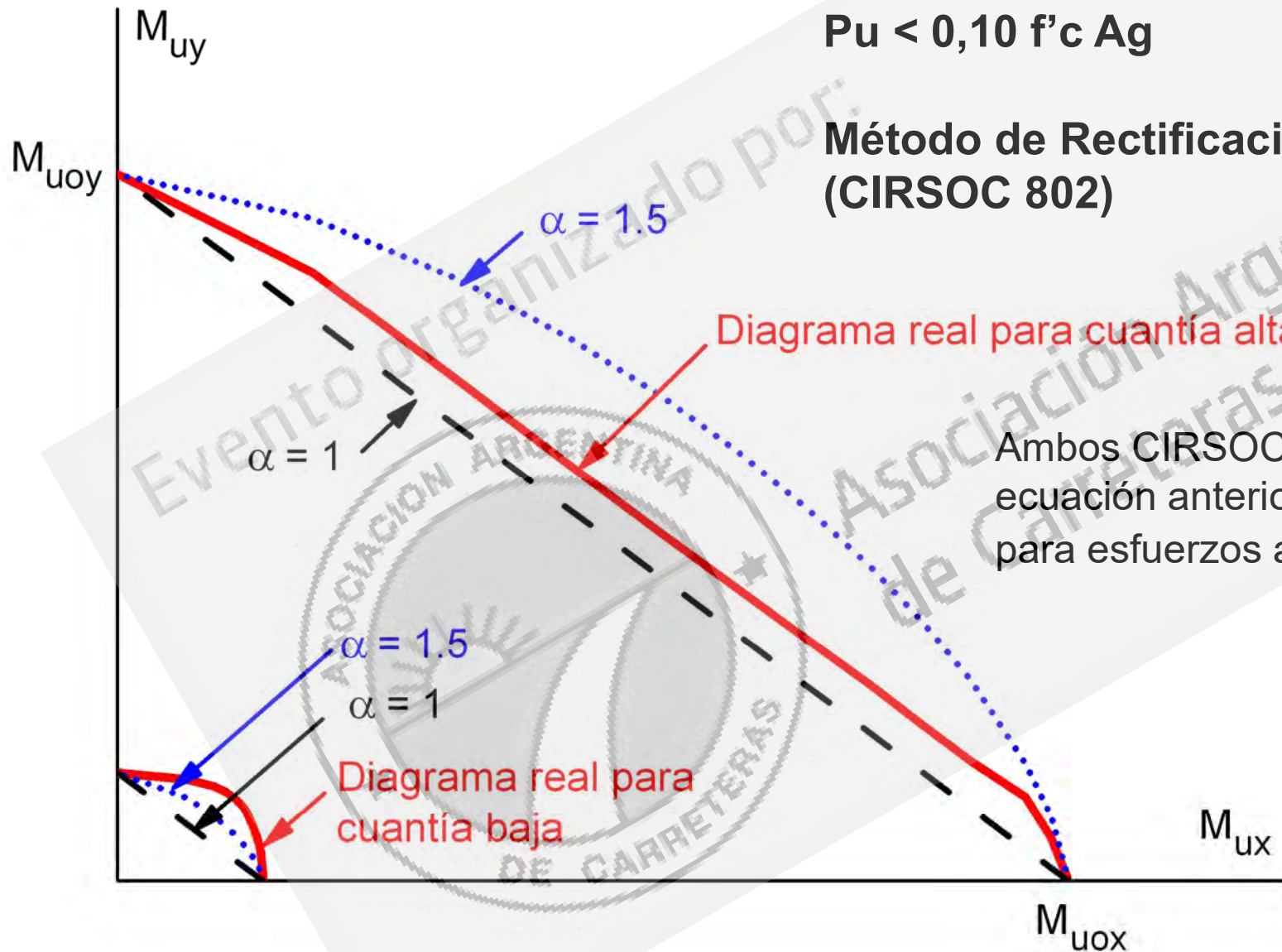
Para secciones rectangulares α varía entre 1.15 y 1.55 con un valor “razonable” de 1.50 para secciones rectangulares con armadura uniforme



DIFERENCIAS ENTRE 201 Y 802 PARA BAJAS COMPRESIONES

$$P_u < 0,10 f'c A_g$$

Método de Rectificación (CIRSOC 802)



Ambos CIRSOC suponen que la ecuación anterior es válida también para esfuerzos afectados por ϕ



EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN PARALELOS Y DIFERENCIAS ENTRE CIRSOC 201 y 802



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

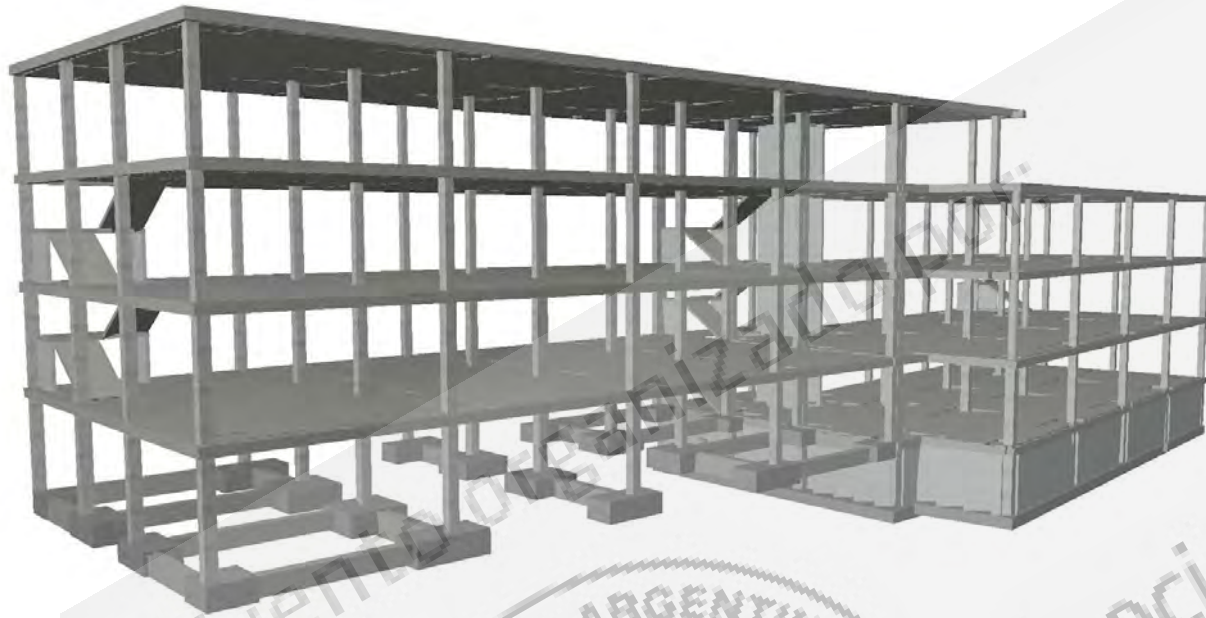


Sistema Indesplazable ?

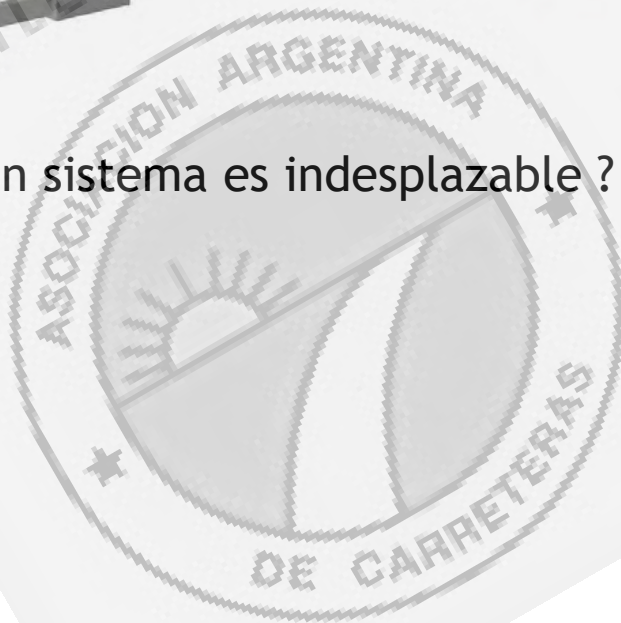
Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras



Cuándo un sistema es indesplazable ?



Asociación Argentina
de Carreteras



zhulong.com



EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Cuándo un sistema es indesplazable ?

CIRSOC 201

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \leq 0,05$$

$\sum P_u$ Carga vertical total mayorada

V_{us} Esfuerzo de corte horizontal en el piso considerado

Δ_o Desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a V_{us}

ℓ_c Longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico

CIRSOC 802

Cuando las cargas laterales o gravitatorias mayoradas provocan un desplazamiento lateral, Δ , menor que $\ell_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden



EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En sistemas **indesplazables** los efectos de segundo orden se pueden despreciar cuando:

CIRSOC 201

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\text{con } 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

CIRSOC 802

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

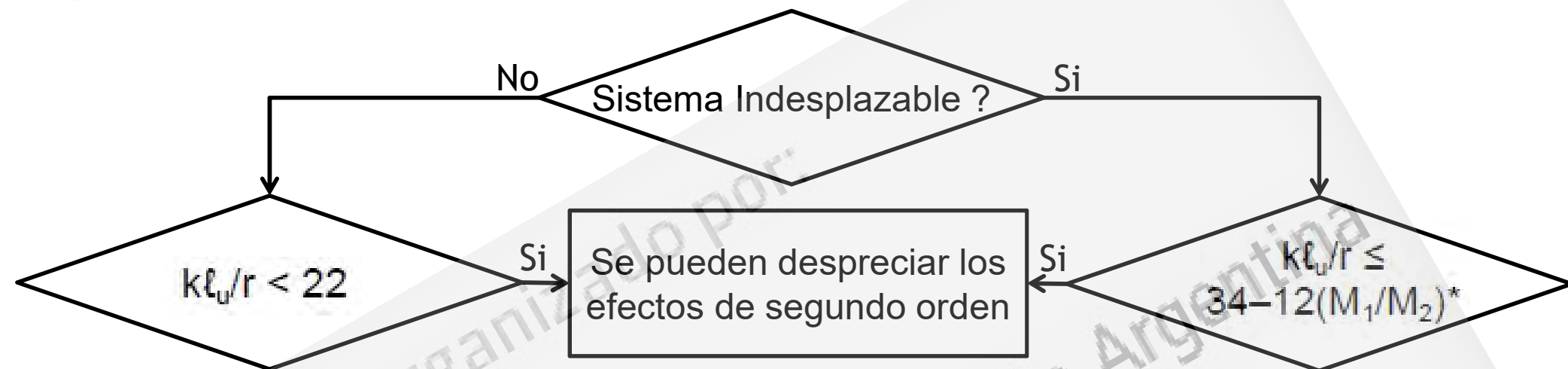
No se establece un límite a la expresión anterior

donde el término M_1 / M_2 es **positivo** si el elemento se deforma con **curvatura simple** (momentos extremos de igual signo) y **negativo** si el elemento se deforma con **curvatura doble** (momentos extremos de distinto signo).

Los momentos M_1 y M_2 son de primer orden.

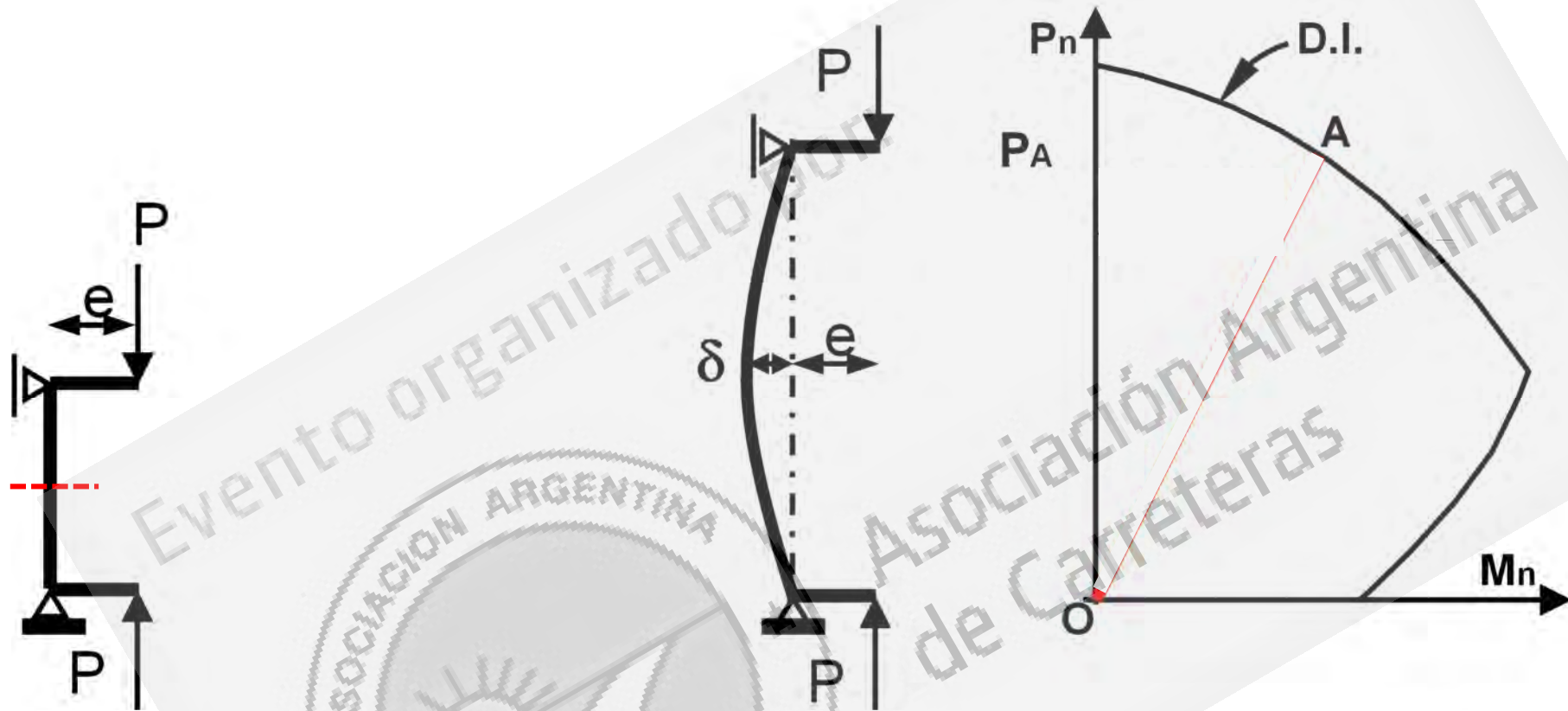
En sistemas **desplazables** los efectos de segundo orden se pueden despreciar cuando:

CIRSOC 201 y 802: $k \ell_u / r < 22$

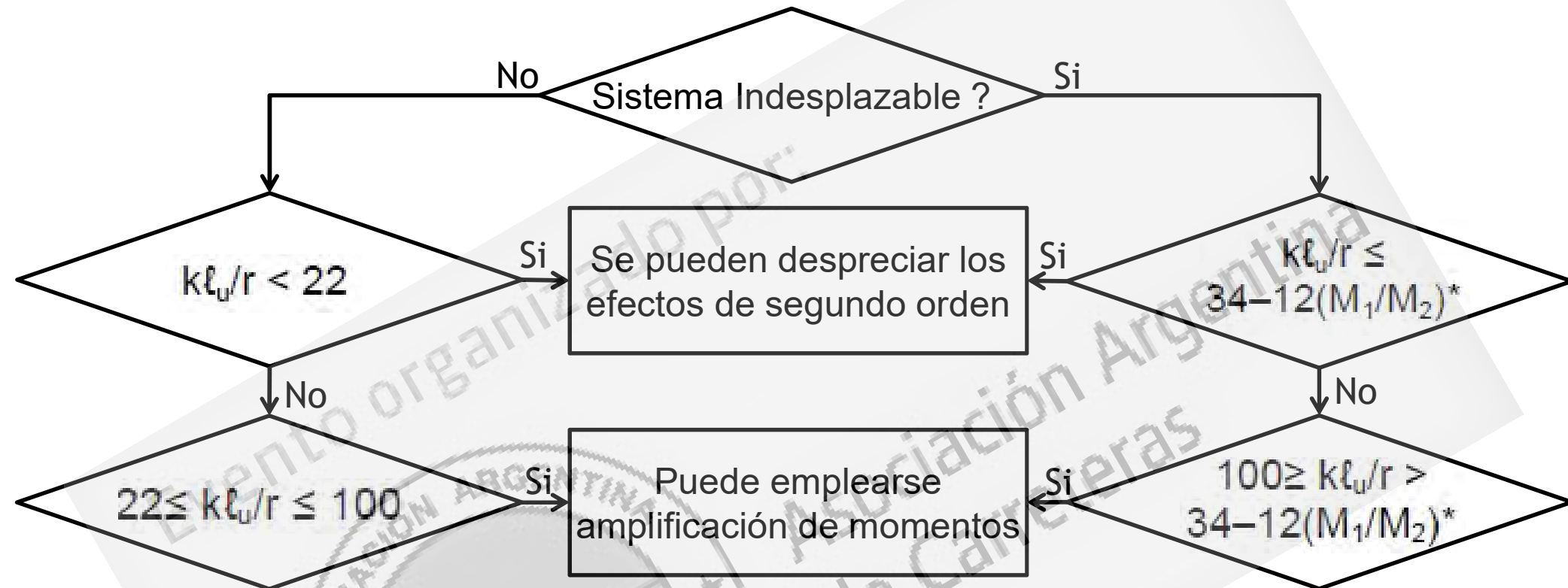


* $34 - 12(M_1/M_2) \leq 40$ (sólo CIRSOC 201)

** Permitido para cualquier relación de esbeltez



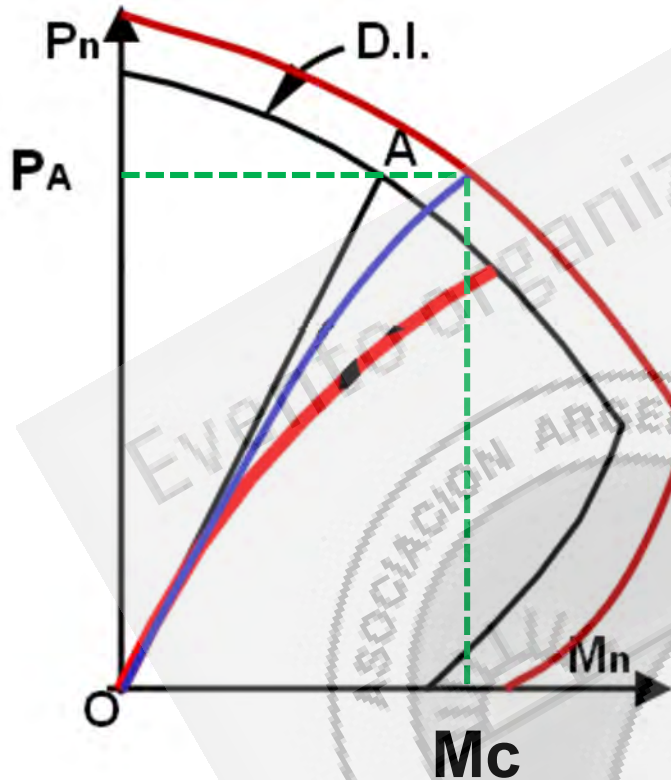
Curva OA: Línea “casi” recta. La curvatura resulta imperceptible. Columna es “corta”. Pueden despreciarse los efectos de segundo orden. Rotura de sección. La sección puede dimensionarse para el momento de primer orden: $M_e = P \times e$



* $34 - 12(M_1/M_2) \leq 40$ (sólo CIRSOC 201)

** Permitido para cualquier relación de esbeltez

Qué sabemos y qué necesitamos saber ?



- Sabemos que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados porque disminuyen la capacidad axial de la columna (curva roja)
- Necesitamos cuantificar el momento « M_c » que combinado con « P_A » permitan dimensionar la armadura necesaria para resistir « P_A » considerando los efectos de segundo orden (diagrama de interacción externo)



EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

CIRSOC 201 y 802: Ambos reglamentos adoptan el método de amplificación de momentos, es decir

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s}$$

donde

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum \bar{P}_u}{\phi_K \sum P_e}}$$

El cálculo de los coeficientes es igual para ambos reglamentos.

Siendo:

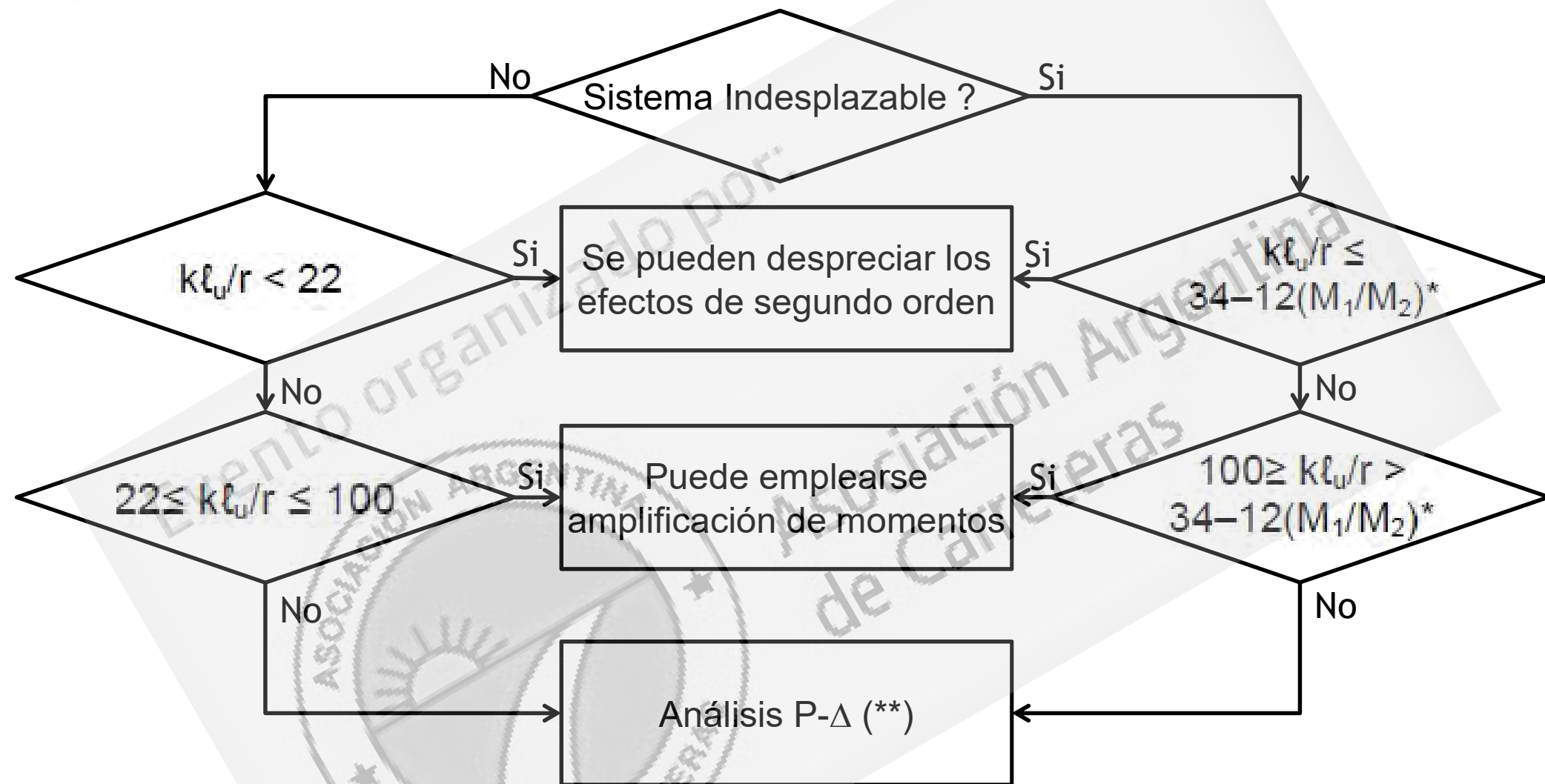
M_{2b} = momento en un elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas, que no provoca desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo [kN·m]

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ, mayor que **ℓ_u/1500**, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo [kN·m]

P_u = carga axial mayorada [kN]

φK = factor de reducción de rigidez; **0,75** para elementos de hormigón y **1,0** para elementos de acero y aluminio

P_e = carga de pandeo de Euler [kN]



* $34 - 12(M_1/M_2) \leq 40$ (sólo CIRSOC 201)

** Permitido para cualquier relación de esbeltez





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

CORTE y TORSION

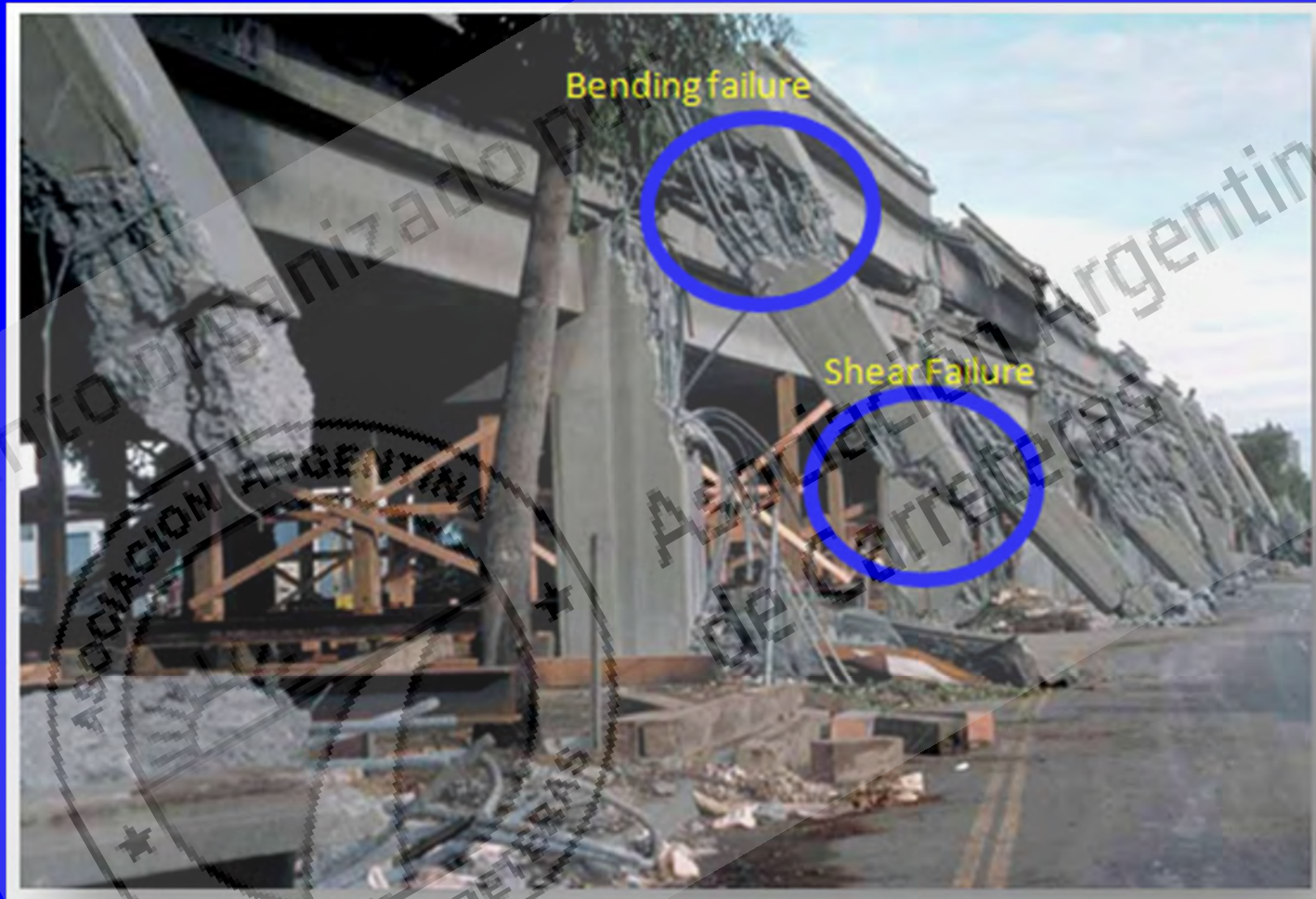
Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

CORTE Y TORSION

Raúl D. Bertero



Universidad de Buenos Aires

CORTE Y TORSION

INTRODUCCION A LA TEORIA DEL CAMPO DE COMPRESION MODIFICADA

DISEÑO AL CORTE

DISEÑO A LA TORSION



CORTE Y TORSION

INTRODUCCION A LA TEORIA DEL CAMPO DE COMPRESION MODIFICADA

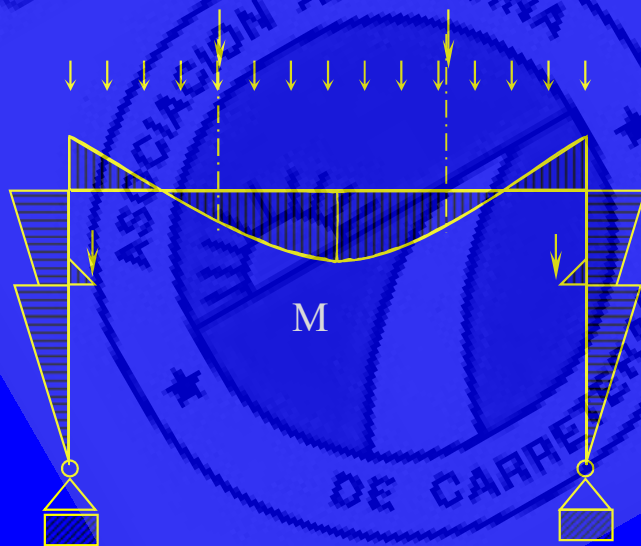


Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

Análisis Estructural

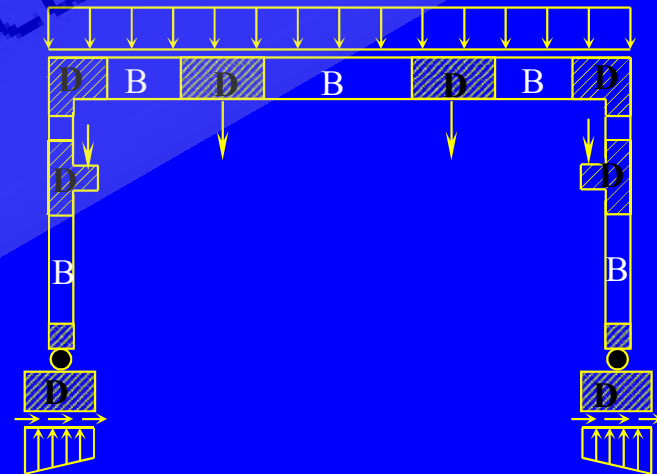
REGIONES – B

- T. De Vigas
- Hipótesis de Bernoulli-Navier
- Problema unidimensional $\begin{cases} M \\ V \\ N \end{cases}$

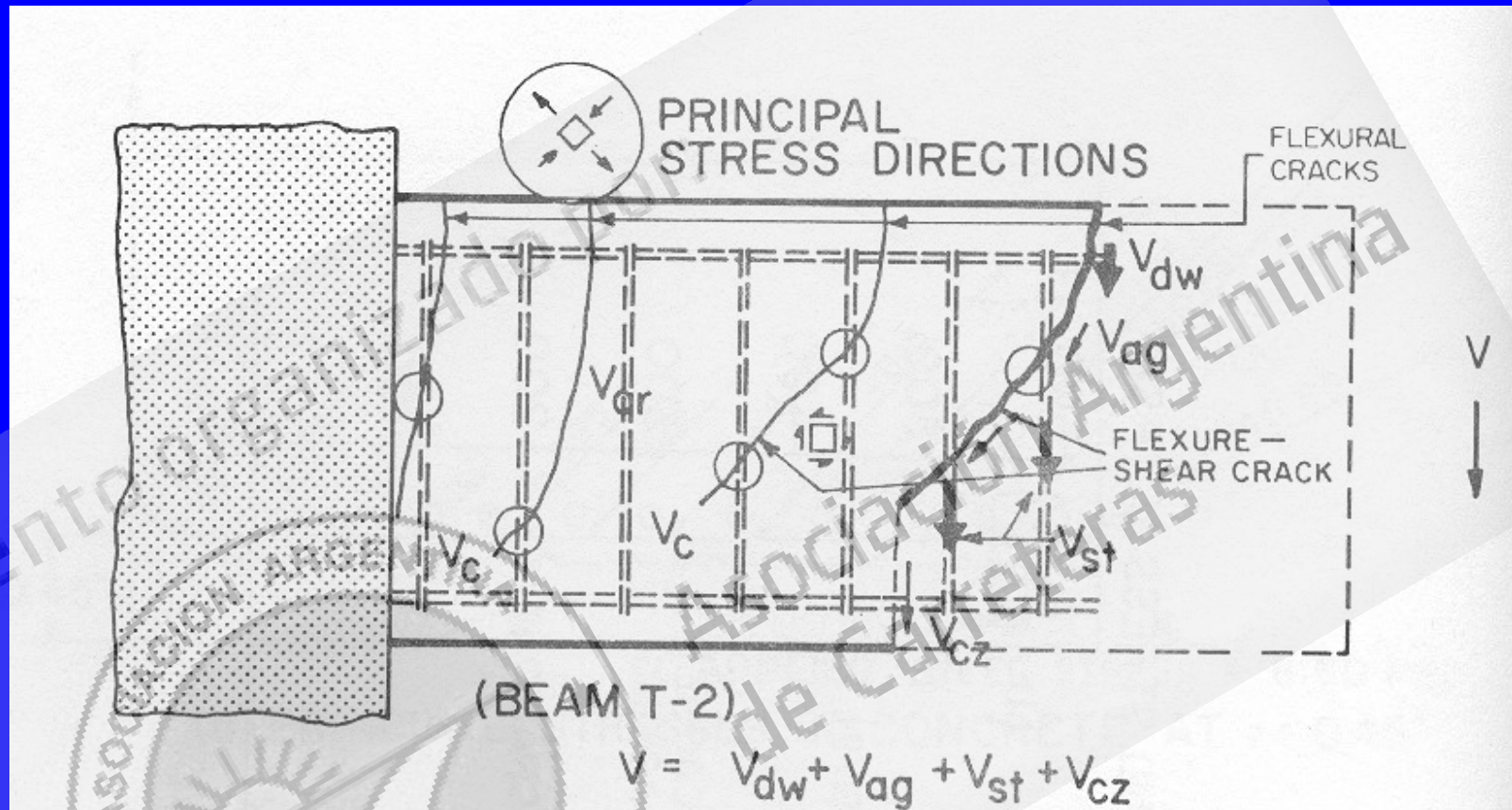


REGIONES – D

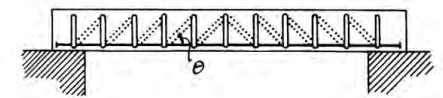
- Discontinuidades geométricas, cargas
- Problema 2-D $\begin{cases} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{cases}$
- Viga de Gran Altura, Ménsula corta



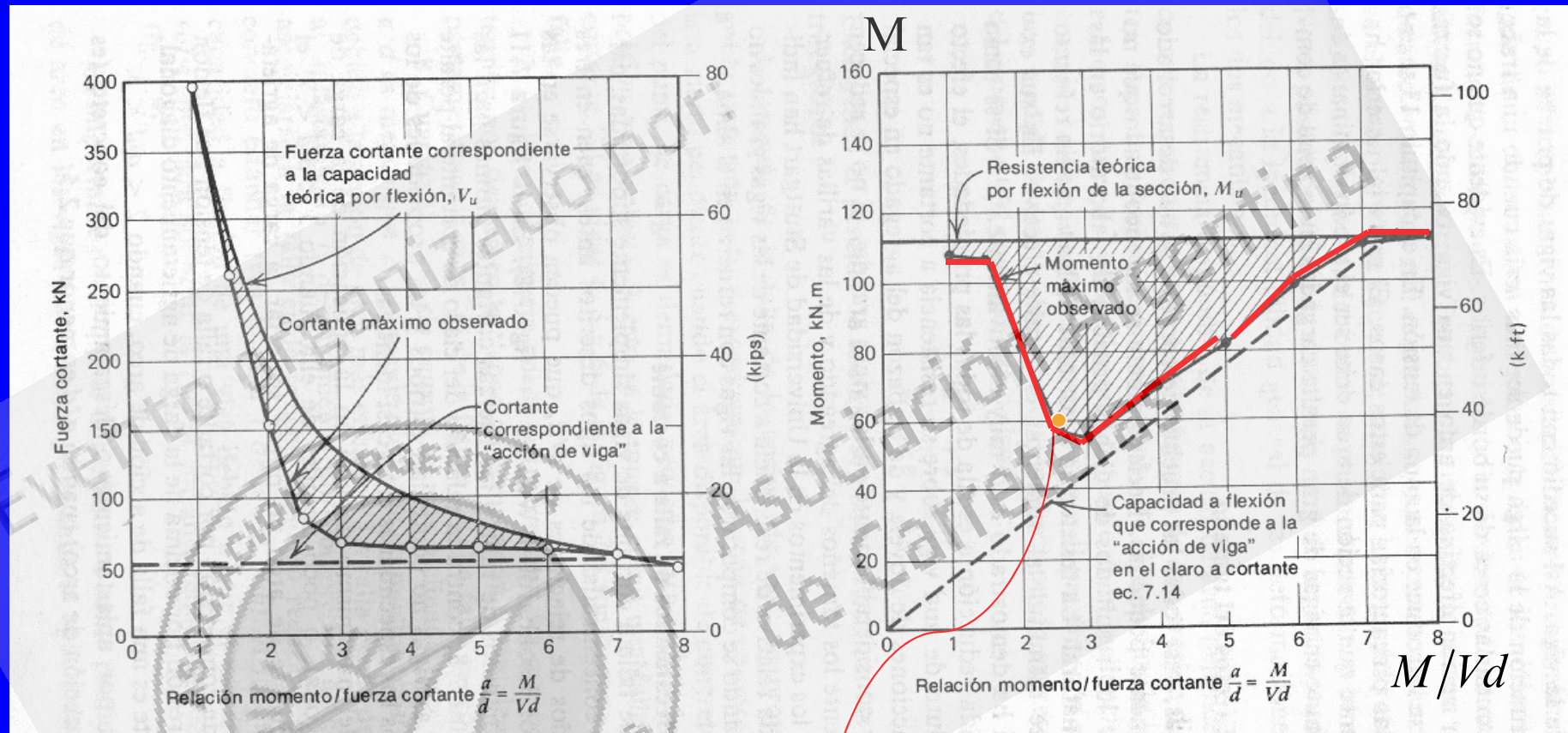
¿Por qué diseño al corte en Hormigón Armado?



El hormigón se fisura a tensiones relativamente bajas y la estructura se transforma en una estructura discontinua.



¿Por qué diseño al corte en Hormigón Armado?



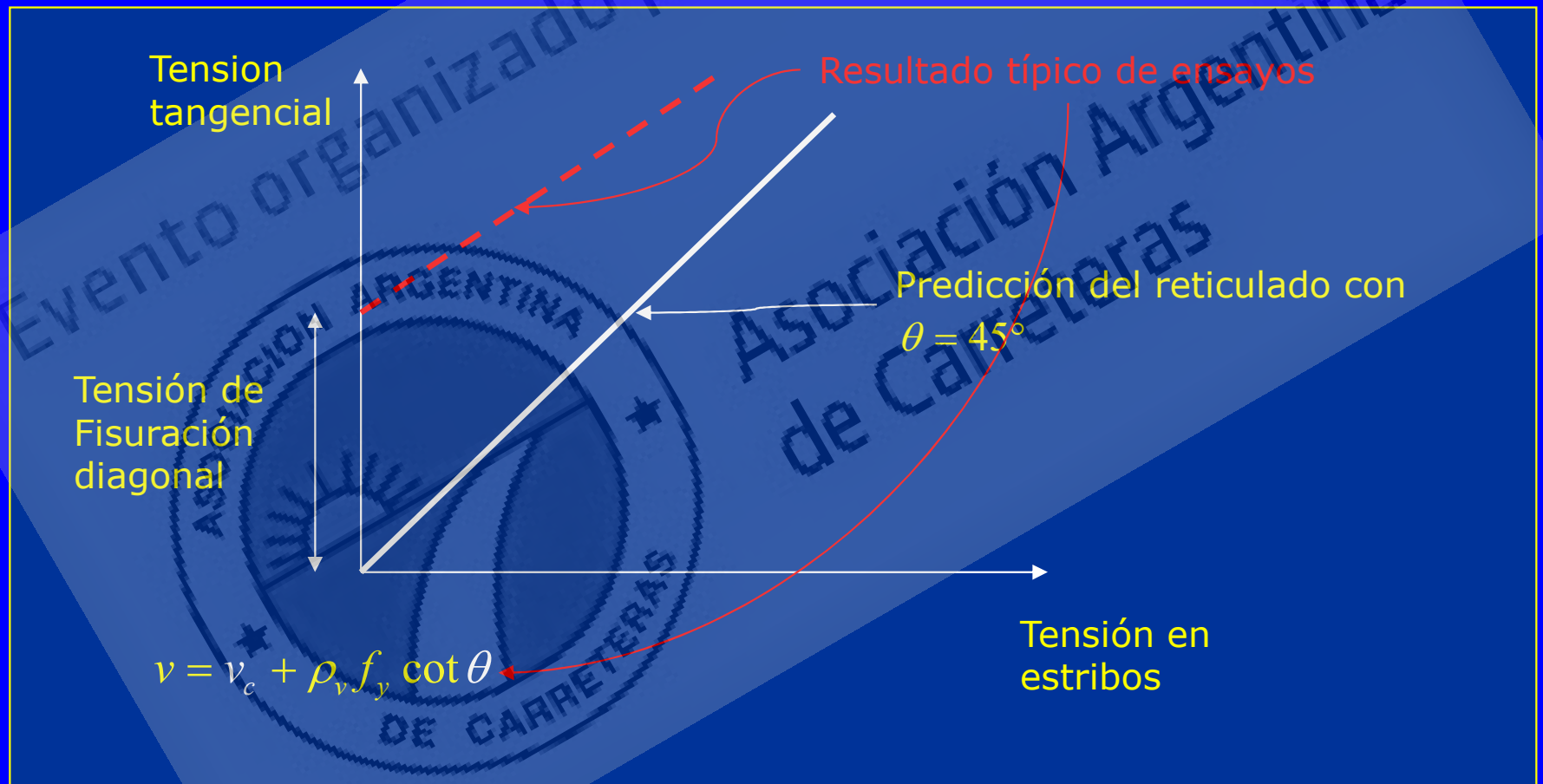
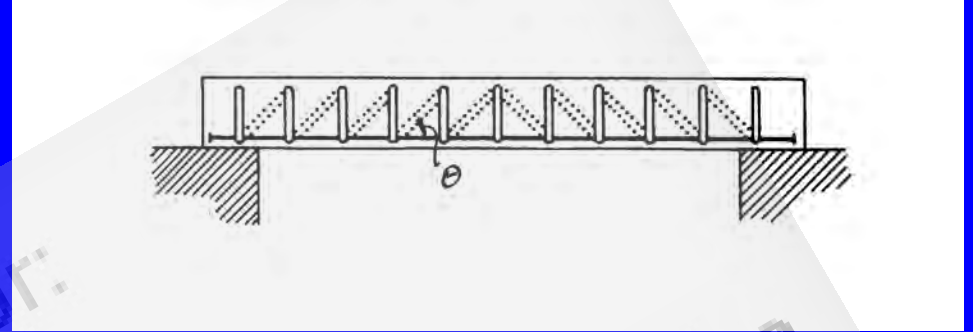
La estructura falla por corte sin alcanzar la resistencia a la flexión.

Modelo del reticulado

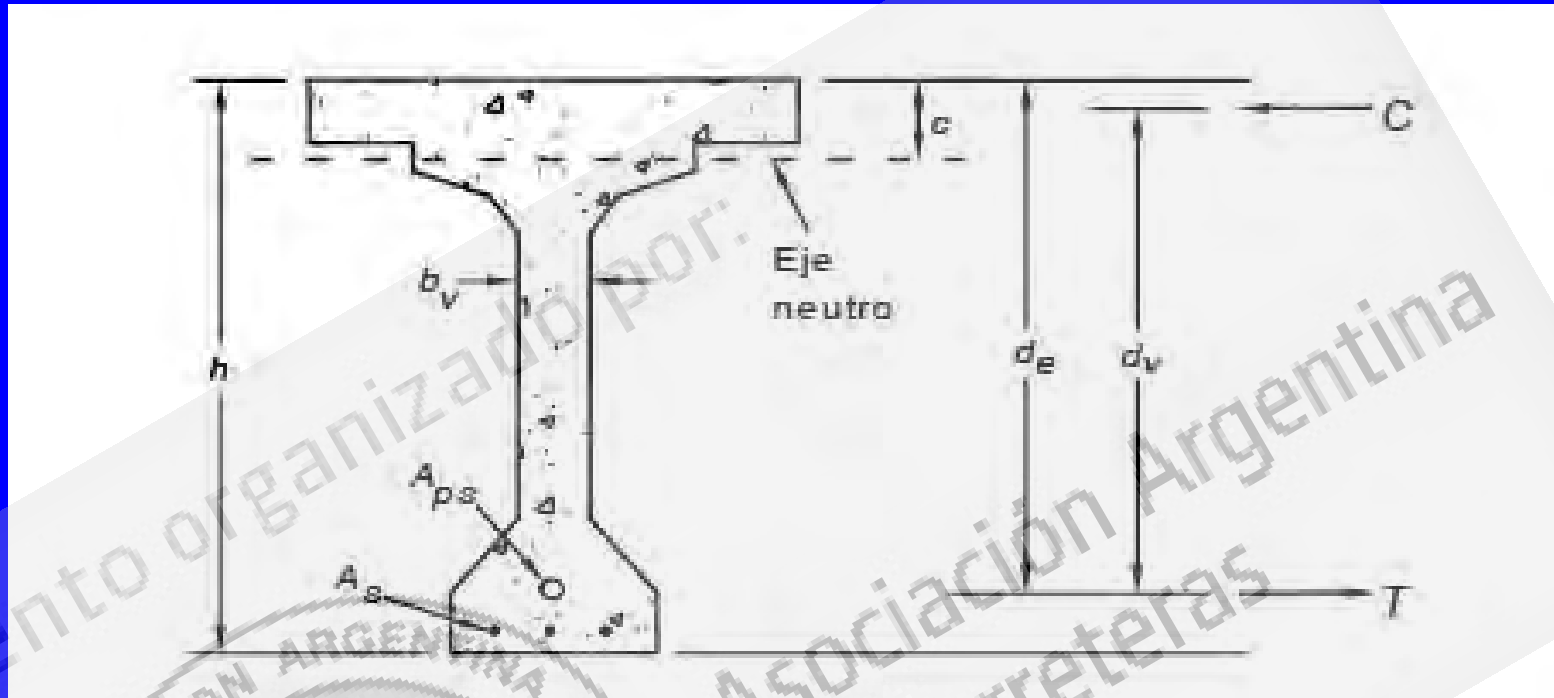
Ritter (1899)
Morsch (1920)

$$\theta = 45^\circ$$

$$v = \rho_v f_y$$



Nomenclatura CIRSOC 802



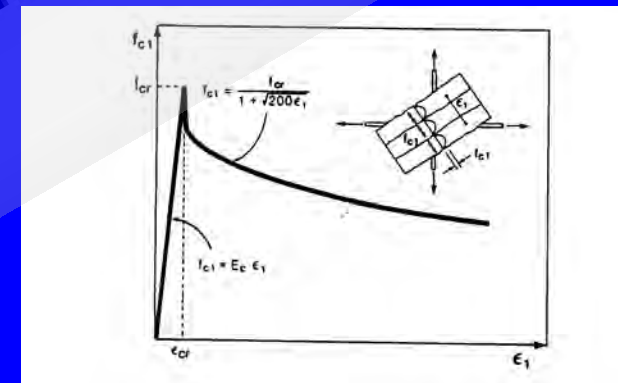
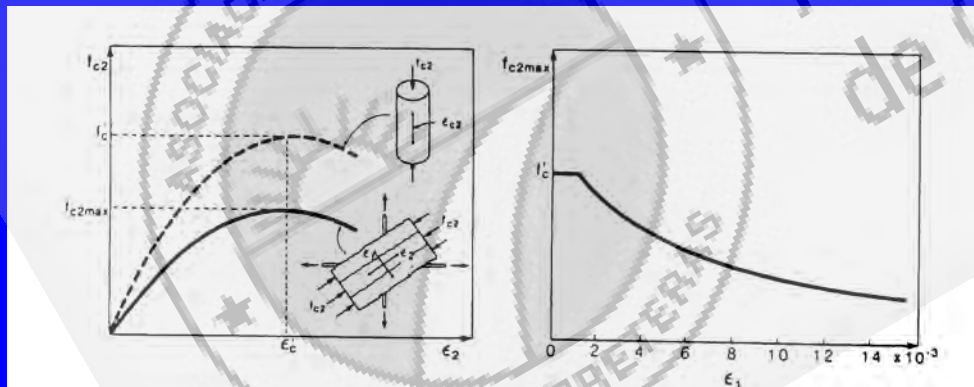
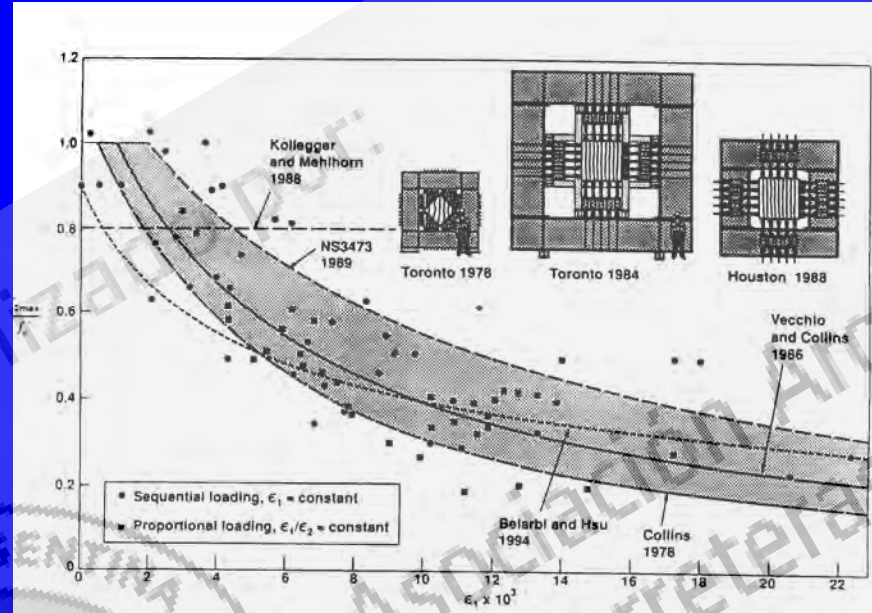
Tension tangencial de referencia:

$$v = \frac{V}{b_v d_v}$$

Resistencia al corte de una sección de Homigón Armado

Universidad de Toronto (80')

Teoría del campo de compresión modificado



La resistencia de la biela comprimida y la trasmisión de tensiones de tracción entre fisuras dependen de la deformación transversal a la biela.

Teoría del campo de compresión modificado

$$V = V_c + V_s$$

$$v = v_c + \rho_v f_y \cot \theta$$

β y θ son funciones de ϵ_x

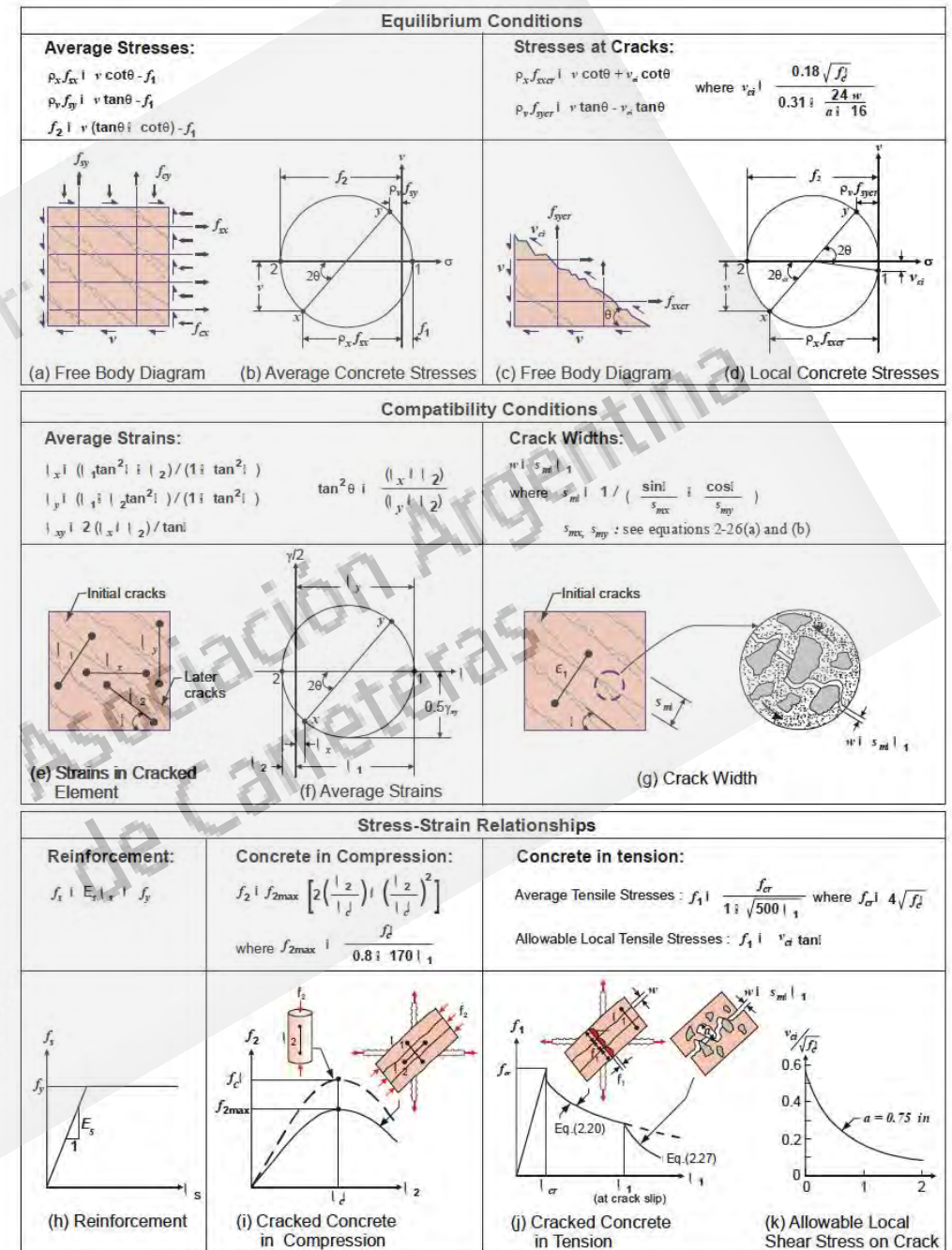
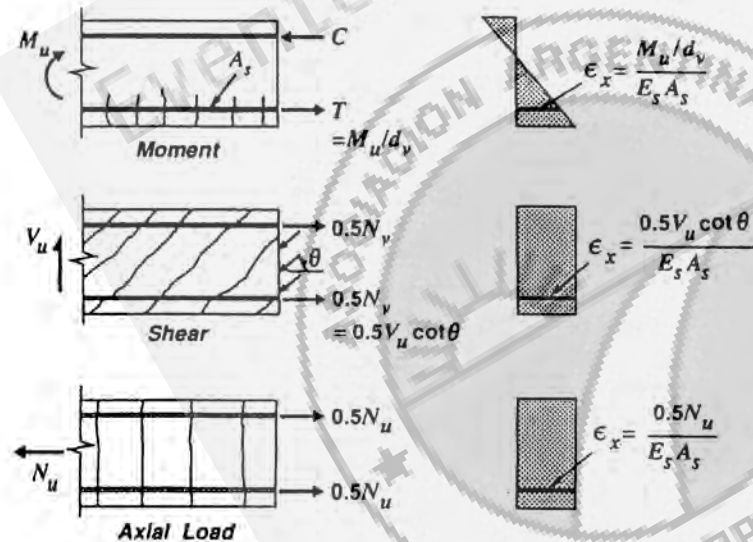


Figure A-17 Description of Modified Compression Field Theory (Vecchio and Collins, 1986)

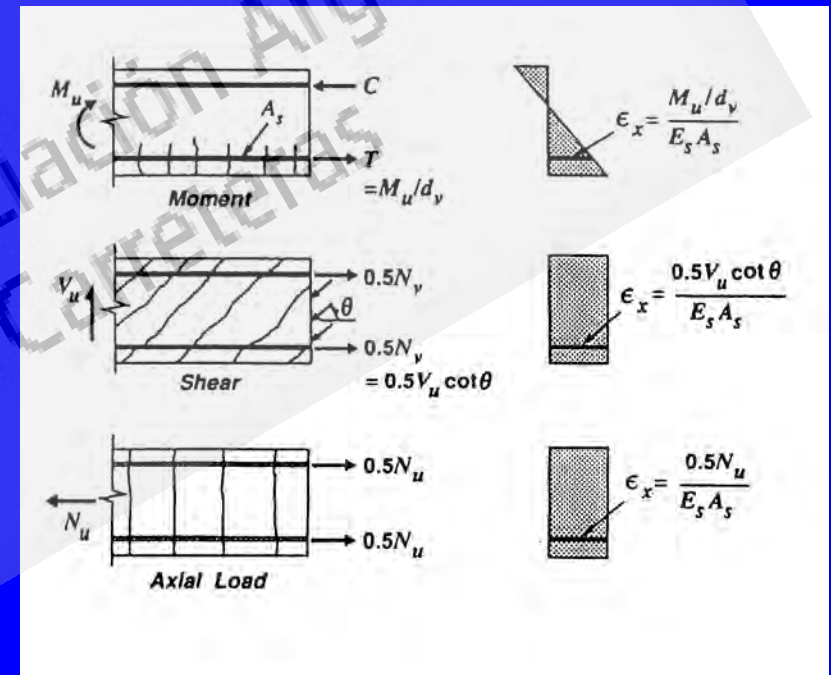
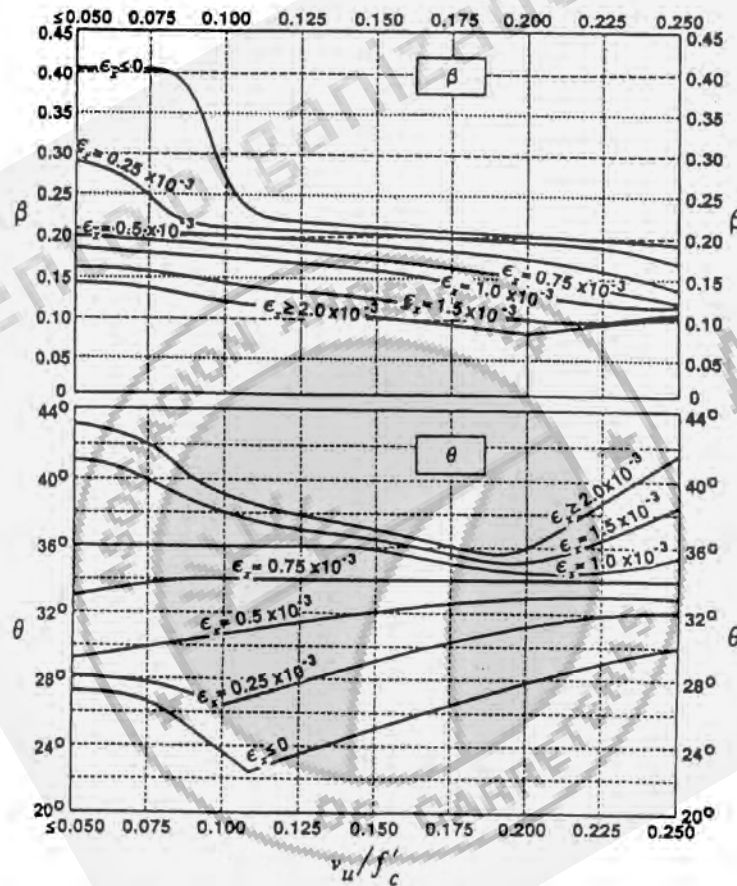
Resistencia al corte de una sección de Homigón Arm./Pret.

Teoría del campo de compresión modificado

$$v = \beta 83 \sqrt{f'_c} + \rho_v f_{sy} \cot \theta + v_p$$

83, psi a MPa y kN/m²

β y θ son funciones de ϵ_x

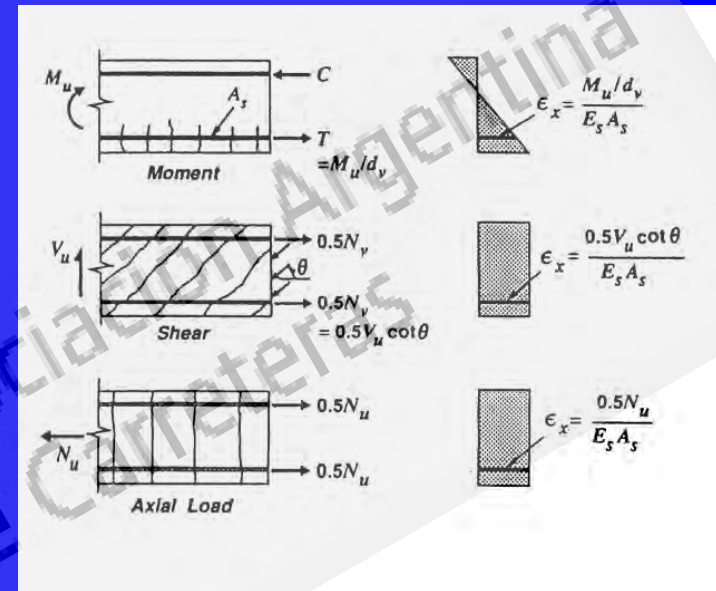
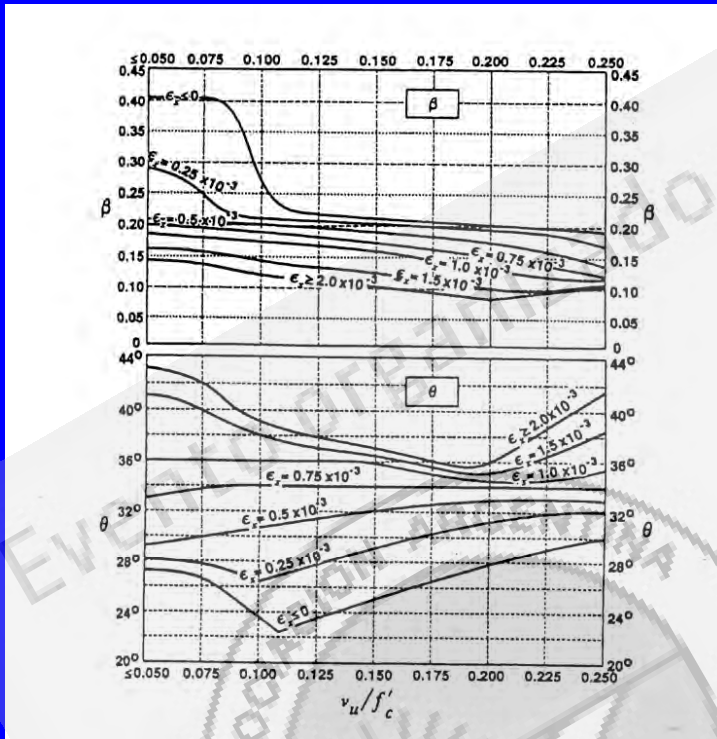


Resistencia al corte de una sección de Homigón Arm./Pret.

Teoría del campo de compresión modificado

$$v = \beta 83 \sqrt{f'_c} + \rho_v f_{sy} \cot \theta + v_p$$

β y θ son funciones de ϵ_x



CIRSOC 802

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_s}$$

$$\theta = 29^\circ + 3500 \epsilon_s$$

ACI 318, $\beta=2$ y $\theta=45^\circ$

Supone, $s_x=30$ cm
 $A_g = 19$ mm

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \approx \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) - A_{ps} f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

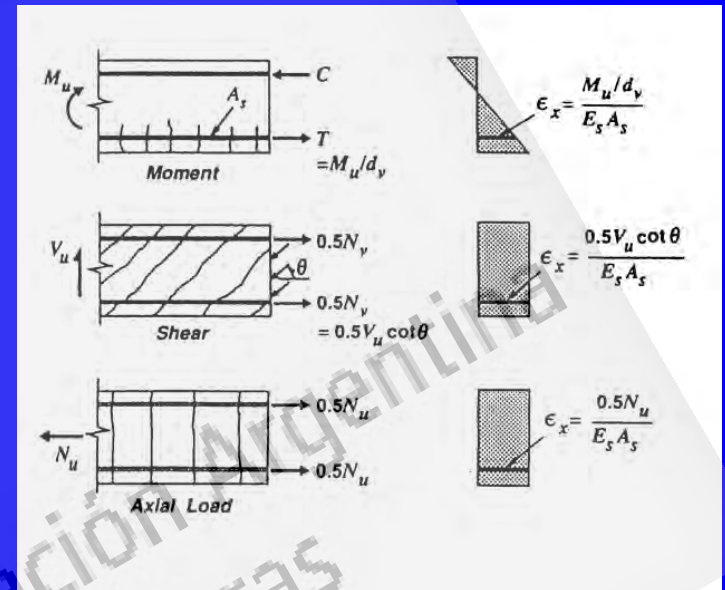
Resistencia al corte de una sección de Homigón Armado

Teoría del campo de compresión modificado

$$v = \beta 83 \sqrt{f'_c} + \rho_v f_{sy} \cot \theta + v_p$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s}$$

$$\theta = 29^\circ + 3500 \varepsilon_s$$



Puedo aumentar las tensiones de corte agregando estribos siempre que no falle la biela comprimida

$$v_n \leq \frac{1}{4} f'_c + v_p$$

CORTE Y TORSION

DISEÑO AL CORTE

Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras

Armadura mínima de corte

Controlar el ancho de la fisura de corte

CIRSOC 802

$$\rho_{vmin} = \begin{cases} 0 & si\ v_u < 0.5(v_c + v_p)\phi \\ 0.083\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y} & si\ v_u \geq 0.5(v_c + v_p)\phi \end{cases}$$



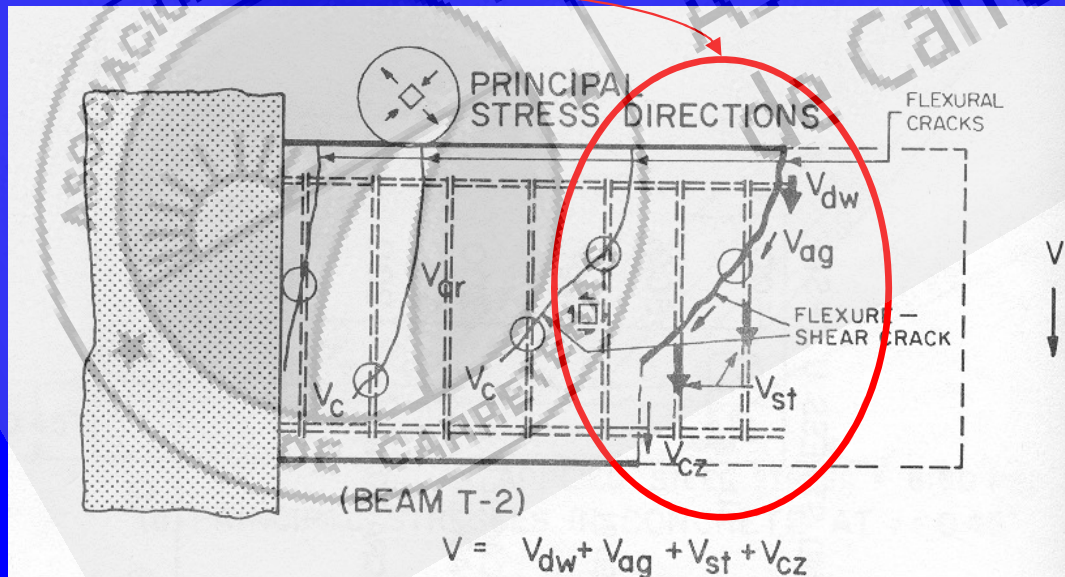
Resistencia al corte según CIRSOC 802

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Resistencia aportada por el hormigón

Resistencia aportada por la armadura de corte

Resistencia aportada por la componente del pretensado

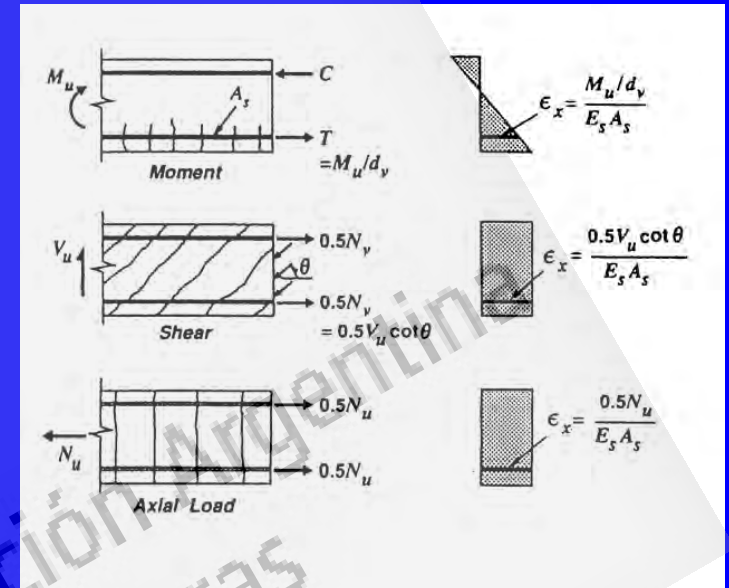


Limitar el ancho de la fisura de corte es fundamental para preservar el mecanismo de trabazón del agregado.

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón según CIRSOC 802

Teoría del campo de compresión modificado

$$v_c = \beta 83 \sqrt{f'_c}$$



Si $\rho_v \geq \rho_{vmin}$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_s}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) - A_{ps} f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

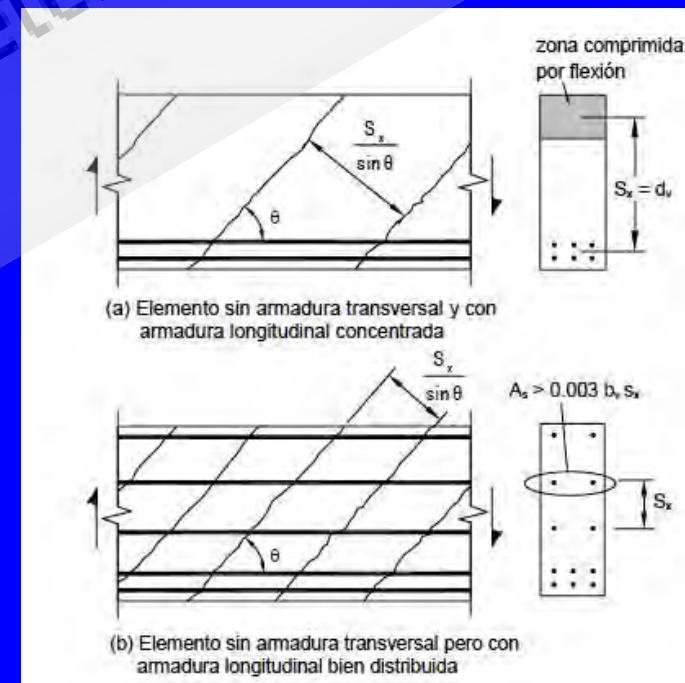
Si $\rho_v < \rho_{vmin}$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_s} \frac{1.3}{1 + s_{xe}}$$

$$s_{xe} = s_x \frac{0.035}{a_g + 0.016}$$

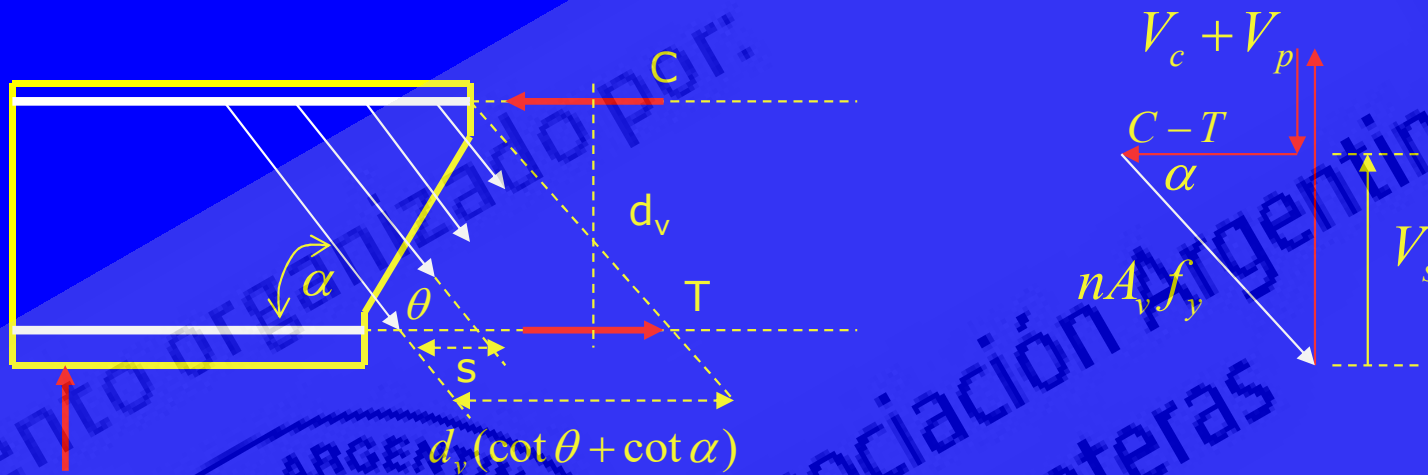
$$0.30m \leq s_{xe} \leq 2.0m$$

Efecto tamaño en vigas sin armadura de corte



Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$



Estribos cortados por una fisura

$$n = d_v \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{s}$$

Equilibrio como cuerpo libre:

$$V_s = n A_v f_y \sin \alpha$$

$$\theta = 29^\circ + 3500 \varepsilon_s$$

$$V_s = A_v f_y \frac{d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

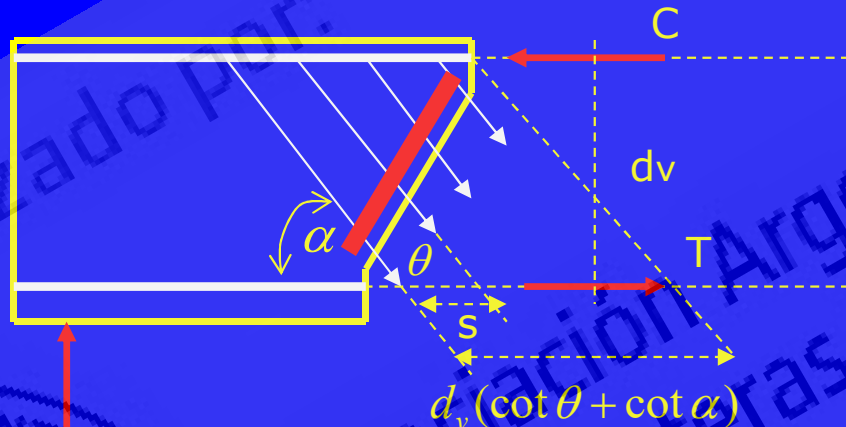
Estribos a 90°

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + (V_u - V_p) - A_{ps} f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y \cot \theta d_v}{s}$$

Máxima tensión de corte

Evita la falla al corte por agotamiento de la biela comprimida.



$$v_{n \max} = \frac{1}{4} f'_c + v_p$$

Diseño de la armadura de corte según CIRSOC 802

Estribos a 90°

$$v_u \leq (v_c + v_s + v_p) \phi$$

$$v_s = \frac{A_v f_y \cot \theta}{b_v s} = \rho_v f_y \cot \theta$$

$$\rho_v = \frac{\frac{v_u}{\phi} - v_c - v_p}{f_y \cot \theta}$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v s}$$

Diámetro de los estribos:

$$\phi_e$$

Número de ramas:

$$n_r$$

Separación de estribos:

$$s = \frac{n_r \pi \frac{\phi_e^2}{4}}{\rho_v b_v}$$

Diseño de la armadura de corte

Comparación ACI 318 – CIRSOC 802

ACI 318

$$V_u = \begin{cases} 1.4 D \\ 1.2 D + 1.6 L \end{cases}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d}$$

$$v_c = 2 \times 83 \sqrt{f'_c}$$

$$\rho_v = \frac{\frac{v_u}{\phi} - v_c}{f_y}$$

CIRSOC 802

$$V_u$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d_v}$$

$$v_c = \beta 83 \sqrt{f'_c}$$

$$\rho_v = \frac{\frac{v_u}{\phi} - v_c - v_p}{f_y \cot \theta}$$

Separación máxima de estribos

CIRSOC 802

$$s_{\max} = \begin{cases} \min(0.8d_v, 60cm) & \text{si } v_u < 0.125f'_c \\ \min(0.4d_v, 30cm) & \text{si } v_u \geq 0.125f'_c \end{cases}$$

¿Por qué?

Cruzar la fisura con por lo menos un estribo.

Depende de

θ



CORTE Y TORSION

DISEÑO A LA TORSION

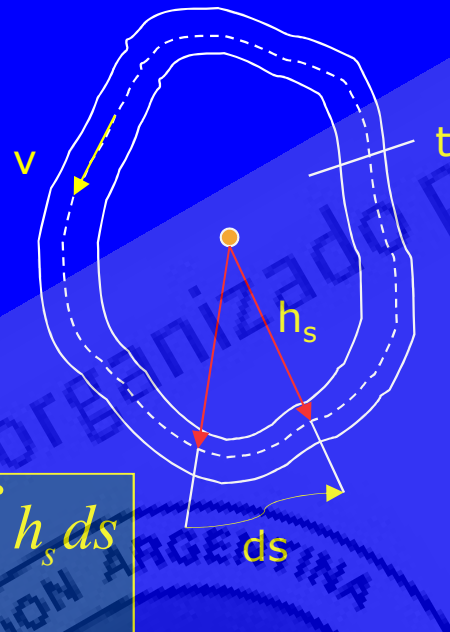
Evento organizado por:



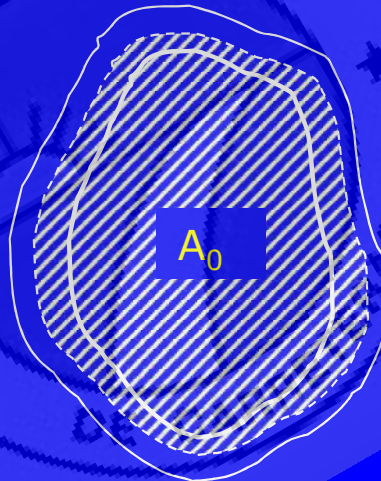
Asociación Argentina
de Carreteras

DIMENSIONAMIENTO A TORSION

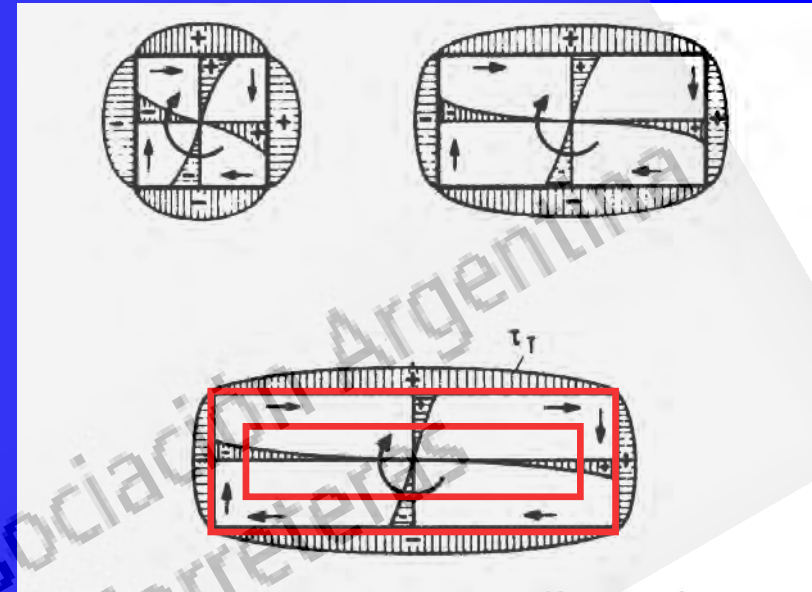
Torsión de Saint-Venant
En Tubos de pared delgada



$$T = v t \int h_s ds$$



$$v = \frac{T}{2 A_0 t}$$



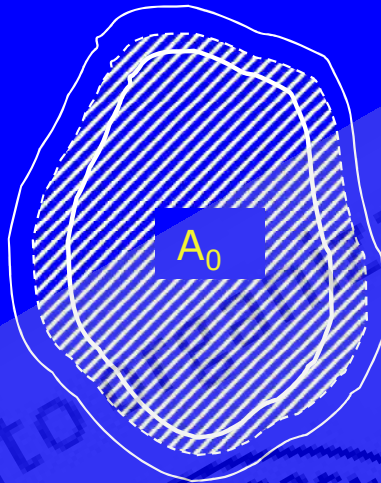
La mayor parte de la torsión es resistida por altas tensiones tangenciales en el perímetro de la sección.



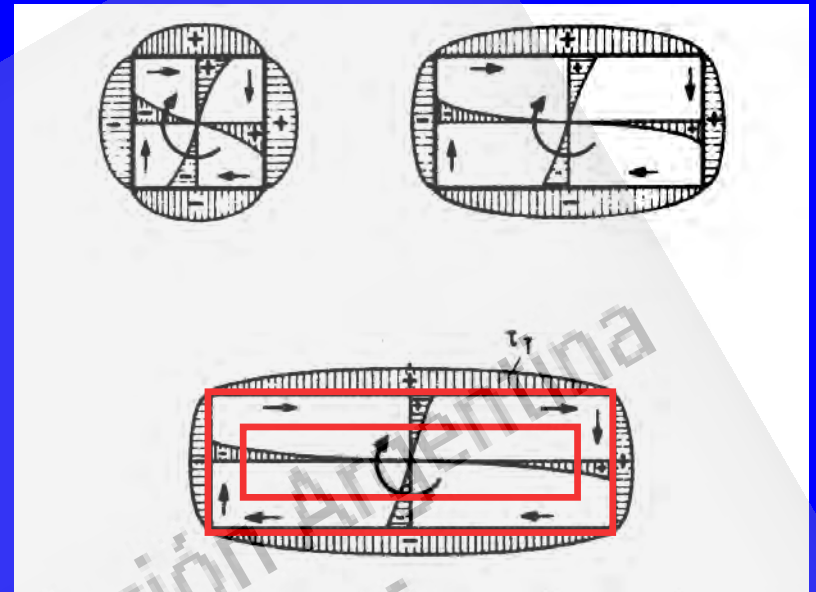
La verdadera sección es reemplazada por un tubo de pared delgada de la misma dimensión exterior.

Tensión de torsión de referencia

Torsión de Saint-Venant
En Tubos de pared delgada

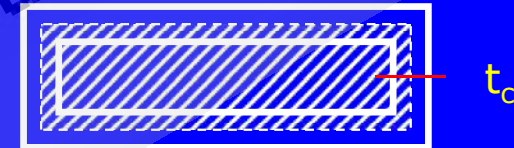


$$v = \frac{T}{2 A_0 t}$$



Tubo de pared delgada equivalente

A_c = Area de la sección original
 P_c = Perímetro de la sección original



$$t_c = \frac{3 A_c}{4 p_c}$$

$$A_0 = \frac{2}{3} A_c$$

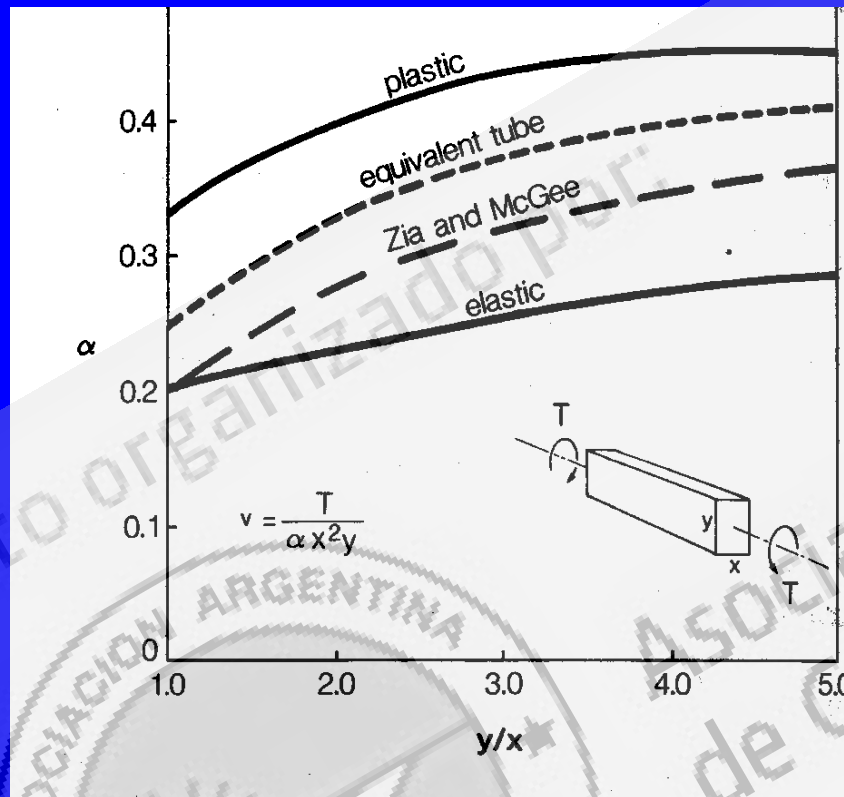


$$v = \frac{T}{2 A_0 t_c} = \frac{T p_c}{A_c^2}$$

Tensión de torsión
de referencia

Momento torsor de fisuración

Tubo de pared delgada equivalente



Tensión de torsión de referencia

$$v = \frac{T p_c}{A_c^2}$$

Tensión de fisuración,

Momento torsor de fisuración,

efecto del pretensado

$$v_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f'_c}}}$$

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \frac{A_c^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f'_c}}}$$

DIMENSIONAMIENTO A TORSION

¿cuándo puedo despreciar el efecto de la torsión?

Tensión de fisuración,

$$v_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f'_c}}}$$

Momento torsor de fisuración,

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \frac{A_c^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f'_c}}}$$

Se podrá despreciar el efecto de la torsión cuando:

$$T_u \leq \frac{1}{4} \phi T_{cr}$$

DIMENSIONAMIENTO A LA TORSION

Analogía del tubo de pared delgada después de la fisuración:

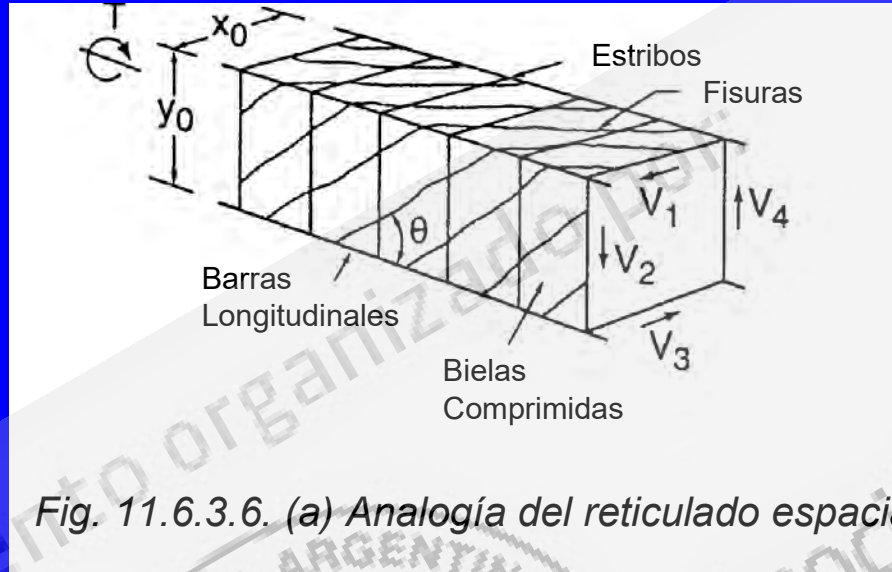


Fig. 11.6.3.6. (a) Analogía del reticulado espacial

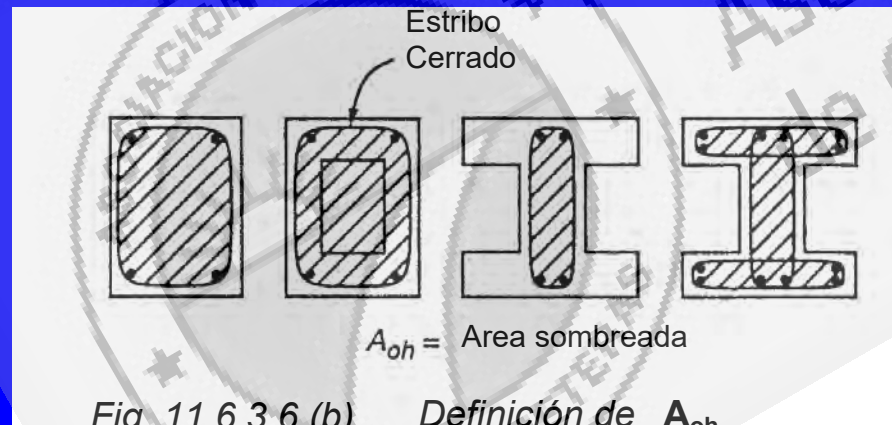
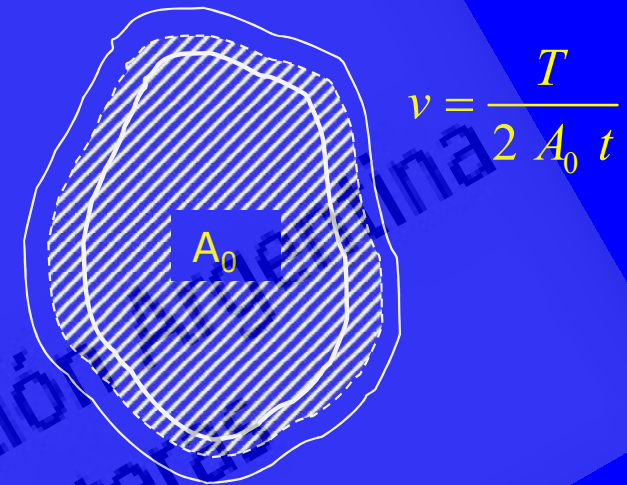


Fig. 11.6.3.6 (b) Definición de A_{oh}



P_h = perímetro de la línea de los estribos cerrados

$$t = \frac{A_0}{0.9 p_h}$$

$$v = \frac{T}{2 A_0 t} = \frac{T}{2 A_0} \frac{0.9 p_h}{A_0} = \frac{T 0.9 p_h}{2 A_0^2}$$

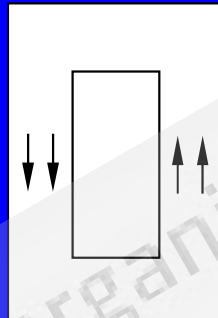
Superposición de tensiones de corte y torsión

Secciones huecas

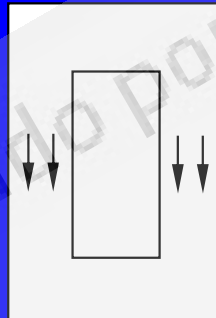
Secciones macizas

$$v = \frac{T}{2 A_0 t}$$

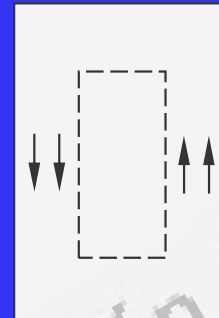
$$t = b_v$$



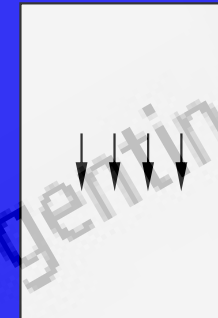
Tensiones de torsión



Tensiones de corte



Tensiones de torsión



Tensiones de corte

$$v = \frac{T 0.9 p_h}{2 A_0^2}$$

$$V_T = v_T b_v d_v = \frac{T_u}{2 A_0 b_v} b_v d_v = \frac{T_u}{2} \frac{d_v}{A_0}$$

$$V_T = v_T A_0 = \frac{T_u 0.9 p_h}{2 A_0}$$

$$V_{ueq} = V_u + \frac{T_u}{2} \frac{d_s}{A_0}$$

$$V_{ueq} = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{T_u 0.9 p_h}{2 A_0} \right)^2}$$

CORTE EQUIVALENTE

Verifica la biela comprimida

Determina θ

Diseño de la armadura de torsión según CIRSOC 802- ESTRIBOS

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$T_c = 0$$

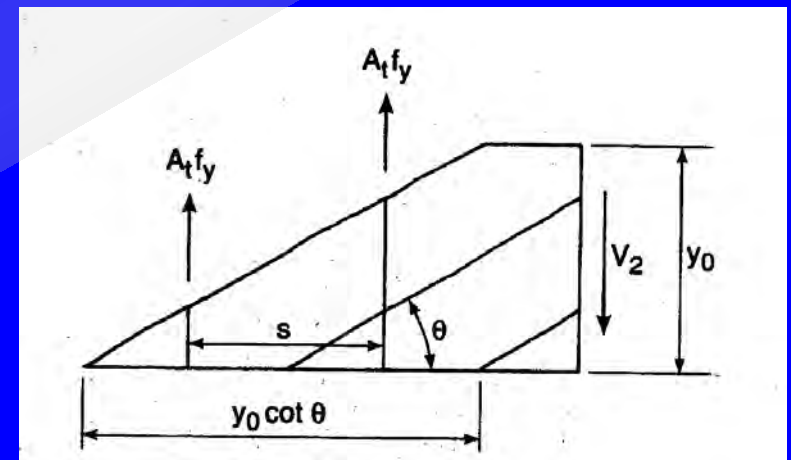
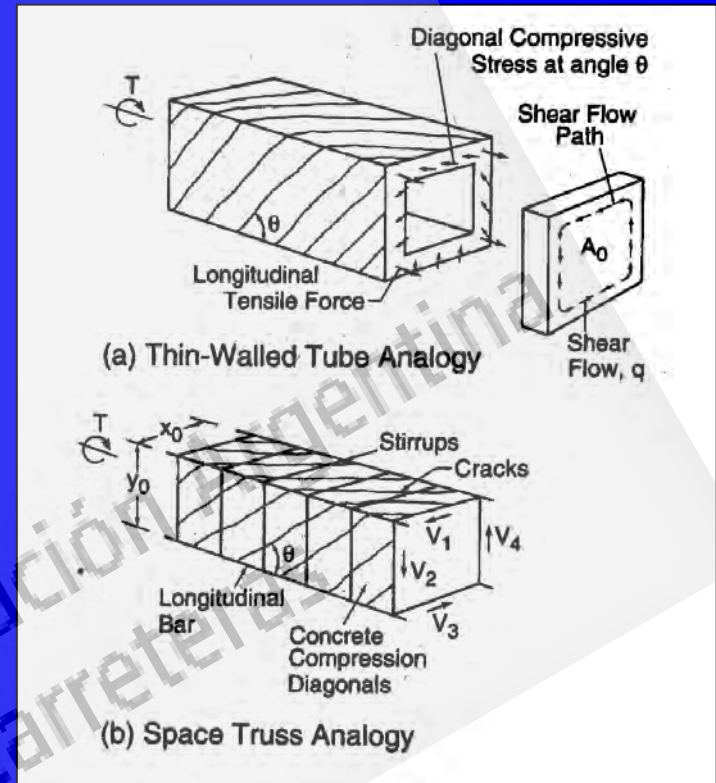
$$v = \frac{T}{2 A_o t}$$

Analogía del reticulado espacial

Estribos

$$\left\{ \begin{aligned} V_2 &= v t y_0 = \frac{T}{2 A_o} y_0 \\ V_2 &= n A_t f_{yv} = \frac{A_t f_{yv} y_0}{s} \cot \theta \\ T_n &= \frac{2 A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \end{aligned} \right. \quad n = \frac{y_0 \cot \theta}{s}$$

Note que A_t es el area de una sola rama de un estribo cerrado.



Diseño de la armadura de torsión según CIRSOC 802– ARMADURA LONGITUDINAL

Analogía del reticulado espacial

Armadura longitudinal

$$V_1 = \frac{T}{2A_0} x_0 \quad V_2 = \frac{T}{2A_0} y_0$$

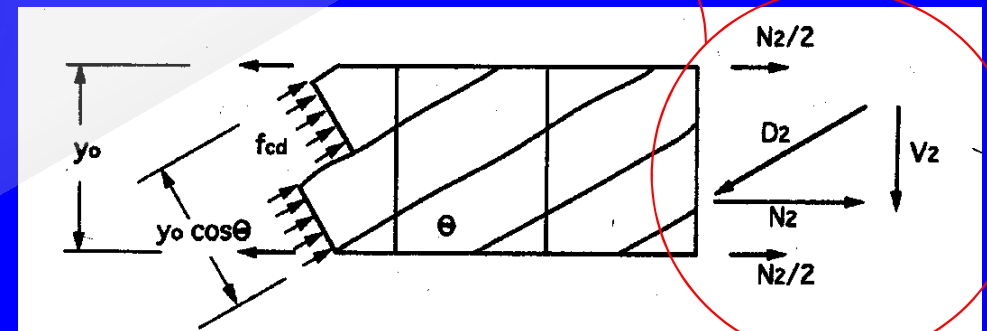
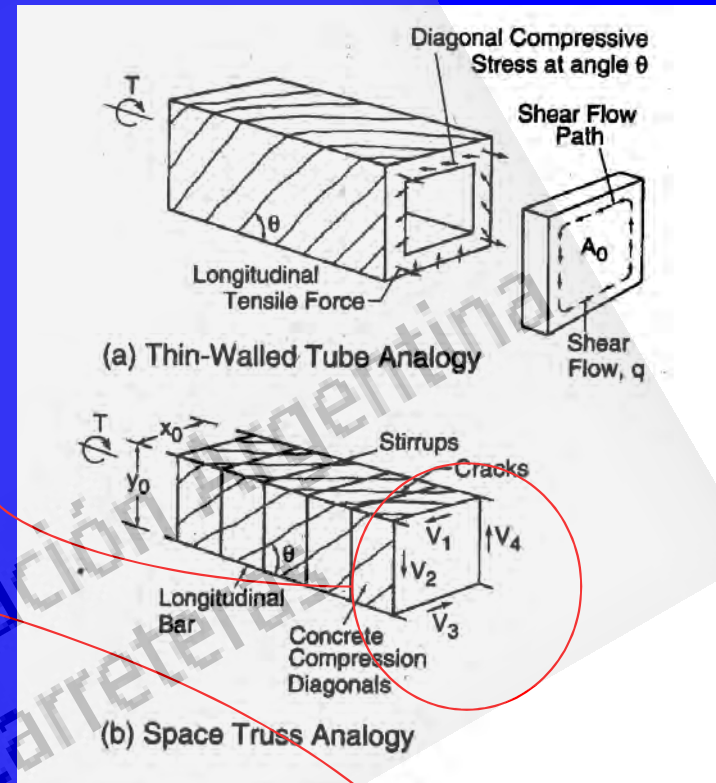
$$N_2 = V_2 \cot \theta$$

$$N = 2(N_1 + N_2)$$

$$N = 2 \frac{T_n}{2A_0} (x_0 + y_0) \cot \theta \quad p_h = 2(x_0 + y_0)$$

$$N = A_l f_{yl}$$

$$A_l = \frac{T_n p_h}{2A_0 f_{yl}} \cot \theta$$



Diseño de la armadura de torsión según CIRSOC 802

Estribos

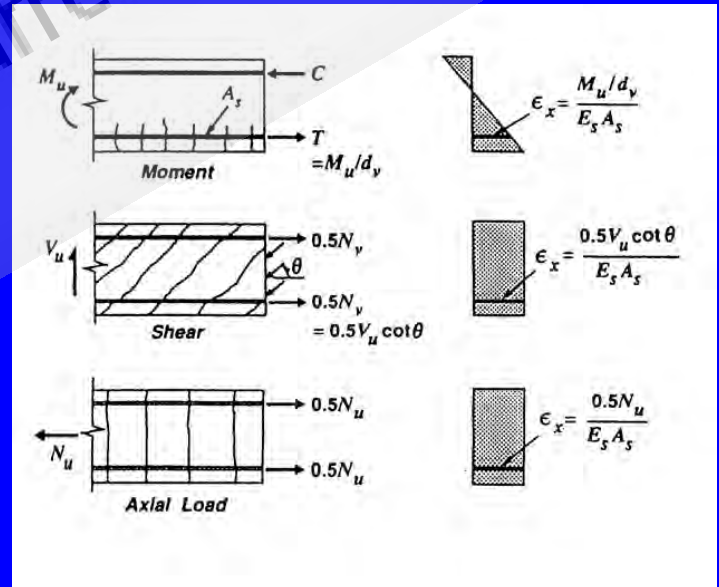
$$A_t = \frac{T_u / \phi s}{2 A_0 f_{yv} \cot \theta}$$

Armadura longitudinal

$$A_l = \frac{T_u / \phi \rho_h}{2 A_0 f_{yl}} \cot \theta$$

$$\theta = 29^\circ + 3500 \epsilon_s$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + (V_{ueq} - V_p) - A_{ps} f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$





Asociación Argentina
de Carreteras

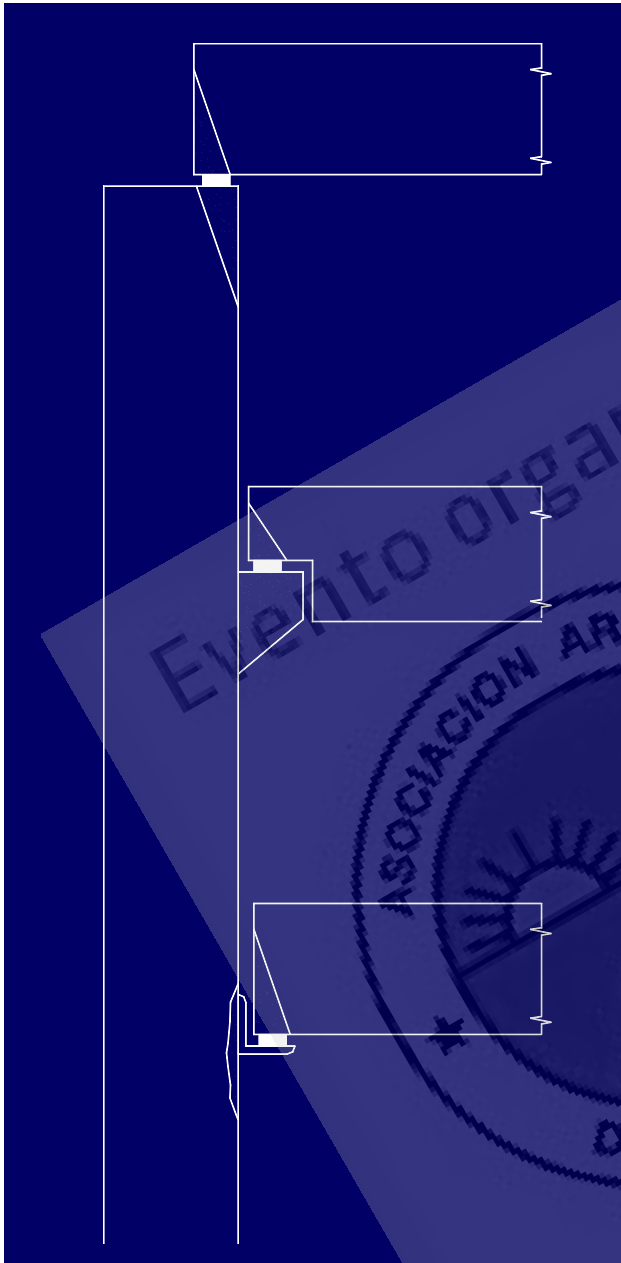
Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

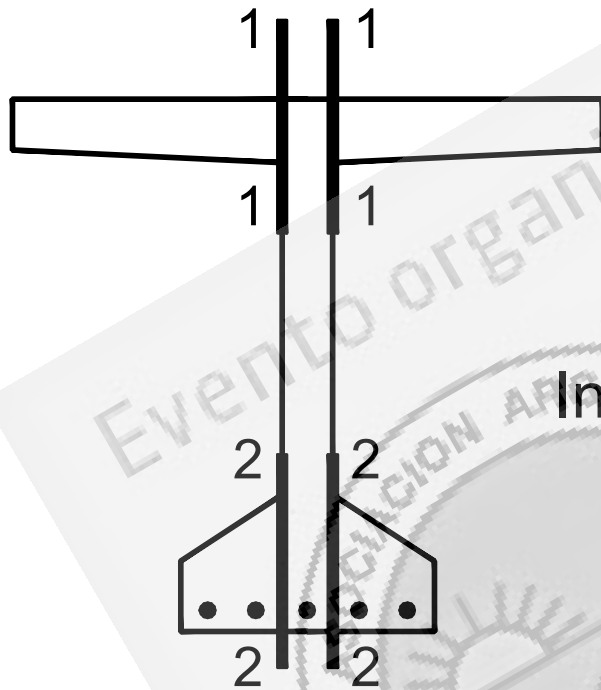
TRANSFERENCIA DE CORTE EN LAS INTERFASES CORTE POR FRICCIÓN



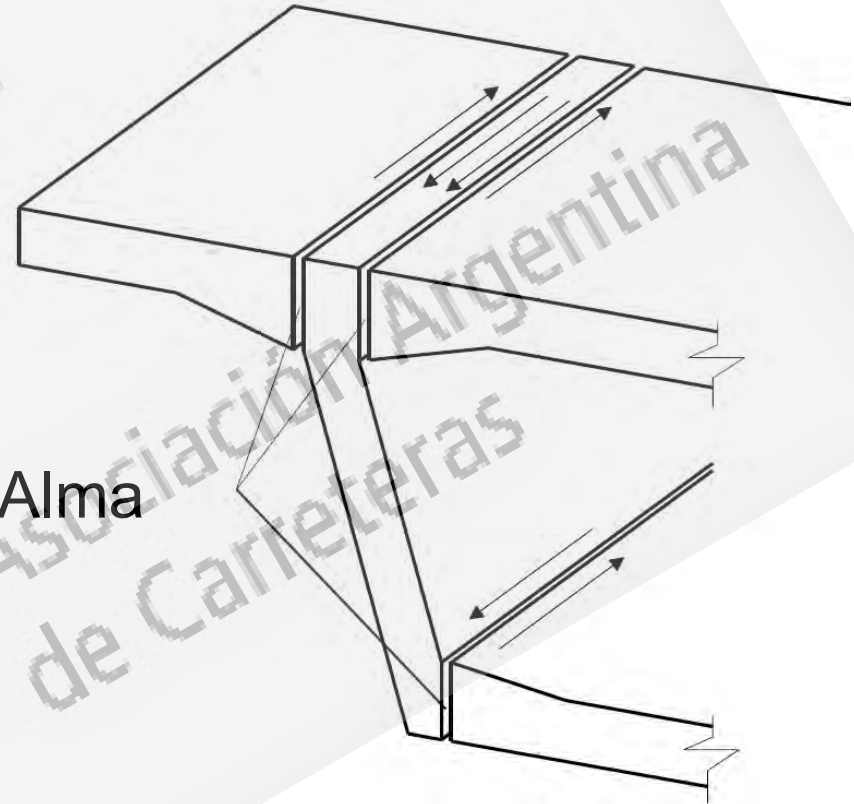
Investigación de la resistencia y seguridad de interfases

- Fisuras Reales o Potenciales
- Hormigonado en diferentes etapas

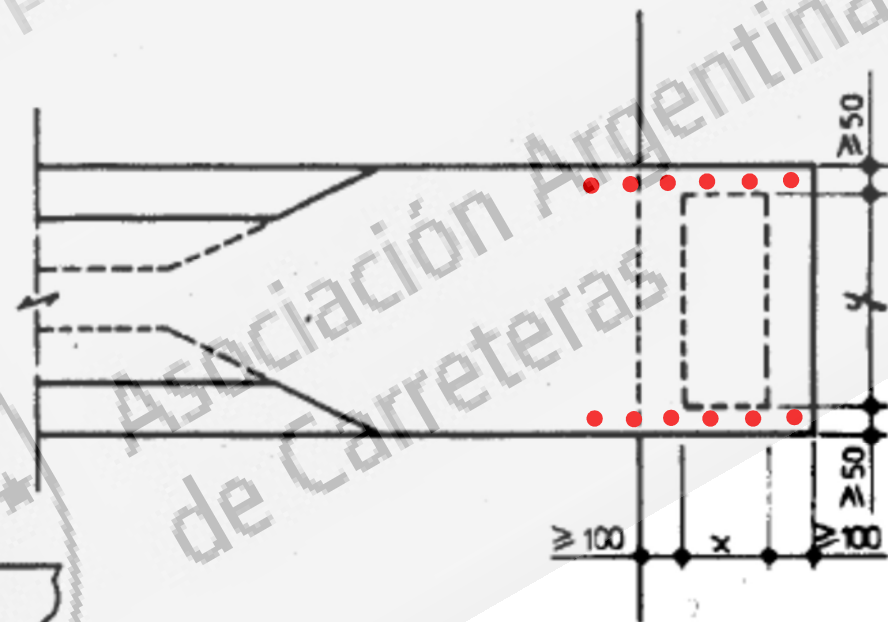
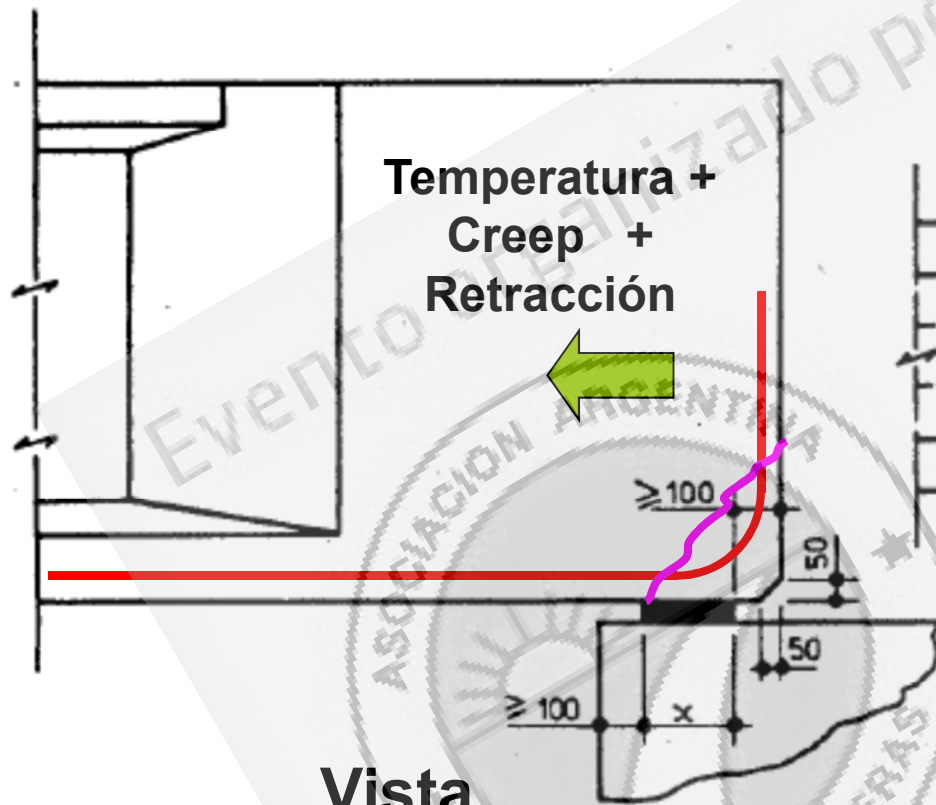




Interfases Ala-Alma



Apoyo Viga de Puente

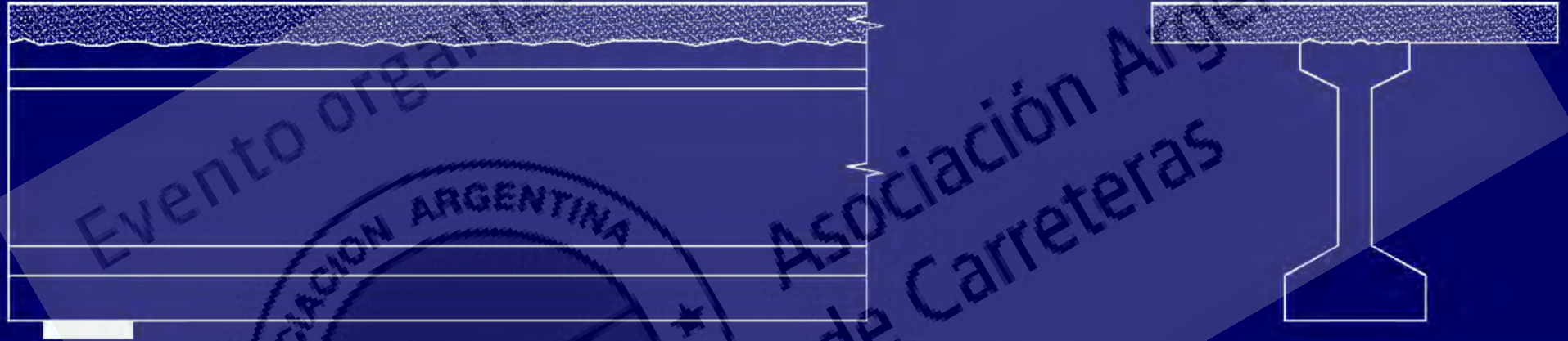


Vista

Planta

Hormigón "in situ"

Viga Prefabricada

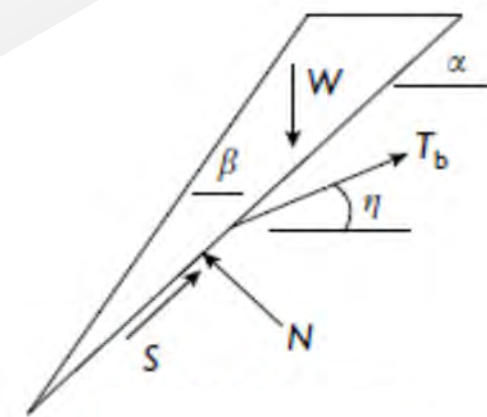
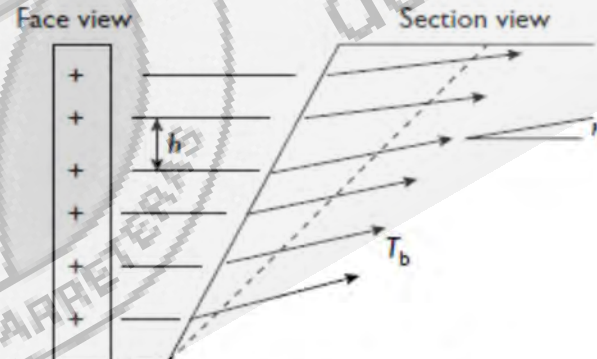
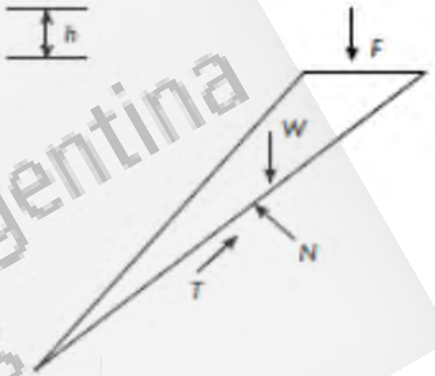
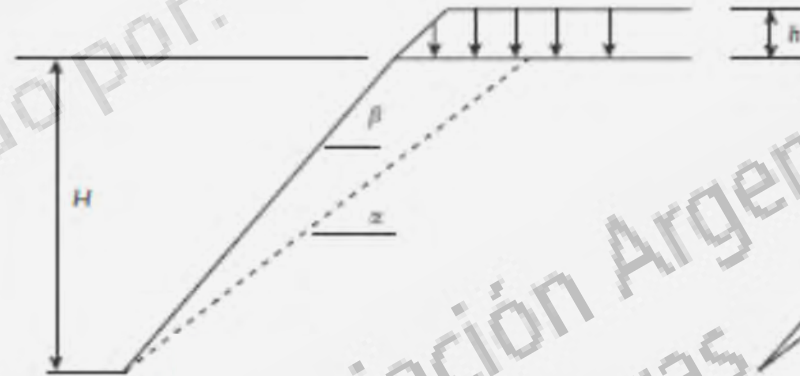
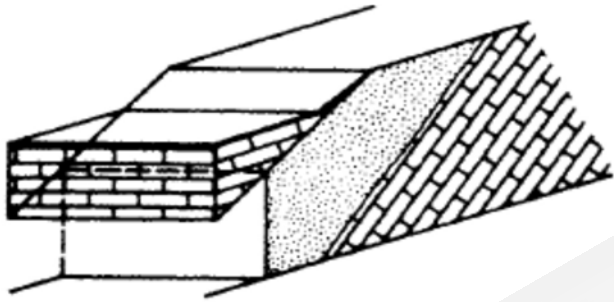




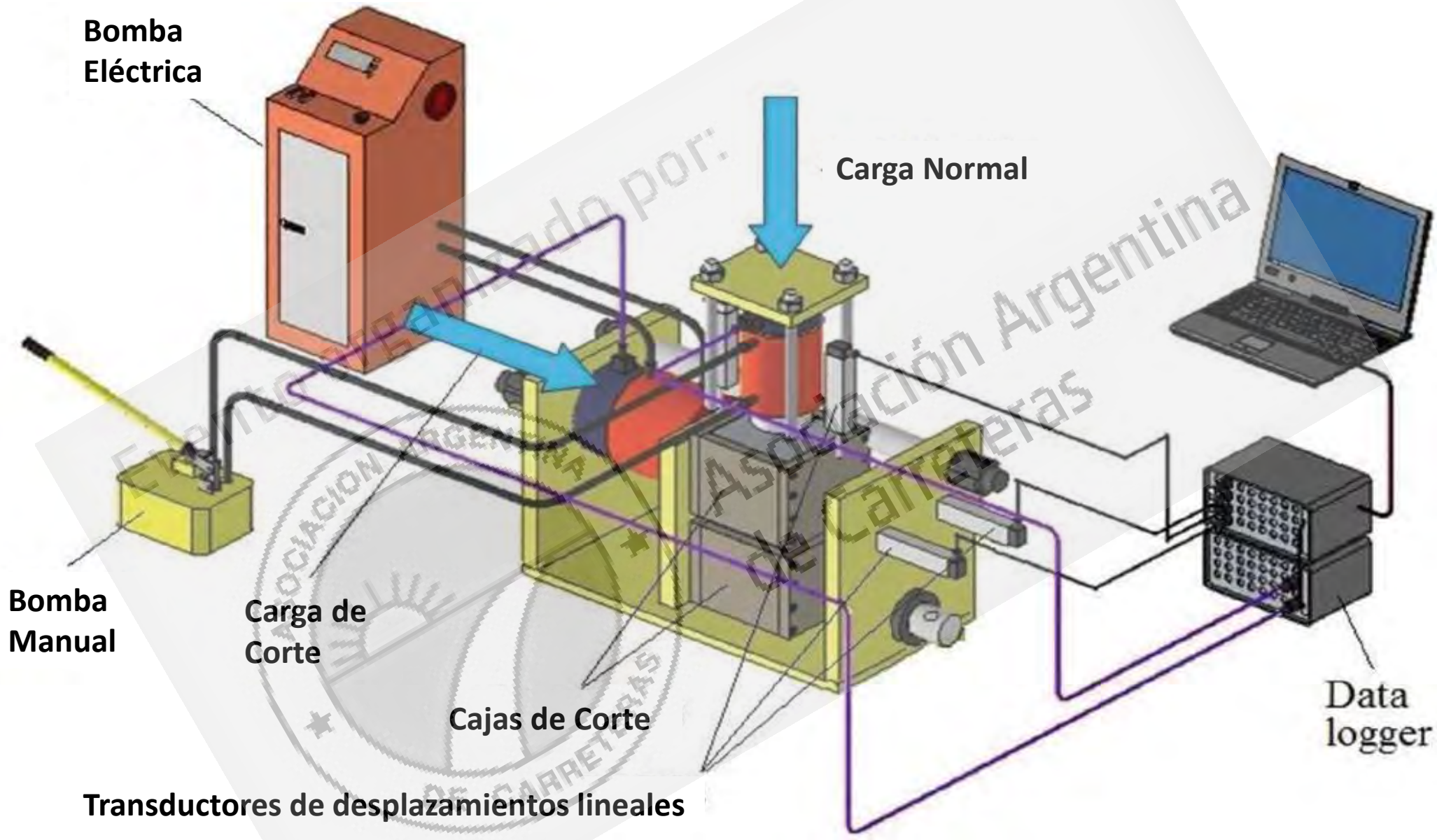
ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800



Cuña sin Anclajes



Cuña con Anclajes



100 to 200 mm
[3.94 to 7.87 in]

200 mm
[7.87 in]

Upper
box
(Movable)

Lower
box
(Fixed)

Shear load

160 mm
[6.3 in]

160 mm
[6.3 in]

Portable plates

Axial load

Shear
Specimen

Shear
gap (Δ)

(Side view)



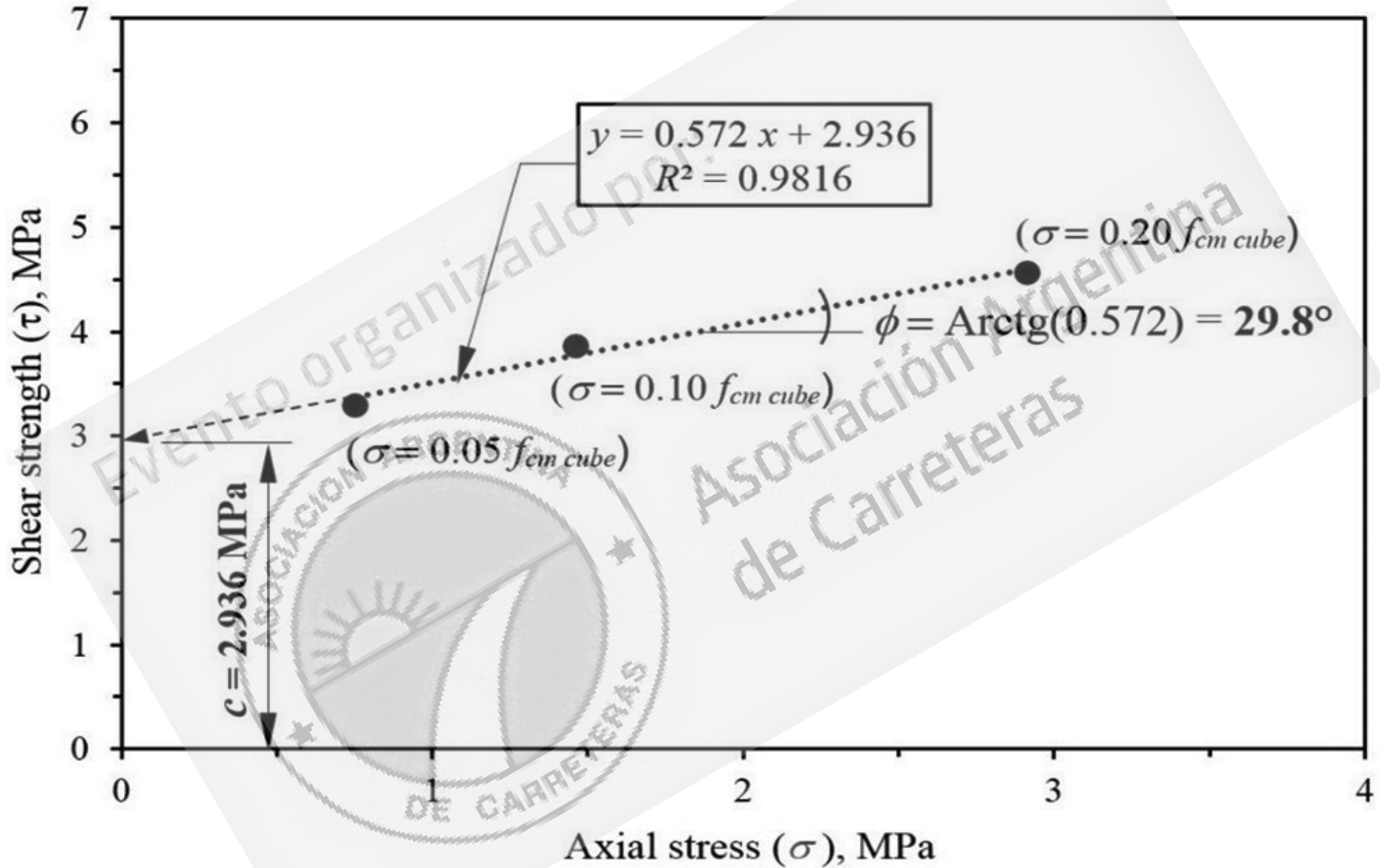
ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800

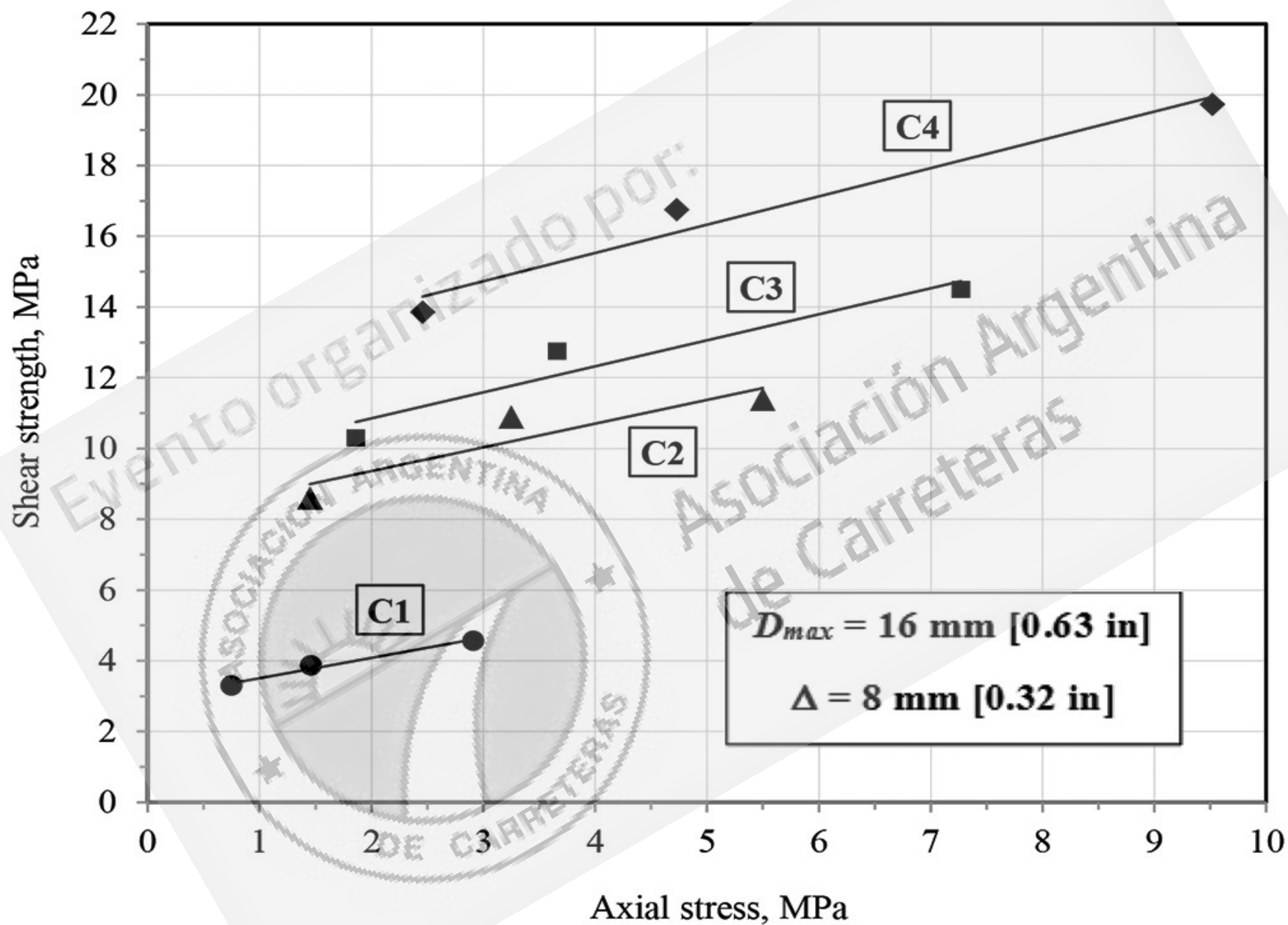


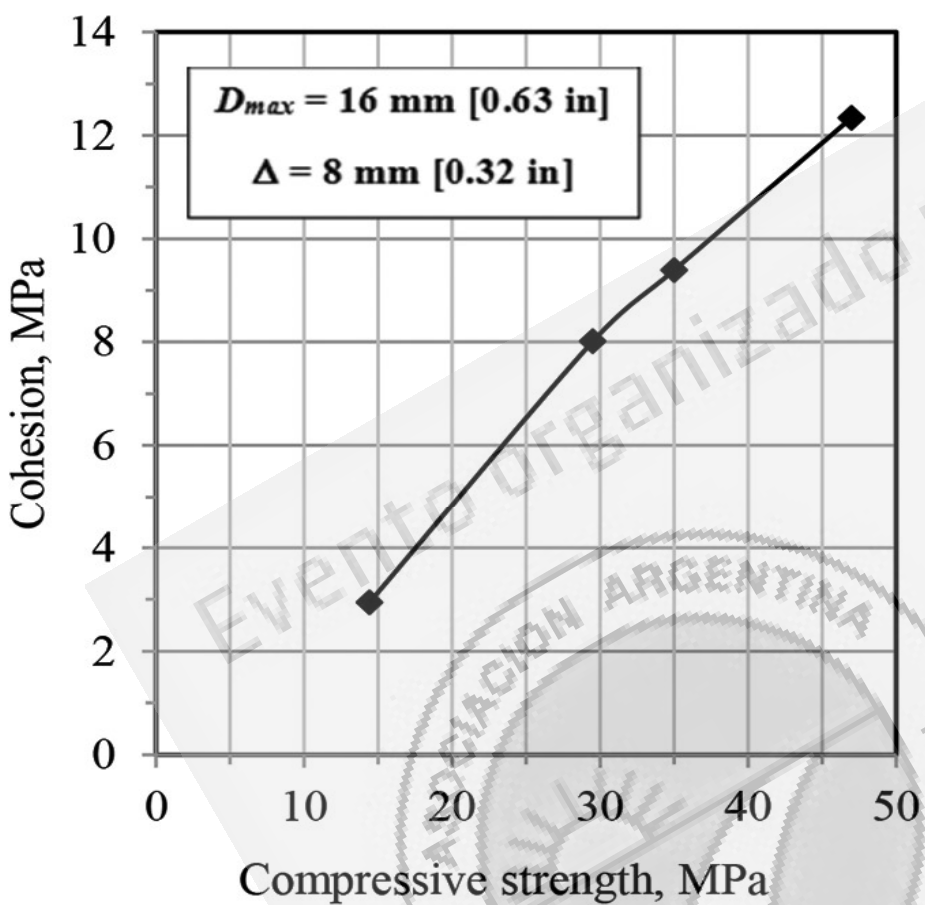
Evento organizado por:



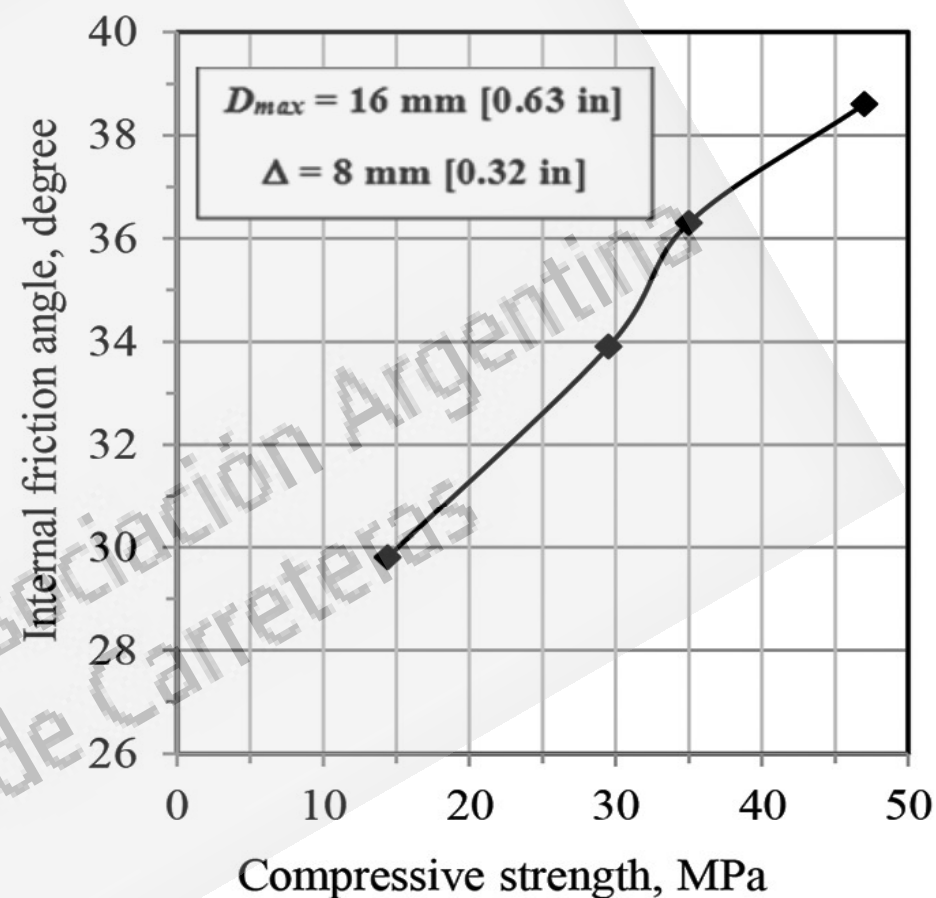
Asociación Argentina
de Carreteras



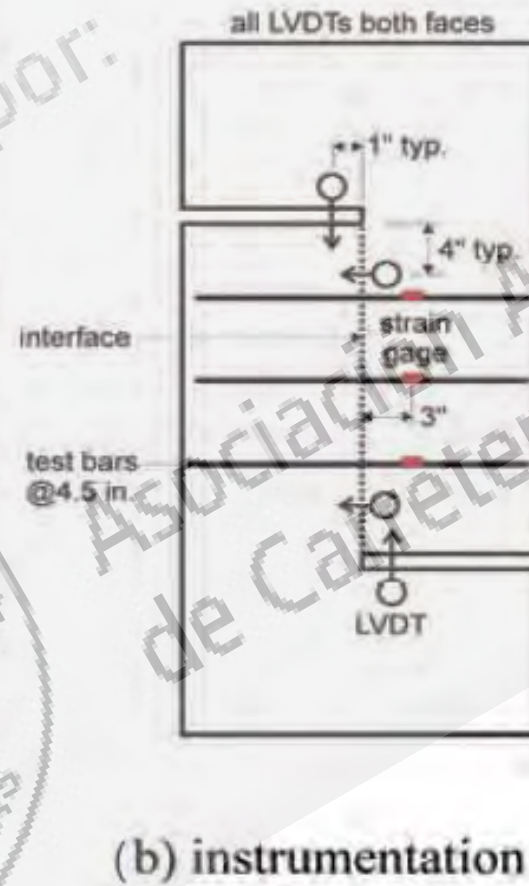
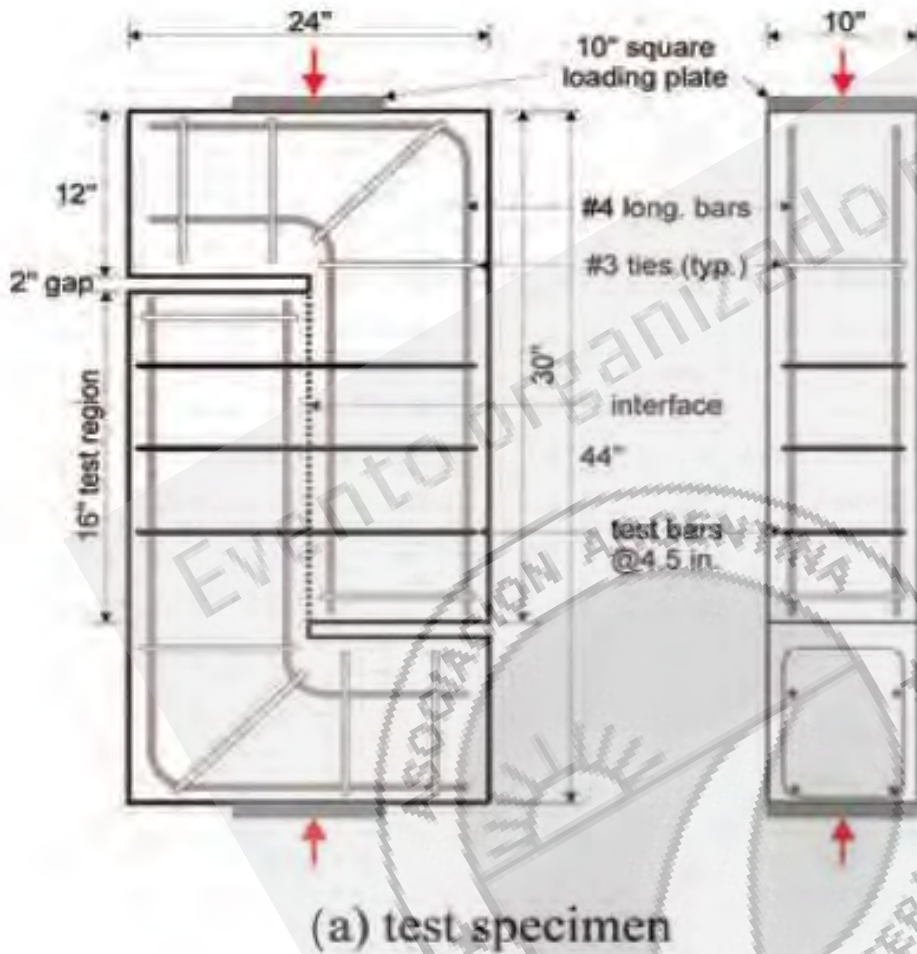




(a)



(b)

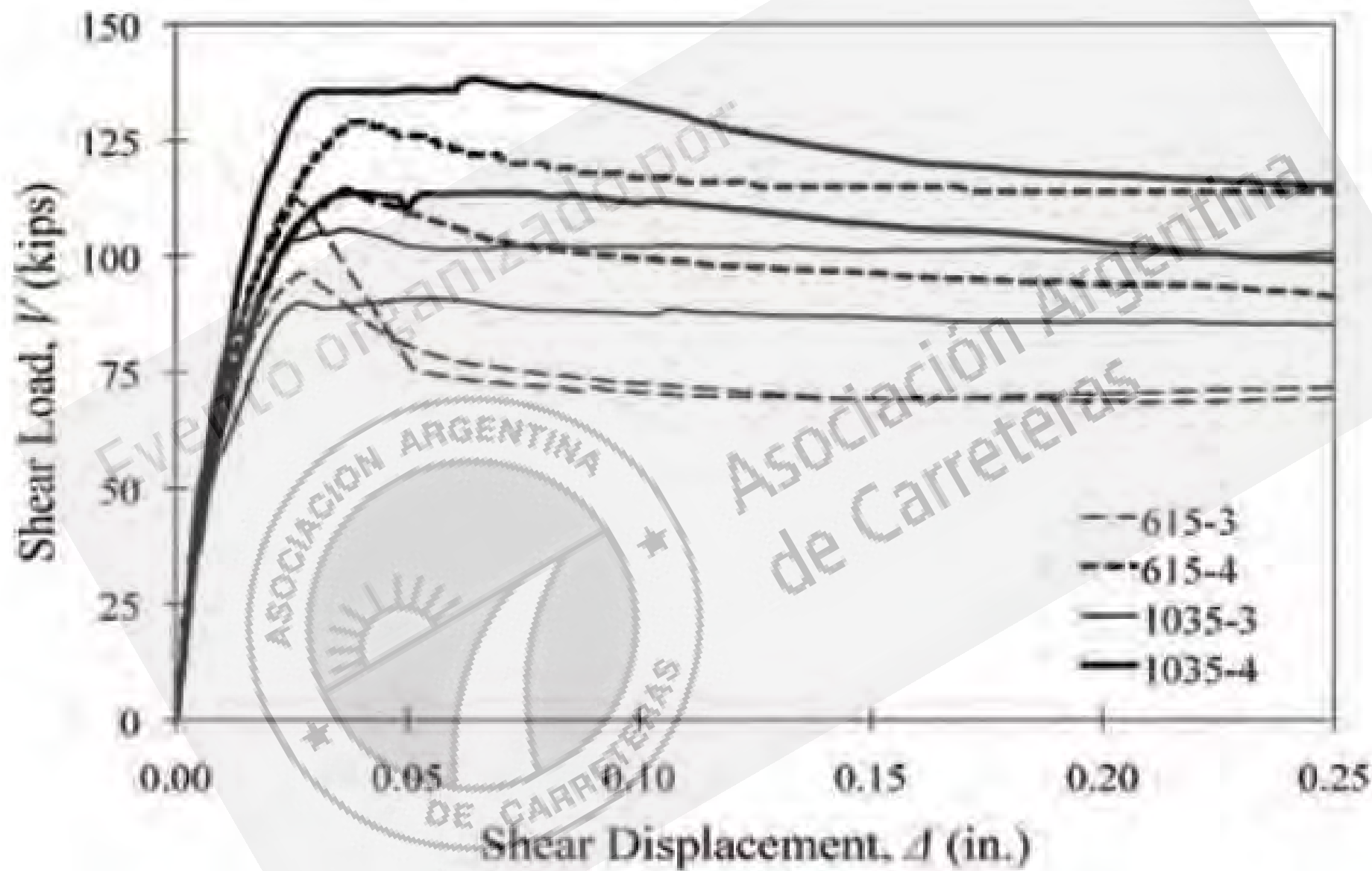


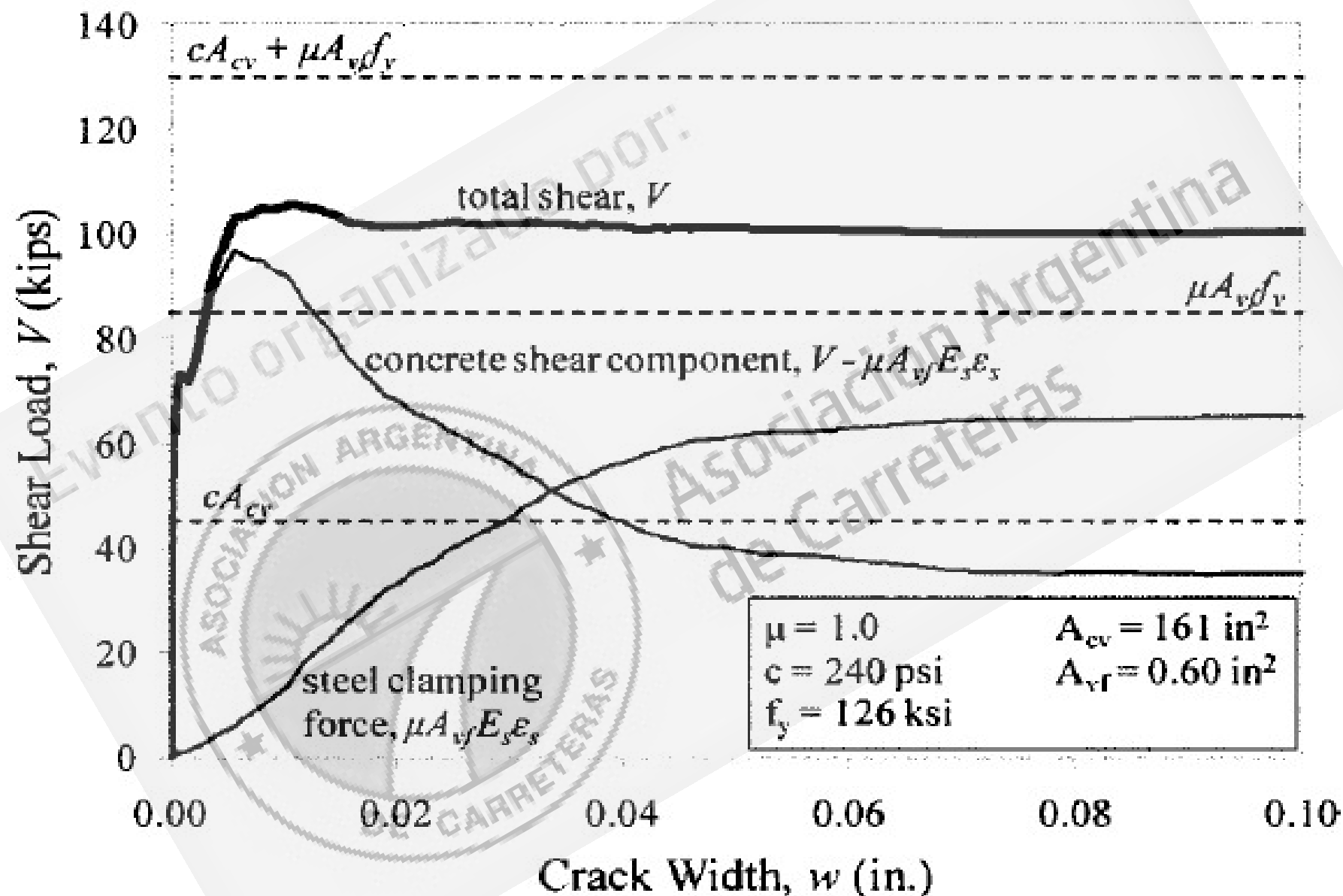


(a) 615-3B at a slip exceeding 1 in.
(Δ can be seen as displaced horizontal lines representing interface reinforcement locations.)

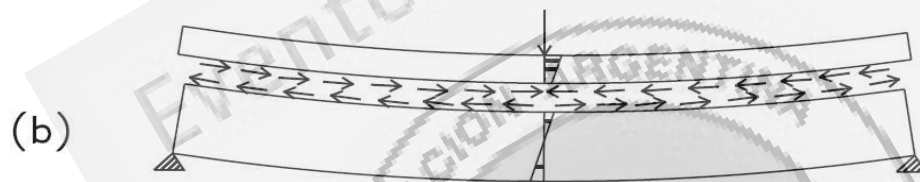
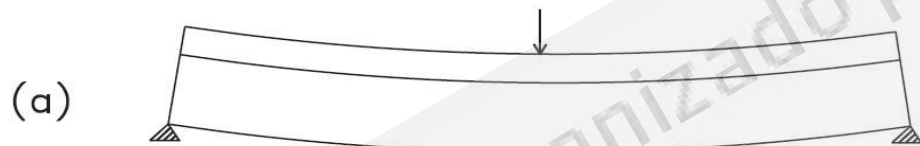


(b) distortion of the interface steel reinforcement of Specimen 1035-3A following large slip and cover spalling.

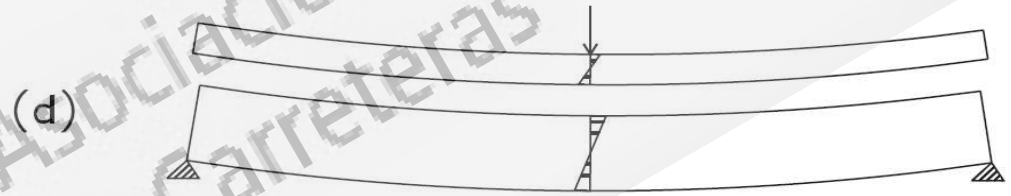




Comportamiento Monolítico



Comportamiento Independiente





ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800





ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800





CIRSOC 201-05

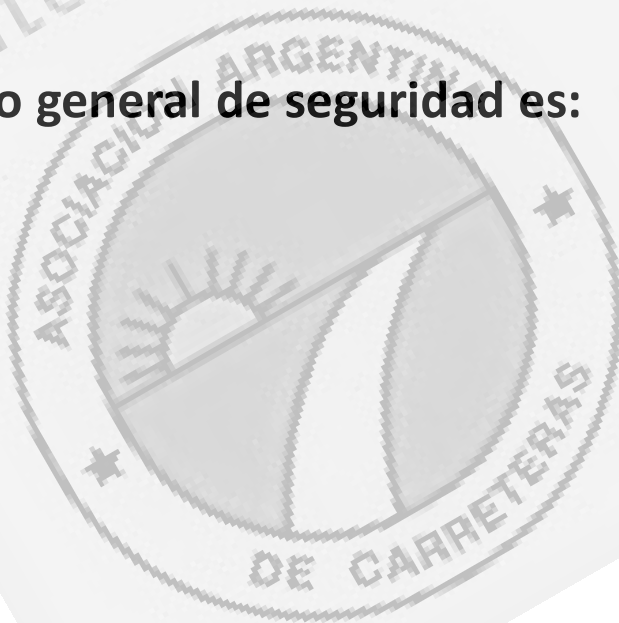
CAPÍTULO 11. CORTE Y TORSIÓN

11.7. CORTE POR FRICCIÓN

CAPÍTULO 17. ELEMENTOS DE HORMIGÓN, CONSTRUIDOS EN ETAPAS, SOLICITADOS A FLEXIÓN

El formato general de seguridad es:

$$V_u \leq \phi V_n = 0,75 V_n$$



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



CIRSOC 201-05

CAPÍTULO 11. CORTE Y TORSIÓN

11.7. CORTE POR FRICCIÓN

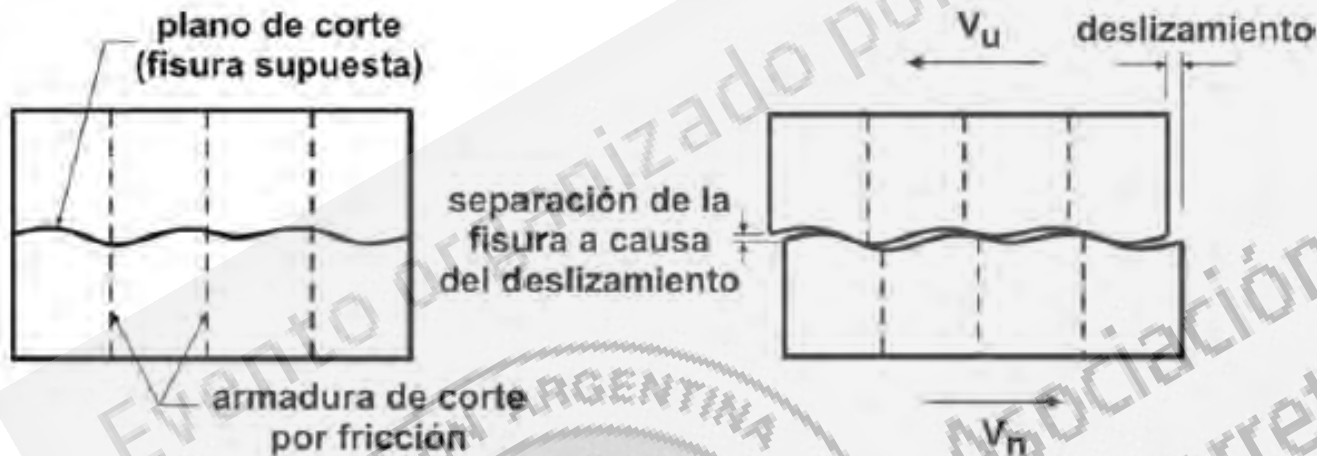
- En 1960 A.R. Anderson introdujo el concepto de “corte por fricción”
- Desarrollo en detalle por Mast y Birkeland y Birkeland
- El ACI 318 incorporó el modelo de corte por fricción en 1977
- El modelo parte de suponer la existencia de una fisura
- La fisura presenta una cierta rugosidad
- Por efecto del desplazamiento relativo originado por el corte, provoca una apertura que llega a poner a la armadura en fluencia creando una compresión normal a la fisura
- Se genera una fricción igual al producto de la citada compresión por el coeficiente de fricción “ μ ”
- La fricción generada equilibra el esfuerzo de corte que actúa sobre la fisura

CIRSOC 201-05

CAPÍTULO 11. CORTE Y TORSIÓN

11.7. CORTE POR FRICCIÓN

$$V_n = A_v f_y \mu$$



Pero no mayor que el menor entre

- $0,2 f'_c A_c$
- $5,5 A_c$

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

- Los esfuerzos normales de tracción deben resistirse separadamente.
- No se dice nada sobre las compresiones

$$V_n = A_v f_y \mu$$



CIRSOC 201-05

CAPÍTULO 11. CORTE Y TORSIÓN

11.7. CORTE POR FRICCIÓN

$$V_n = A_v f_y \mu$$

Tipo de hormigón	μ
Hormigón colocado monolíticamente	$1,4 \lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie <i>intencionalmente rugosa</i> como se especifica en el artículo 11.7.9.	$1,0 \lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie <i>no intencionalmente rugosa</i>	$0,6 \lambda$
Hormigón anclado a placas o perfiles de acero estructural, mediante pasadores con cabeza, o barras de armadura (ver el artículo 11.7.10.)	$0,7 \lambda$
siendo: $\lambda = 1,0$ para hormigón de densidad normal Hasta tanto entre en vigencia legal el Reglamento CIRSOC 202-2007: "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Ejecutado con Agregados Livianos" se deberán utilizar los siguientes valores de λ : $\lambda = 0,85$ para hormigones livianos con arena de densidad normal, y $\lambda = 0,75$ para hormigones con todos sus componentes livianos. Se podrá interpolar linealmente cuando se utilice reemplazo parcial de arena.	



CIRSOC 201-05

CAPÍTULO 11. CORTE Y TORSIÓN

11.7. CORTE POR FRICCIÓN (Comentarios)

En los comentarios se presenta la siguiente expresión alternativa cuando se trabaja con una superficie rugosa:

$$V_n = 2,8 A_c + 0,8 A_{vf} f_y \quad \text{con} \quad A_{vf} f_y / A_c \geq 1,4 \text{ MPa}$$

Con A_c : Área de contacto

CIRSOC 201-05

CAPÍTULO 17. ELEMENTOS DE HORMIGÓN, CONSTRUIDOS EN ETAPAS, SOLICITADOS A FLEXIÓN

Para superficies intencionalmente rugosas:



- Sin armaduras:

$$V_n = 0,6 A_c$$

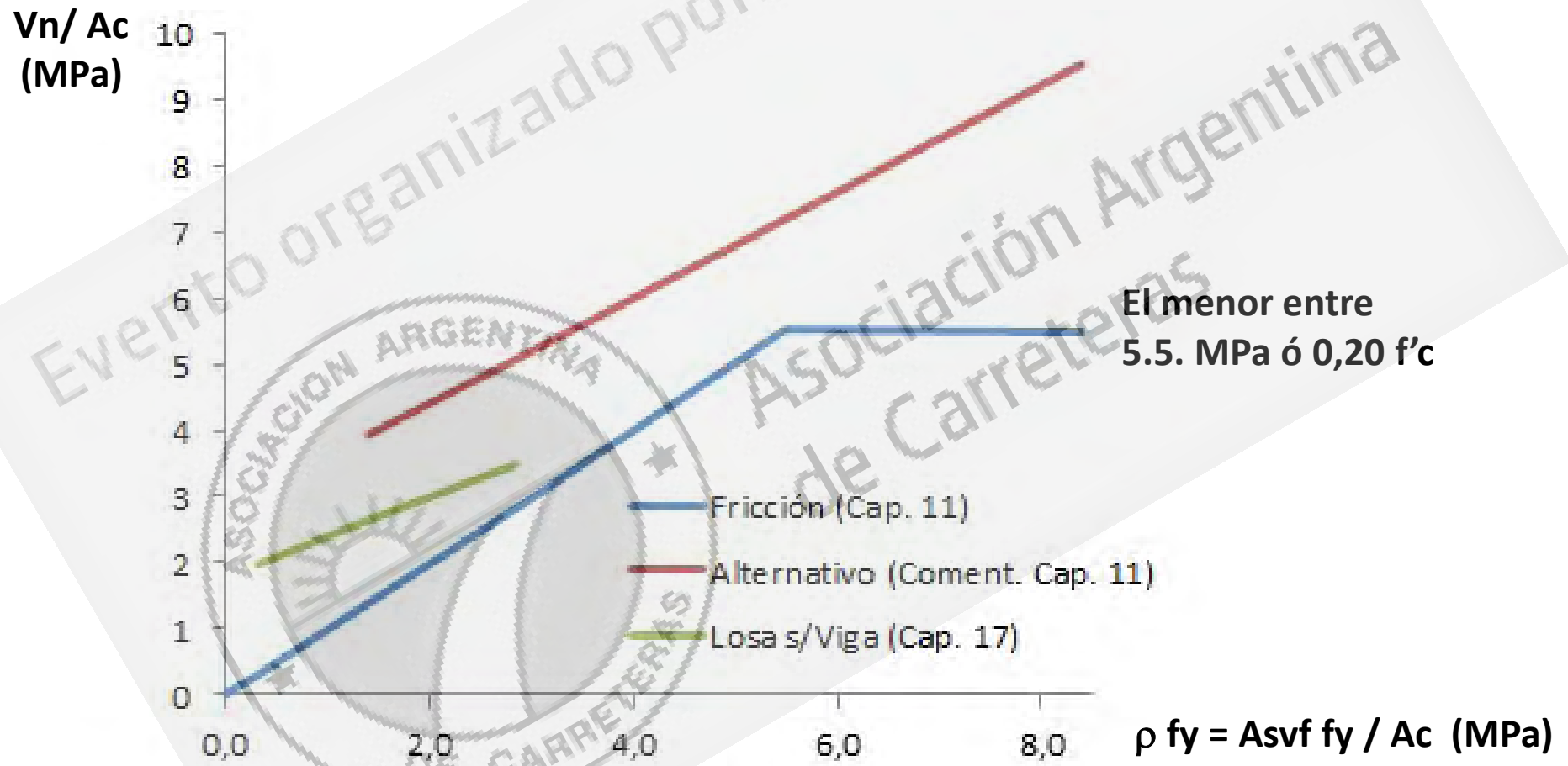
- Con armaduras:

$$V_n = (1,8 + 0,6 \rho_v f_y) A_c \leq 3,5 A_c (*)$$

(*) Si el valor no es suficiente como para resistir la sollicitación exterior, hay que recurrir a las expresiones de corte por fricción

CIRSOC 201-05

RESUMEN CAPÍTULOS 11 y 17





CIRSOC 802

5.8.4. Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción

Es de aplicación en:

- Una fisura existente o potencial
- Una interfaz entre diferentes materiales
- Una interfaz entre dos hormigones colados en diferentes momentos
- La interfaz entre diferentes elementos de la sección transversal

CIRSOC 802

5.8.4. Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción

$$V_{ni} = 1000 c A_{cv} + \mu (1000 A_{vf} f_y + P_c) \quad (5.8.4.1-3)$$

Pero siempre menor que el menor valor entre (5.8.4.1-4 y 5):

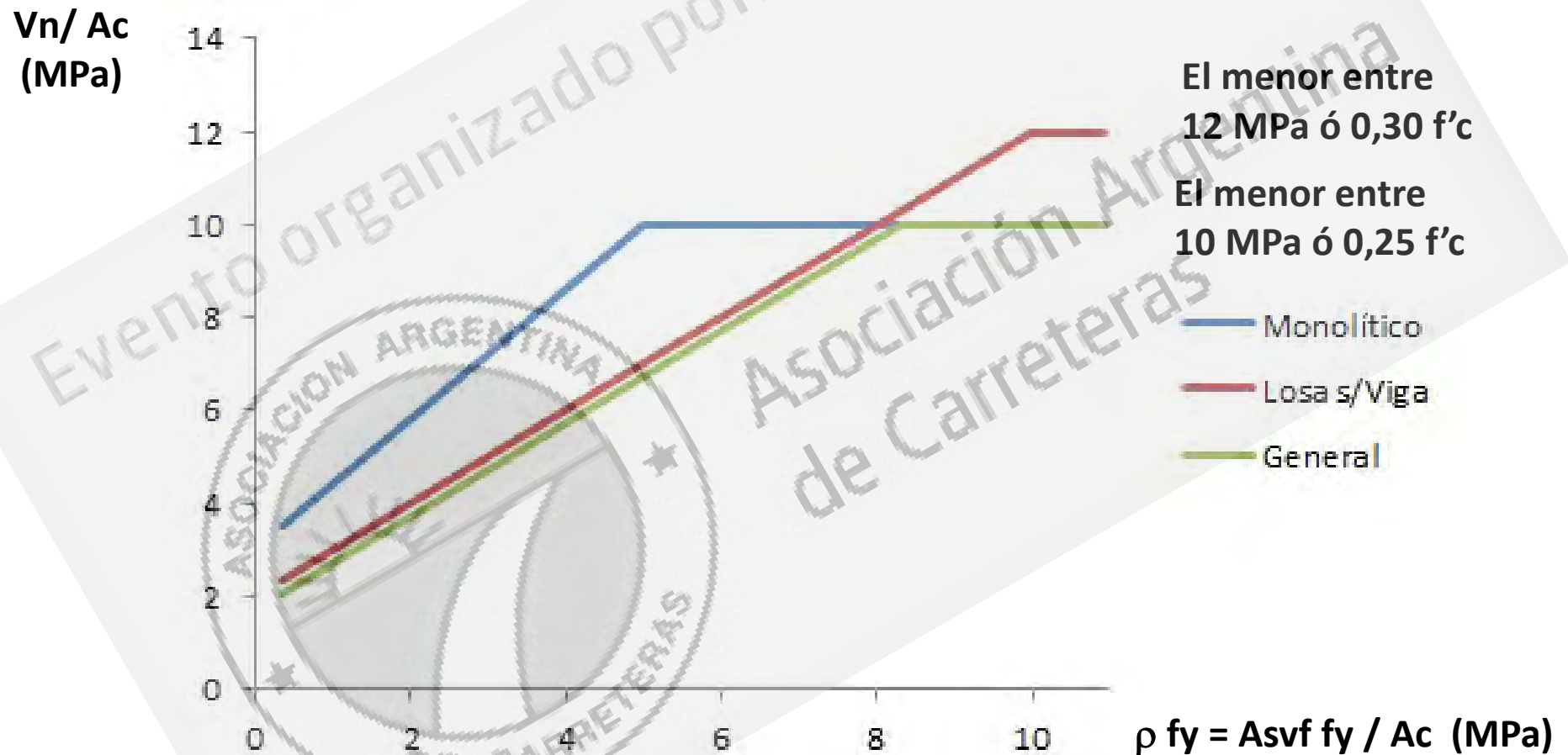
$$V_{ni} = 1000 K_1 f'_c A_{cv} \quad y \quad V_{ni} = 1000 K_2 A_{cv}$$

P_c = fuerza normal de compresión (si es de tracción se calcula la armadura aparte y se suma)

	C (MPa)	μ	K_1	K_1
Hormigón Monolítico	3,0	1,4	0,25	10
Losa s/Viga – Rugosidad 6 mm	2,0	1,0	0,30	12
Caso General – Rugosidad 6 mm	1,7	1,0	0,25	10

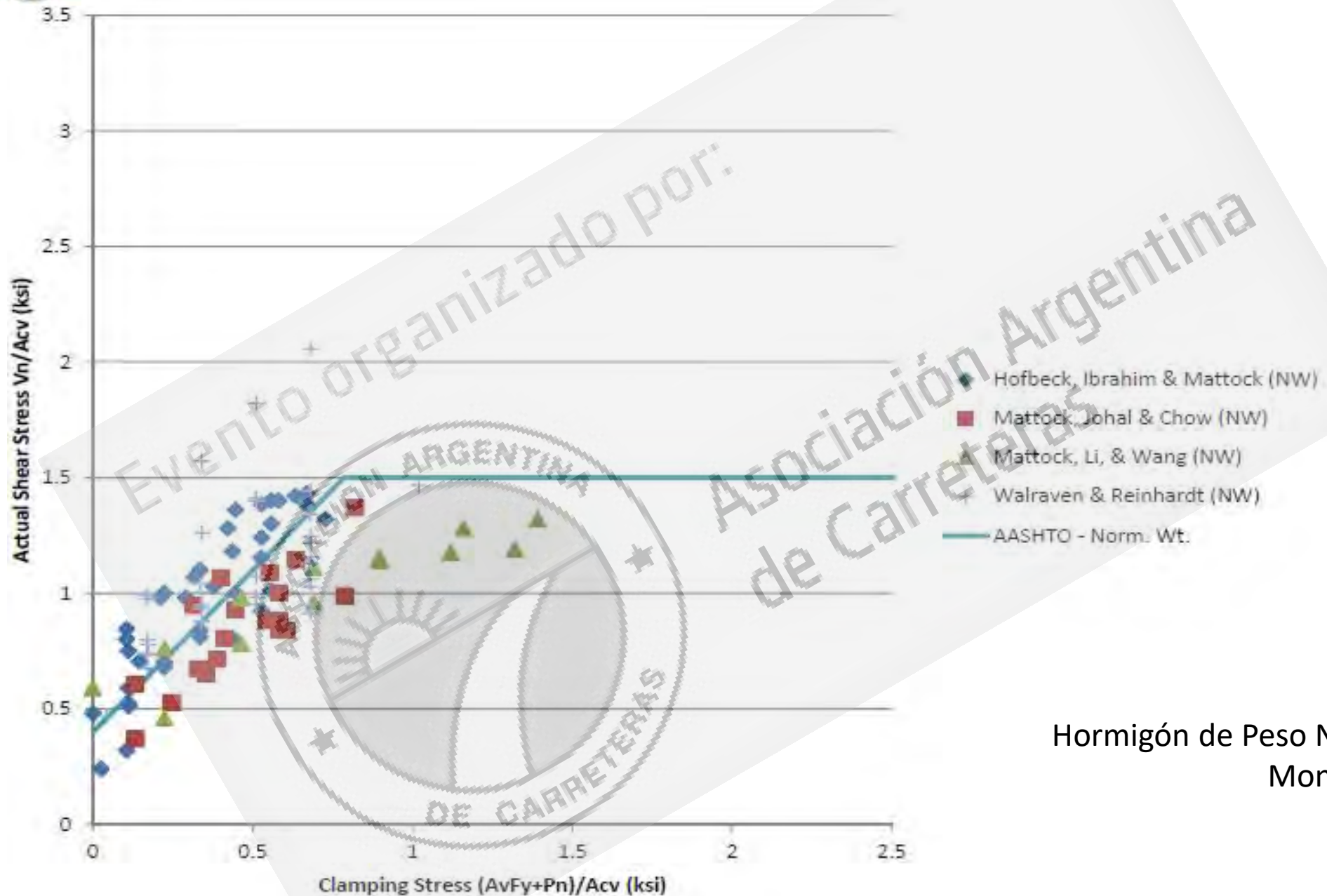
El formato general de seguridad es: $V_u \leq \phi V_n = 0,90 V_n$

CIRSOC 802



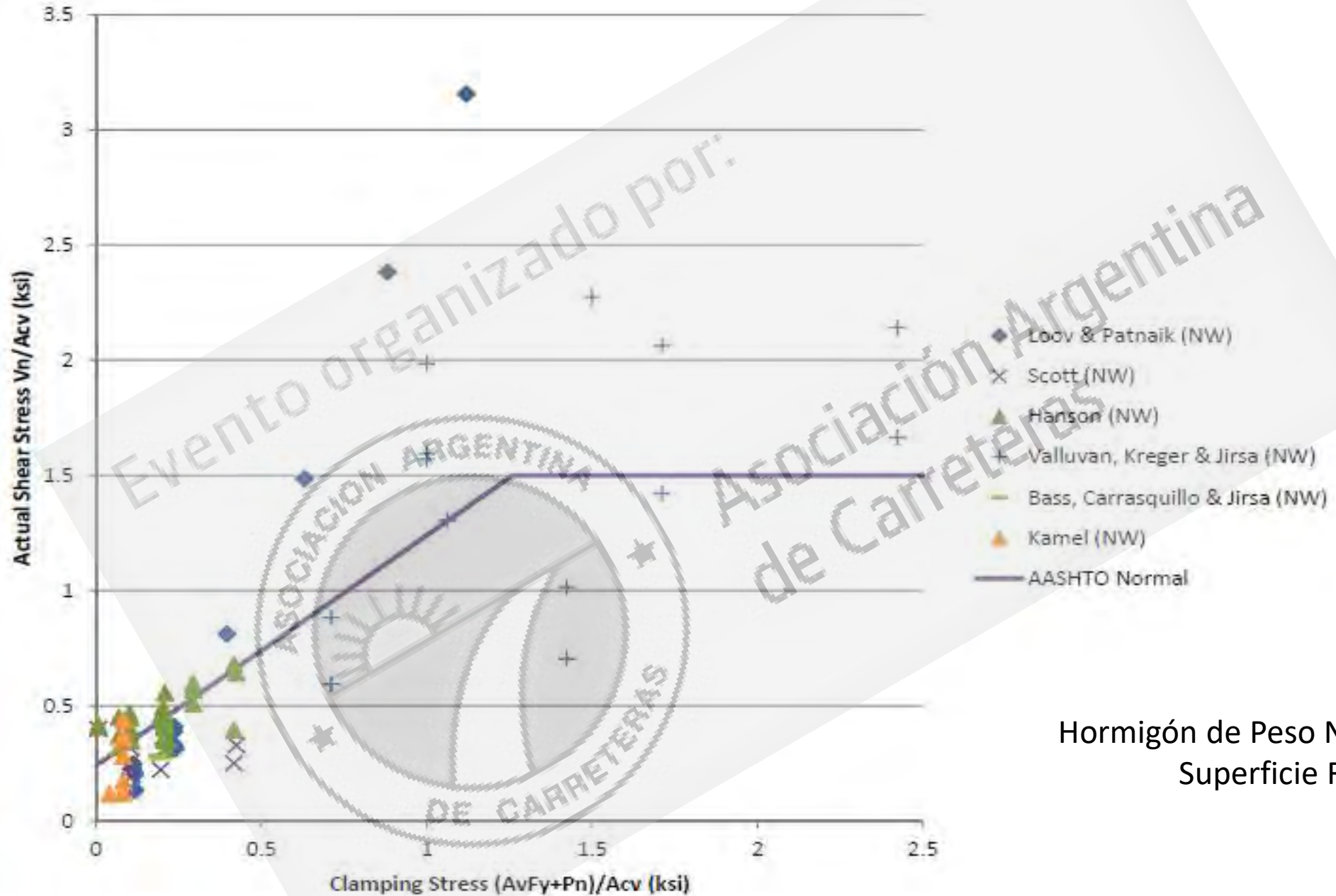


ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800



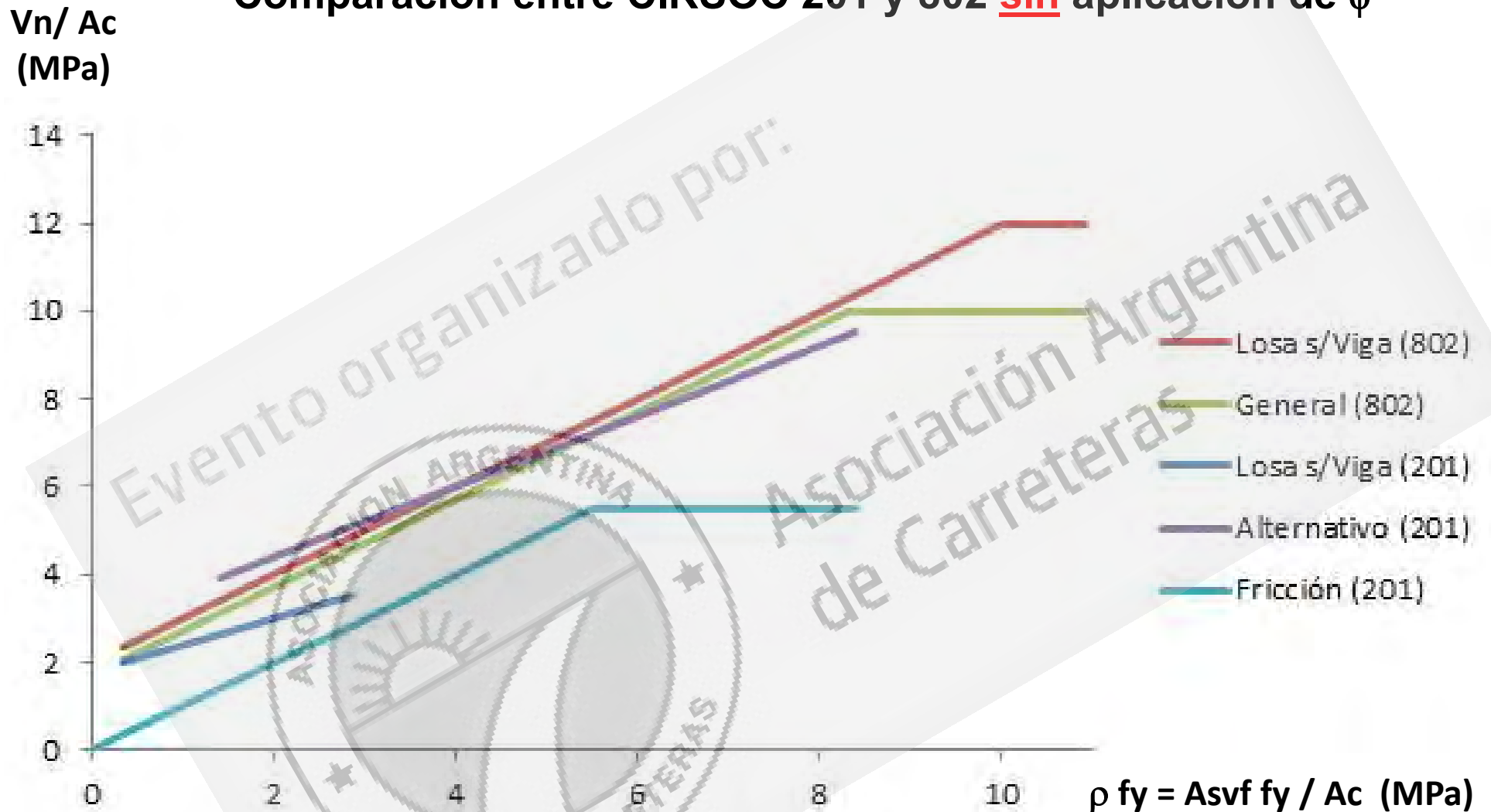


ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800





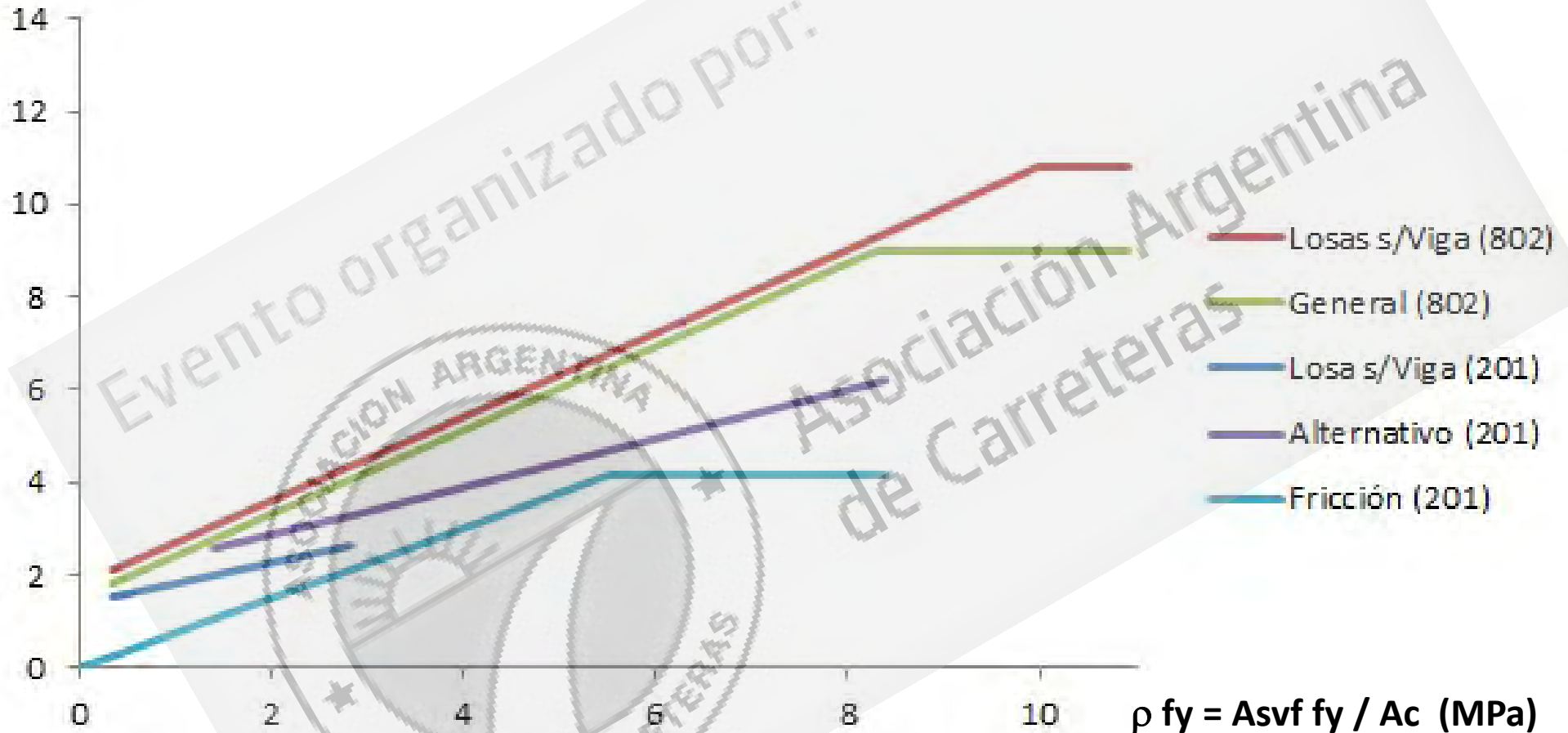
Comparación entre CIRSOC 201 y 802 sin aplicación de ϕ





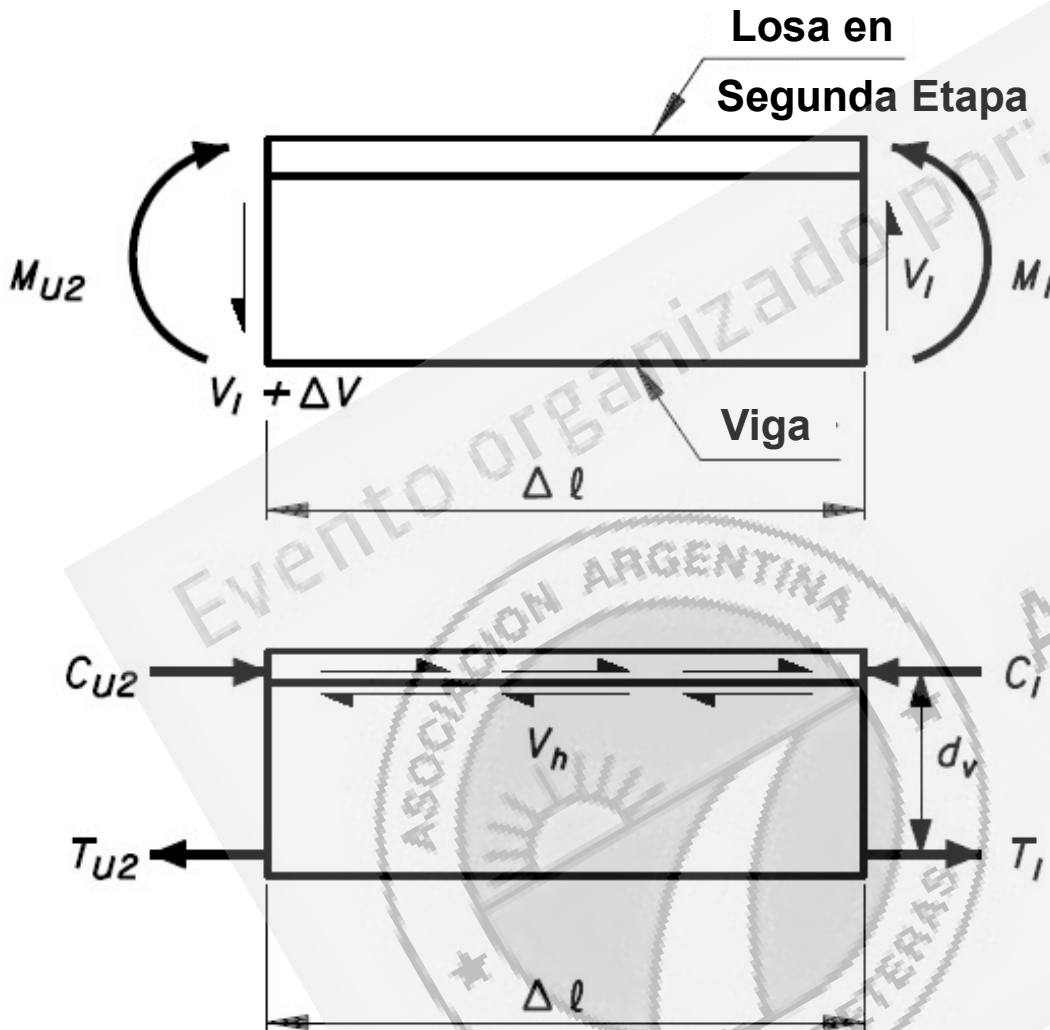
Comparación entre CIRSOC 201 y 802 con aplicación de ϕ

$\phi V_n / A_c$
(MPa)



Método Aproximado para calcular el corte horizontal

Se supone que en estado límite último el eje neutro cae en la losa



$$M_{u2} = M_1 + V_1 \Delta l$$

$$C_{u2} = \frac{M_{u2}}{d_v}$$

$$C_{u2} = \frac{M_1}{d_v} + \frac{V_1 \Delta l}{d_v}$$

$$C_1 = \frac{M_1}{d_v}$$

$$V_h = C_{u2} - C_1$$

$$V_h = \frac{V_1 \Delta l}{d_v}$$

Por unidad de longitud:

$$V_{hi} = \frac{V_1}{d_v}$$

Armadura Mínima en las Interfases Viga - Losa

$$A_{vf} \geq \frac{0,345 \times A_{cv}}{f_y}$$

- La armadura mínima puede ser menor a la anterior si se disponen al menos 4/3 de la armadura calculada
- La armadura mínima se puede obviar si se introduce una rugosidad de 6 mm de amplitud, si la tensión solicitante de corte es menor que 1.5 MPa y si la armadura de corte vertical de la viga se prolonga y se ancla adecuadamente en la losa



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un Nuevo Reglamento de Puentes: CIRSOC Serie 800

Evento organizado por:

PRETENSADO

Asociación Argentina
de Carreteras





5.4 - Materiales

- 5.4.2. Hormigón

- 5.4.2.1 f'_c - *La resistencia a la compresión especificada para el hormigón pretensado y los tableros no deberá ser menor que 30 Mpa*
- 5.4.2.2 a 5.4.2.7 *Coeficiente de Expansión Térmica, Contracción y Fluencia Lenta, Módulo de Elasticidad, Coeficiente de Poisson, Módulo de Rotura y Resistencia a la Tracción*



5.4 - Materiales

• 5.4.4 Acero de Pretensado

*Los cordones de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto:*

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M).

Tabla 5.4.4.1-1 – Propiedades de los cordones y barras de pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro [m]	Resistencia a la tracción, f_{pu} [MPa]	Tensión de fluencia, f_{py} [MPa]
Cordones	1725 MPa	0,006 a 0,0152	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cordones de baja relajación
	1865 MPa	0,0095 a 0,0152	1865	
Barras	Tipo 1, Lisas	0,019 a 0,0349	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	0,0159 a 0,0349	1035	80% de f_{pu}



5.4 - Materiales

- 5.4.4 Acero de Pretensado

Módulo de Elasticidad:

para cordones:

$$E_p = 196500 \text{ Mpa}$$

para barras:

$$E_p = 206850 \text{ MPa}$$



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



5.4 - Materiales

- 5.4.5 Anclajes

*Los anclajes y dispositivos de acoplamiento para cables de postesado deberán satisfacer los requisitos del Artículo 10.3.2 de la norma **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.*





5.4 - Materiales

• 5.4.6 Vainas

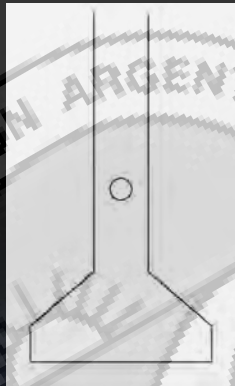
- Rígidas o semirrígidas, **de metal ferroso galvanizado o polietileno**
- Radios de curvatura límites según el material
- El máximo intervalo entre apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en las especificaciones técnicas y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 10.4.1.1 de la norma **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.
- Tamaño de las vainas:
 - $\Phi \geq 6 \text{ mm} + \Phi$ nominal del cable de 1 solo cordón o barra
 - Área interior de la vaina $\geq 2 \times$ Área neta del acero pretensado (múltiples cordones o barras)
 - Área interior de la vaina $\geq 2,5 \times$ Área neta del acero pretensado (múltiples cordones o barras) con enhebrado posterior

5.4 - Materiales

• 5.4.6 Vainas

- Tamaño de las vainas:

- $\Phi \leq 40\%$ del menor espesor de hormigón en correspondencia con la vaina



Para una vaina de 70 mm el espesor del alma da aproximadamente 18 cm.



5.9 - Pretensado

- Consideraciones Generales

- Resistencias
- Propiedades de la sección
- Fisuración

- Límites tensionales

- Acero
- Hormigón

- Pérdidas

- Instantáneas
- Diferidas
 - Estimación aproximada
 - Estimaciones refinadas



5.9.1 - Generalidades

- Requisitos generales
 - Aplicables a elementos de Hormigón Estructural armados con cualquier combinación de cables de pretensado y barras de armadura
 - Se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final.
 - Se deberán satisfacer los requisitos en los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo
 - Se pueden utilizar cables o barras de armadura no tesados en combinación con cables tesados.
 - Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1.
 - La Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III, no se aplicará a la investigación de la compresión.
 - Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1.
 - La Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III se deberá aplicar al investigar la tracción bajo sobrecarga.



5.9.1 - Generalidades

- Resistencias especificadas del Hormigón

$f'c$ = resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño [Mpa]

$f'ci$ = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado [MPa]; resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los cables [MPa] (5.4.2.3.2) (5.10.9.7.2). Esta resistencia deberá ser la adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

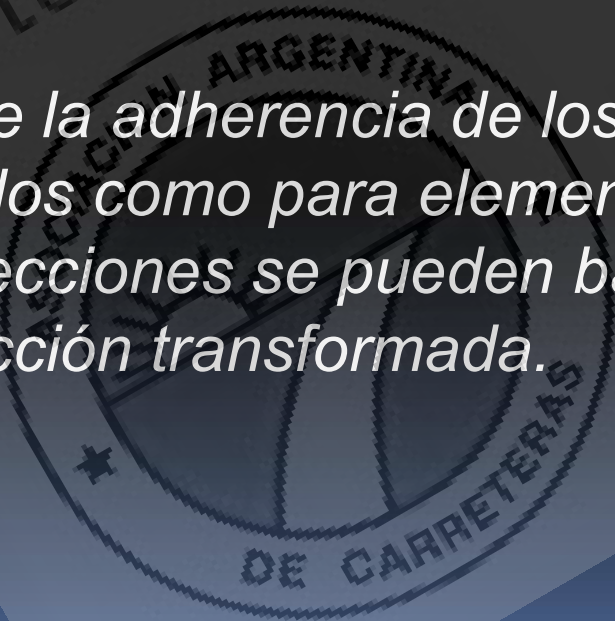


5.9.1 - Generalidades

- Propiedades de las Secciones

Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los cables de postesado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de vainas abiertas.

Luego de la adherencia de los cables, tanto para elementos pretesados como para elementos postesados, las propiedades de las secciones se pueden basar ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.





5.9.1 - Generalidades

- Fisuración

La fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos los Artículos 5.5, 5.6 y 5.7.



Asociación Argentina
de Carreteras



5.9.2 – Tensiones debidas a deformaciones impuestas

Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan a los elementos contiguos de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales contiguos se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.



Asociación Argentina
de Carreteras



5.9.3 – Límites de Tensiones en el Acero

La tensión en los cables debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la Tabla 5.9.3-1, o
- Los valores recomendados por el fabricante de los cables o anclajes.

La tensión en los cables en los estados límite de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.4.4.1-1.

5.9.3 – Límites de Tensiones en el Acero

Tabla 5.9.3-1 – Límites de tensión para los cables de pretensado

Condición	Tipo de Cable		
	Cordones aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cordones de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	—
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuíñamiento, se puede permitir f_{pbt} a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En otras secciones del elemento alejadas de los anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

$0.90\beta_s / 0.75\beta_z$

$0.85\beta_s / 0.70\beta_z$

La tensión en los cables en los estados límite de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.4.4.1-1.



5.9.3 – Límites de Tensiones en el Hormigón

5.9.4 Límite tensional

5.9.4.1. Tensiones Temporarias antes de las Pérdidas

5.9.4.1.1. Tensiones de Compresión

5.9.4.1.2. Tensiones de Tracción (Tabla 5.9.4.1.2-1)

5.9.4.2. Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas

5.9.4.2.1. Tensiones de Compresión (5.9.4.2.1-1)

5.9.4.2.2. Tensiones de Tracción (5.9.4.2.2-1)



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



5.9.3 – Límites de Tensiones en el Hormigón

5.9.4.1.1. Tensiones de Compresión antes de las pérdidas

$$\text{Tensión Límite} \leq 0,60 f'_{ci}$$



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

5.9.3 – Límites de Tensiones en el Hormigón

5.9.4.1.2. Tensiones de Tracción antes de las pérdidas

Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contraventeados	En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ [MPa]
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 \cdot f_y$, no mayor que 207 MPa	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Para tensiones de manipulación en pilotes pretensados	$0,415 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

5.9.3 – Límites de Tensiones en el Hormigón

5.9.4.1.2. Tensiones de Compresión después de las pérdidas

Tabla 5.9.4.2.1-1 – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Ubicación	Tensión Límite
• Excepto en puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• En puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• Tensión debida a la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, como así también durante las operaciones de transporte y manipulación	$0,60 \phi_w f'_c$ [MPa]

Si la relación de esbeltez del alma o del ala es mayor que 15, el factor de reducción, Φ_w se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.2.

5.9.3 – Límites de Tensiones en el Hormigón

5.9.4.1.2. Tensiones de Tracción después de las pérdidas

Tabla 5.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruiclos por dovelas	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado no adherentes	Tracción nula

Las tensiones de tracción en los elementos que tienen cables de pretensado adherentes o no adherentes, se deben investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III

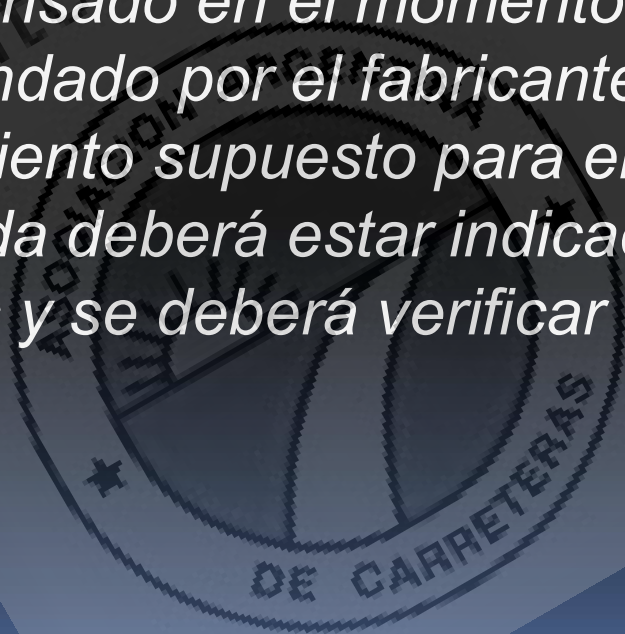


5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

5.9.5.2.1 Acuñamiento de anclajes

La magnitud del acuñamiento de los anclajes será el valor mayor entre el requerido para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o el recomendado por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñamiento supuesto para el diseño y utilizado para calcular la pérdida deberá estar indicada en las especificaciones técnicas y se deberá verificar durante la construcción.





5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

5.9.5.2.2 Fricción

En Postesado

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado [MPa]

x = longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado [m]

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable)

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado [radianes]

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

5.9.5.2.2 Fricción

En Postesado

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu \alpha)} \right)$$

En ausencia de datos del fabricante, se puede utilizar para K y α un valor comprendido dentro de los rangos especificados en la Tabla 5.9.5.2.2.2-1.

Tabla 5.9.5.2.2.2-1 – Coeficientes de fricción para cables de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cordones	Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado	0,0002	0,15 – 0,25
	Polietileno	0,0002	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para cables externos	0,0002	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0,0002	0,30



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

5.9.5.2.3 Acortamiento Elástico

En Pretensado

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp}$$

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debida a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y al peso propio del elemento en la sección de máximo momento [MPa]

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado [MPa]

E_{ct} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de aplicación de la carga [Mpa]



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

5.9.5.2.3 Acortamiento Elástico

En Postesado

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

N = número de cables de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento [MPa]



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

En los elementos prefabricados estándares pretensados sujetos a cargas y condiciones ambientales normales, cuando:

- los elementos son de hormigón de peso normal,
- el hormigón se cura al vapor o en húmedo,
- el pretensado se realiza con barras o cordones con propiedades de relajación baja o normal
- el sitio se caracteriza por condiciones de exposición y temperaturas medias.

las pérdidas de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT} , debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar usando la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 82,74 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 82,74 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

$$\gamma_h = 1,7 - 0,01 H$$

$$\gamma_{st} = \frac{34,5}{6,9 + f'_{ci}}$$

f_{pi} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia [MPa]

H = humedad relativa ambiente anual media [%]

γ_h = factor de corrección que considera la humedad relativa del ambiente

γ_{st} = factor de corrección que considera la resistencia especificada del hormigón en el momento en que la tensión de pretensado se transfiere al elemento de hormigón

Δf_{pR} = estimación de la pérdida por relajación que se toma como **16,5 MPa** para los cordones de baja relajación, **69 MPa** para los cordones aliviados de tensiones y según las recomendaciones del fabricante para otros tipos de cordones [MPa]



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

Para las vigas, excepto para aquellas que forman una construcción compuesta con una losa de hormigón, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se deberán determinar usando el método refinado del Artículo 5.9.5.4.

En el caso de los puentes de hormigón contruidos por dovelas, las pérdidas calculadas como un valor global solo se pueden utilizar a los fines del diseño preliminar.

Para los elementos en los cuales las dimensiones, el nivel de pretensado, las etapas constructivas o los materiales del hormigón no son los habituales, se deberá utilizar el método refinado del Artículo 5.9.5.4 o bien un método computarizado que considere incrementos de tiempo.

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.3 Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

$$\Delta f_{pLT} = \underbrace{(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pRI})}_{id} + \underbrace{(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pRI} - \Delta f_{pSS})}_{df}$$

sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero [MPa]

sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas después de la colocación del tablero [MPa]

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de Transferencia de Tensión al Momento de Colocación del Tablero

5.9.5.4.2.1. Contracción de la Viga de Hormigón

$$\Delta f_{pSR} = \epsilon_{bid} E_p K_{id}$$

$$K_{id} = \frac{I}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g}{I_g} e_{pg}^2 \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]}$$

ϵ_{bid} = deformación por contracción del hormigón de la viga, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de transferencia y la colocación del tablero

K_{id} = coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero

e_{pg} = excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la viga [m]; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la viga

$\psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de transferencia

t_f = edad final [días]

t_i = edad al momento de transferencia [días]

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de Transferencia de Tensión al Momento de Colocación del Tablero

5.9.5.4.2.1. Fluencia Lenta de la Viga de Hormigón

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b (t_d - t_i) K_{id}$$

$\psi_b(t_d, t_i)$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de transferencia

t_d = edad de la colocación del tablero [días]

t_i = edad al momento de transferencia [días]

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de Transferencia de Tensión al Momento de Colocación del Tablero

5.9.5.4.2.1. Relajación de la armadura de pretensado

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

f_{pt} = tensión en los cordones de pretensado inmediatamente después de la transferencia, en la Ecuación 5.9.5.4.2.3-1 adoptar no menos que $0,55 \cdot f_{py}$

K_L = 30 para cordones de baja relajación y 7 para los demás aceros de pretensado, a menos que estén disponibles datos más precisos del fabricante

La pérdida de relajación, Δf_{pR1} , en cordones de baja relajación, se puede suponer igual a 8,3 MPa.

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de Colocación del Tablero al Tiempo Final

5.9.5.4.3.1. Contracción de la Viga de Hormigón

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

$$K_{df} = \frac{I}{I + \frac{E_p}{E_{oi}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(I + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]}$$

ε_{bdf} = deformación por contracción del hormigón de la viga, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final

K_{df} = coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final

e_{pc} = excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la sección compuesta [m]; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la sección

A_c = área de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos entre el tablero y la viga [m²]

I_c = momento de inercia de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos en servicio entre el tablero y la viga [m⁴]

5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de Colocación del Tablero al Tiempo Final

5.9.5.4.3.2. Fluencia Lenta de la Viga de Hormigón

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

Δf_{cd} = variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a las pérdidas a largo plazo entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas superpuestas [MPa]

$\psi_b(t_f, t_d)$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de la colocación del tablero



5.9.5 – Pérdidas de Pretensado

5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de Colocación del Tablero al Tiempo Final

5.9.5.4.3.4. Contracción del Tablero de Hormigón

La ganancia de pretensado debido a la contracción de la sección compuesta del tablero, Δf_{pss} , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pss} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)]$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\epsilon_{cdf} A_d E_{cd}}{[1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)]} \left(\frac{I}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right)$$

Δf_{cdf} = variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a la contracción del hormigón del tablero [MPa]

ϵ_{cdf} = deformación por contracción del hormigón del tablero, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del mismo y el tiempo final

A_d = área de hormigón del tablero [m²]

E_{cd} = módulo de elasticidad del hormigón del tablero [MPa]

e_d = excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta bruta, positiva en construcciones regulares donde el tablero está por encima de la viga [m]

$\psi_b(t_f, t_d)$ = coeficiente de fluencia lenta del hormigón del tablero en el tiempo final, Ecuación 5.4.2.3.2-1, debido a la introducción de cargas poco después de la colocación del tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.)



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

ESTRUCTURAS DE ACERO



Introducción

Utilización AASHTO:

- No existe Normativa Local
- Coherencia entre el análisis de carga y el cálculo
- Coherencia con otros Reglamentos de Estructuras de Acero.
- Acceso a la información



Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras

Diseño de la superestructura

- Ancho de la carretera
- Longitud del Puente
- Disposición de los tramos (hidrología, futuras ampliaciones, estética, etc)
- Seleccionar el tipo de puente (tipo cajón, Vigas I, reticulados, etc.)



Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras

Diseño de la superestructura

- VIGA I o Cajón
 - Compuesta
 - No compuesta
 - Híbrida o no
 - Altura variable o constante
 - Limitaciones a las dimensiones de la sección (relaciones entre Alas, alma, espesores, etc)
 - Simplemente apoyada o continua
 - Diseño del tablero



Materiales

Table 6.4.1-1 Minimum Mechanical Properties of Structural Steel by Shape, Strength, and Thickness.

AASHTO Designation	M 270M Grade 250	M 270M Grade 345	M 270M Grade 345S	M 270M Grade 345W	M 270M Grade HPS 345W	M 270M Grade HPS 485W	M 270M Grades 690/690W	
Equivalent ASTM Designation	A 709M Grade 250	A 709M Grade 345	A 709M Grade 345S	A 709M Grade 345W	A 709M Grade HPS 345W	A 709M Grade HPS 485W	A 709M Grades 690/690W	
Thickness of Plates, mm.	Up to 100 incl.	Up to 100 incl.	Not Applicable	Up to 100 incl.	Up to 100 incl.	Up to 100 incl.	Up to 65 incl.	Over 65 to 100 incl.
Shapes	All Groups	All Groups	All Groups	All Groups	Not Applicable	Not Applicable	Not Applicable	Not Applicable
Minimum Tensile Strength, F_u , MPa	400	450	450	485	485	585	760	690
Specified Minimum Yield Point or Specified Minimum Yield Strength, F_y , MPa	250	345	345	345	345	485	690	620

Estados límites

- Seleccionar factores de diseño
 - Factor de ductilidad
 - Factor de redundancia
 - Factor de Importancia operacional

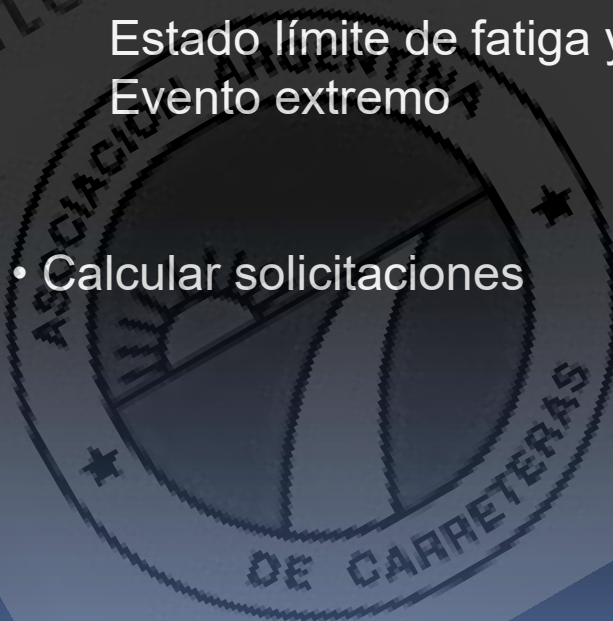
$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

- Combinaciones de Carga y factores de carga
 - Estado límite de resistencia
 - Estado límite de servicio
 - Estado límite de fatiga y fractura
 - Evento extremo

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

- Calcular solicitaciones



Estados límites

Resistencia

- ▶ Objetivo: asegurar la adecuada resistencia y estabilidad del puente durante todas las fases de la construcción y su vida útil
- ▶ Requisitos: resistir las combinaciones de carga a las que el puente estará sometido en cada momento
- ▶ Combinaciones de cargas: RESISTENCIA I, RESISTENCIA II, RESISTENCIA III, RESISTENCIA IV y RESISTENCIA V



Estados límites

Servicio

- ▶ Objetivo: diseñar los puentes para evitar efectos estructurales y psicológicos no deseados debido a sus deformaciones
- ▶ Requisitos: asegurar el funcionamiento satisfactorio a lo largo de la vida útil especificando restricciones a la tensión, la deformación y el ancho de fisura, bajo condiciones regulares de servicio.
- ▶ Combinaciones de cargas: SERVICIO I, SERVICIO II Y SERVICIO III



Estados límites

Fatiga y Fractura

- ▶ Objetivo: controlar el crecimiento de las fisuras bajo repeticiones de carga, y prevenir la fractura durante la vida útil del puente
- ▶ Requisitos: satisfacer restricciones en el rango de tensión y presentar comportamiento dúctil bajo condiciones normales de servicio
- ▶ Combinaciones de cargas: FATIGA



Estados límites

Evento Extremo

- ▶ Objetivo: garantizar la supervivencia estructural durante un terremoto, una inundación importante, una colisión vehicular, o un flujo de hielo
- ▶ Requisitos: en caso de sismo será resistir una fuerza horizontal mínima en la unión entre la superestructura y la infraestructura en la dirección restringida (Longitudinal) y tener un apoyo que se acomode al máximo desplazamiento horizontal calculado en esa dirección
- ▶ Combinaciones de cargas: EVENTO EXTREMO I y EVENTO EXTREMO II



Estados límites

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ (*)	BL	IC	GT	GV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I (*)	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	*	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*A definir por el INPRES

Estados límites

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios		1,25	0,90
DC: Resistencia IV solamente		1,50	0,90
DD: Fricción negativa	Pilotes, Método α Tomlinson	1,40	0,25
	Pilotes, Método λ	1,05	0,30
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos		1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo			
• Activo		1,50	0,90
• En reposo		1,25	0,90
• AEP para muros anclados		1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje		1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo			
• Estabilidad global		1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos		1,35	0,90
• Estructura rígida enterrada		1,30	0,90
• Marcos rígidos		1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas			
◦ Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado		1,50	0,90
◦ Alcantarillas termoplásticas		1,30	0,90
◦ Todas las demás		1,95	0,90
ES: Sobrecarga de suelo		1,50	0,75

Combinaciones de carga

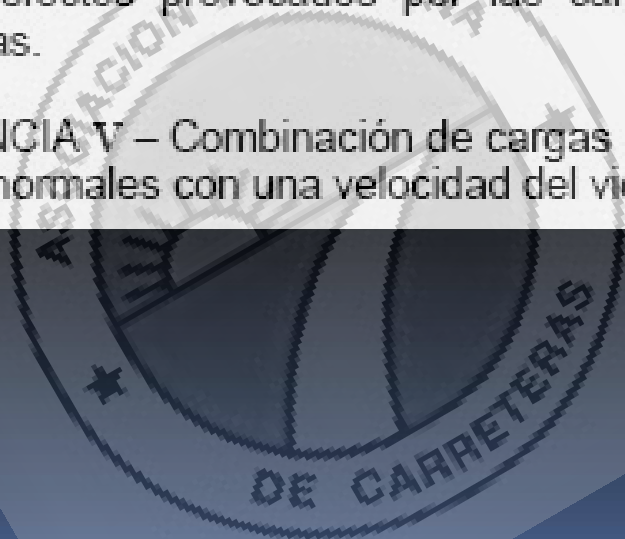
RESISTENCIA I – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a 25 m/s.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas correspondiente a relaciones muy elevadas entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 25 m/s.



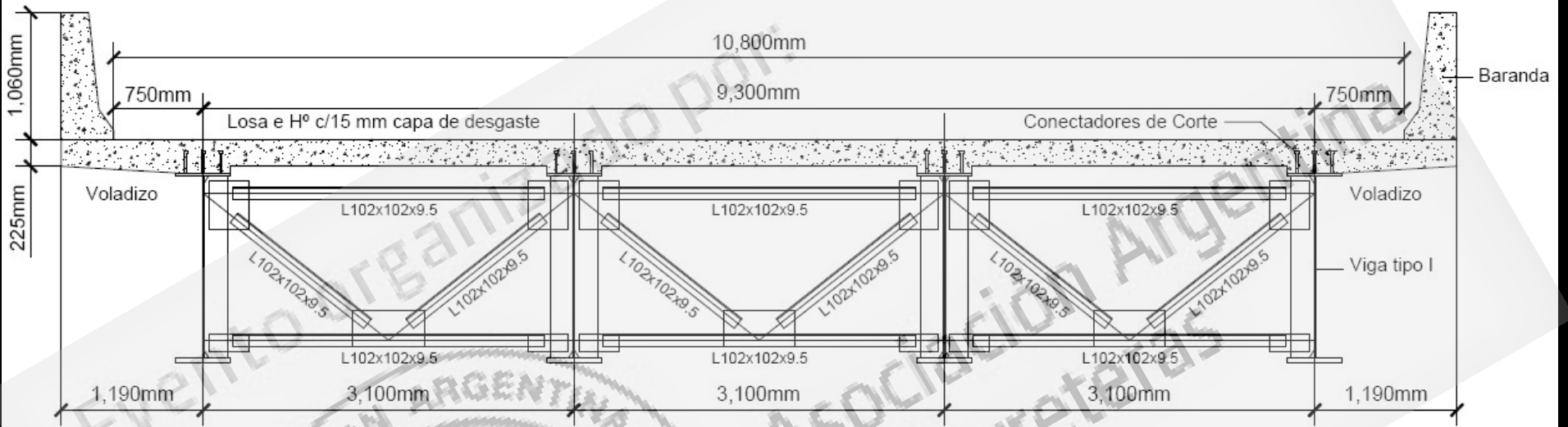
Combinaciones de carga

- ▶ EVENTO EXTREMO I: incluye cargas producidas por sismo.
- ▶ EVENTO EXTREMO II: considera choques de embarcaciones y/o vehículos.
- ▶ SERVICIO I: considera la operación normal del puente con un viento de 25 m/s.
- ▶ SERVICIO II: se utiliza para controlar la fluencia del acero y las uniones de deslizamiento crítico tipo fricción al bajo la carga de diseño vehicular.
- ▶ SERVICIO III: se utiliza para controlar la fisuración en estructuras de hormigón pretensado.
- ▶ FATIGA: se utiliza para considerar los ciclos de repeticiones de carga producidas por el camión de diseño.

Factores de Resistencia

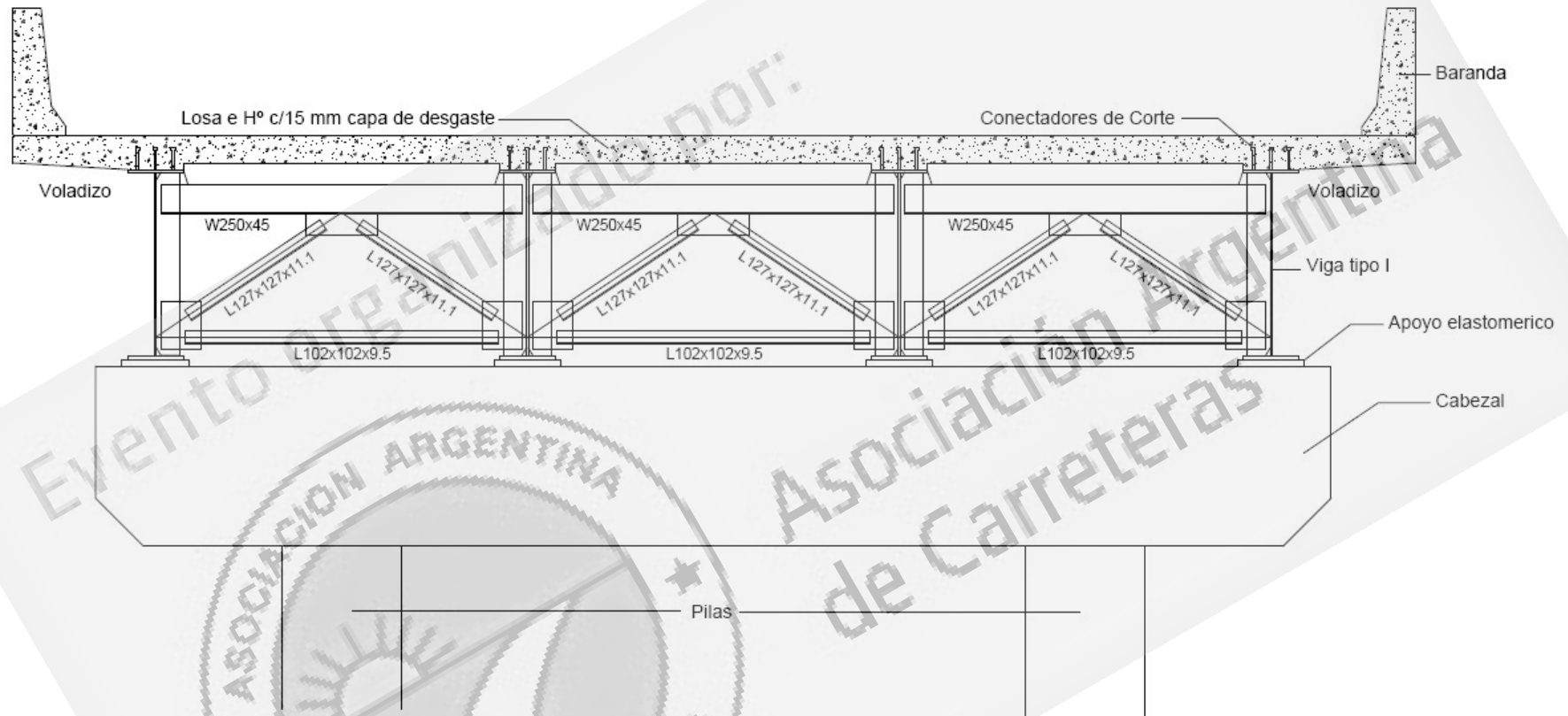
- For flexure = 1.00
- For shear = 1.00
- For axial compression, steel only = 0.90
- For axial compression, composite = 0.90
- For tension, fracture in net section = 0.80
- For tension, yielding in gross section = 0.95
- For bearing on pins in reamed, drilled or bored holes and on milled surfaces = 1.00
- For bolts bearing on material = 0.80
- For shear connectors = 0.85
- For A 325M and A 490M bolts in tension = 0.80
- For A 307 bolts in tension = 0.80
- For A 307 bolts in shear = 0.65
- For A 325M and A 490M bolts in shear = 0.80
- For block shear = 0.80
- For web crippling = 0.80

Diseño



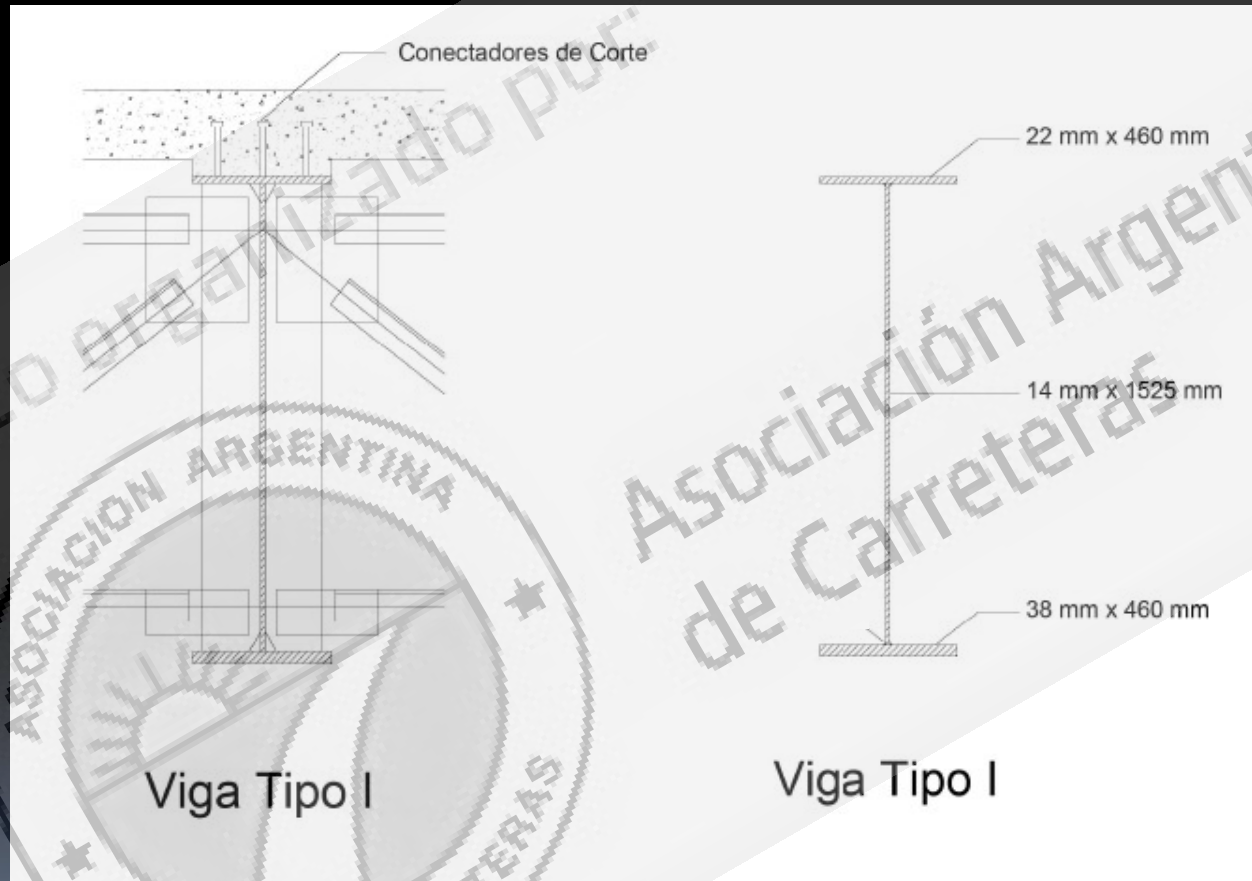
Seccion Transversal con Riostra Intermedia

Geometria



Seccion Transversal con Riostra de Apoyo

Geometría



Vigas Principales

Algunos de los ítems principales de diseño

- Diseño a Flexión
 - Secciones Compactas
 - Secciones No-Compactas
- Diseño al Corte
 - Almas no rigidizadas
 - Almas rigidizadas transversalmente
- Diseño a la Fatiga
- Diseño del rigidizador transversal intermedio
- Diseño del rigidizador de apoyo
- Diseño de la losa de hormigón
 - Método empírico de diseño
 - Diseño del voladizo
- Diseño de Conectores de corte
- Diseño de Riostra
 - Riostras intermedias
 - Riostras extremas
- Diseño de uniones abulonadas
- Diseño del apoyo elastomérico

Vigas Principales

- ▶ Estado Límite Último de Resistencia
 - ▶ Flexión
 - ▶ Cálculo del Momento último M_u

$$M_u = \eta \cdot \sum_i \gamma_i \cdot M_i$$

Combinación de Carga determinante



Vigas Principales

Estado Límite Último de Resistencia

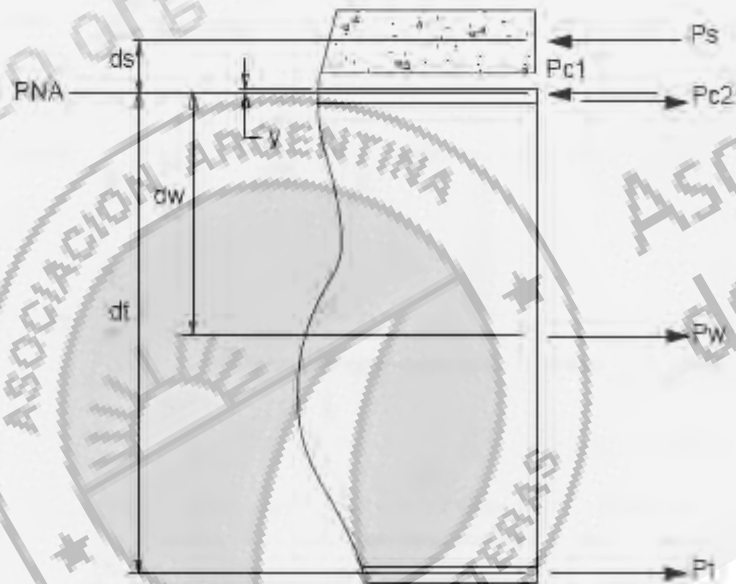
- ▶ Flexión
 - ▶ Cálculo de la resistencia nominal a flexión M_n
 - ▶ Cálculo del Momento de Plastificación M_p : equilibrio de fuerzas asumiendo que el eje neutro plástico se encuentra dentro del ala superior de la viga principal. Como la profundidad del alma en compresión es igual a cero, el requerimiento de esbeltez de alma se cumple automáticamente.
 - ▶ No hay requerimientos de esbeltez ni de arriostramiento del ala comprimida, se asume que ésta se encuentra adecuadamente arriostrada por el tablero de hormigón endurecido

Vigas Principales

Estado Límite Último de Resistencia

► Flexión

► Cálculo de M_p por equilibrio de fuerzas



► Verificación

$$M_u < \phi_f \cdot M_n \text{ siendo } \phi_f = 1$$

Vigas Principales

Estado Límite Último de Resistencia

► Corte

► Cálculo del Corte último V_u

$$V_u = \eta \cdot \sum_i \gamma_i \cdot V_i$$

Combinación de Carga determinante

$$V_u < \phi_v \cdot V_n \text{ siendo } \phi_v = 1$$

La AASHTO LRFD Specification menciona que se utilizarán rigidizadores transversales siempre y cuando:

$$\frac{D}{t_w} > 150$$

Vigas Principales

Estabilidad y Resistencia durante la construcción

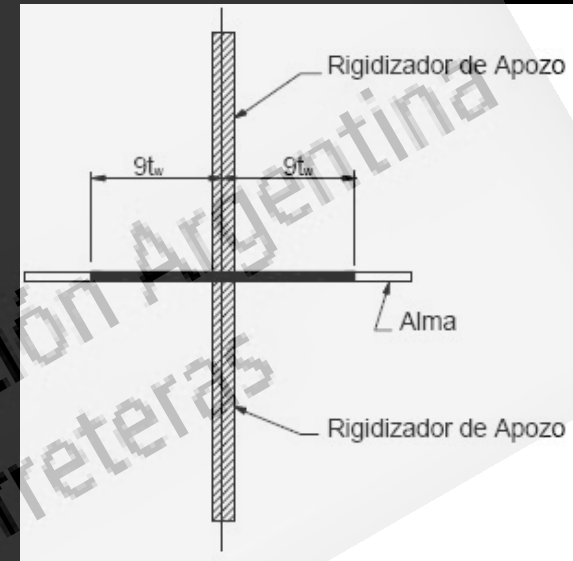
- ▶ Objetivo: Someter a verificaciones de resistencia y estabilidad a aquellos elementos de secciones I que no trabajan en sección compuesta durante la construcción pero que si lo hacen una vez endurecido el hormigón.
- ▶ La sección de acero se verifica solamente bajo la acción de las cargas muertas factorizadas DC1. En rigor se debe tener en cuenta la secuencia de hormigonado que produzca las solicitaciones máximas.
- ▶ Verificaciones:
 - ▶ Pandeo Local del Alma
 - ▶ Pandeo Local del Ala Comprimida
 - ▶ Pandeo Lateral Torsional

NOTA: No se considera en esta verificación el soporte lateral ofrecido al ala comprimida por el encofrado perdido. Sí se considera que existe arriostramiento lateral en correspondencia con la diagonal de las riostras

Vigas Principales

Diseño del Rigidizador de Apoyo

- ▶ Los rigidizadores de apoyo se diseñan como columnas de modo de trasladar las reacciones máximas de las vigas hasta los apoyos elastoméricos.
- ▶ La resistencia axial de los rigidizadores de apoyo equivale a la de una columna compuesta por: los rigidizadores propiamente dichos y una franja central de alma que se extiende 9 veces el espesor de la misma a cada lado de los rigidizadores



- ▶ Resistencia a la compresión para pandeo flexional
- ▶ Resistencia a la flexión para pandeo torsional

Vigas Principales

Diseño de Soldadura Ala - Alma

- ▶ Estas soldaduras deben resistir las tensiones de corte horizontal en el plano de resbalamiento ala/alma
- ▶ Procedimiento
 - ▶ Cálculo de la resistencia de diseño de la soldadura

Es la menor entre:

Resistencia de diseño del metal de soldadura calculada como:

$$R_r = 0,6 \cdot \phi_{e2} \cdot F_{exx} \cdot A_{\text{soldadura}}$$

Resistencia de diseño a corte del material conectado:

$$R_r = 0,58 \cdot \phi_v \cdot A_g \cdot F_y$$

Vigas Principales

Diseño de Soldadura Ala - Alma

- Cálculo de la resistencia última requerida (s)

Las tensiones de corte se calculan aplicando la teoría de Jouravsky. Luego se combinan bajo la combinación de carga RESISTENCIA I

- Verificación

$$s < R_r$$

NOTA: En el cálculo de las tensiones de corte para el diseño de la soldadura ala – alma y en las de flexión para la verificación de flecha permanente se considera que la carga:

DC1 actúa en la sección de acero

DC2 y DW actúan en la sección compuesta a Largo Plazo

LL_IM actúa en la sección compuesta a Corto Plazo

1) DC1: carga que actúa en la sección no compuesta

2) DC2: carga que actúa en la sección compuesta a largo plazo.

Cargas

- Cargas permanentes

CR	=	solicitaciones generadas por fluencia lenta
DD	=	fricción negativa
DC	=	peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
DW	=	peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
EH	=	empuje horizontal del suelo
EL	=	diversas tensiones residuales resultantes del proceso constructivo, incluyendo en la construcción parcial la elevación separada de voladizos
ES	=	sobrecarga de suelo
EV	=	presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PS	=	fuerzas secundarias de postensado
SH	=	solicitaciones generadas por contracción

Cargas transitorias

BL	=	cargas explosivas
BR	=	fuerza de frenado de los vehículos
CE	=	fuerza centrífuga de los vehículos
CT	=	fuerza de colisión de un vehículo
CV	=	fuerza de colisión de una embarcación
EQ	=	carga sísmica (a definir por el INPRES)
FR	=	carga de fricción
IC	=	carga de hielo
IM	=	incremento por carga vehicular dinámica
LL	=	sobrecarga vehicular
LS	=	sobrecarga viva
PL	=	sobrecarga peatonal
SE	=	solicitaciones generadas por asentamiento
TG	=	solicitaciones generadas por gradiente de temperatura

TU	=	solicitaciones generadas por temperatura uniforme
WA	=	carga hidráulica y presión del flujo de agua
WL	=	viento sobre la sobrecarga
WS	=	viento sobre la estructura

Conectores de Corte

Introducción

- ▶ En secciones compuestas se debe proveer de conectadores de corte a la interfase entre la losa de hormigón y la sección de acero para resistir los esfuerzos de corte.
- ▶ La AASHTO LRFD especifica que los puentes de sección compuesta de tramos simplemente apoyados deben ser provistos de conectadores de corte en toda la longitud de la viga.
- ▶ Los conectadores que se adoptan (tipo Stud) permiten una correcta compactación del hormigón, tal que aseguran que toda la superficie quede en contacto con el hormigón.
- ▶ La Norma especifica que los conectadores deben penetrar como mínimo el 50% del espesor de la losa y no debe ser menor a 50 mm.

Vigas Principales

Paso de los conectadores de corte

- Se determina para satisfacer el Estado Límite de FATIGA y luego se verifica contra el número requerido por el Estado Límite de RESISTENCIA.

Paso de los conectadores de corte

Estado límite de RESISTENCIA

- La resistencia de diseño de un conectador de corte embebido en una losa de hormigón (Q_r) se calcula:

$$Q_r = \phi_{sc} \times Q_n \quad \therefore \quad \phi_{sc} = 0.85$$

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_u$$

donde:

- A_{sc} : sección del conectador de corte
- f'_c : resistencia característica (30Mpa)
- E_c : módulo de elasticidad del hormigón
- F_u : mínima resistencia a tracción especificada para un conectador de corte



$$n = \frac{V_h}{Q_r}$$

Empalme de Alma

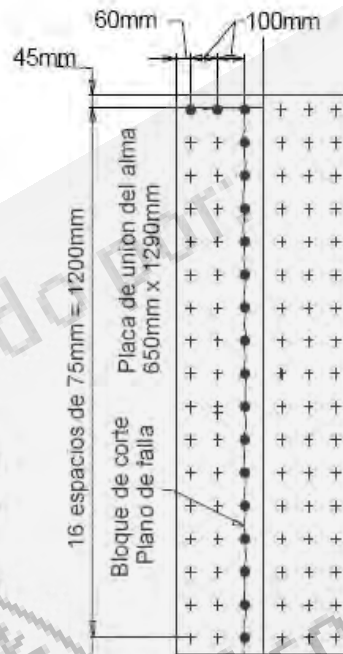
► Chapas de Empalme de Alma

1) Estado Límite Último de Resistencia

- Flexión
- Corte
 - 1) Fluencia en la sección Bruta
 - 2) Rotura en la sección Neta
 - 3) Rotura por Bloque de Corte

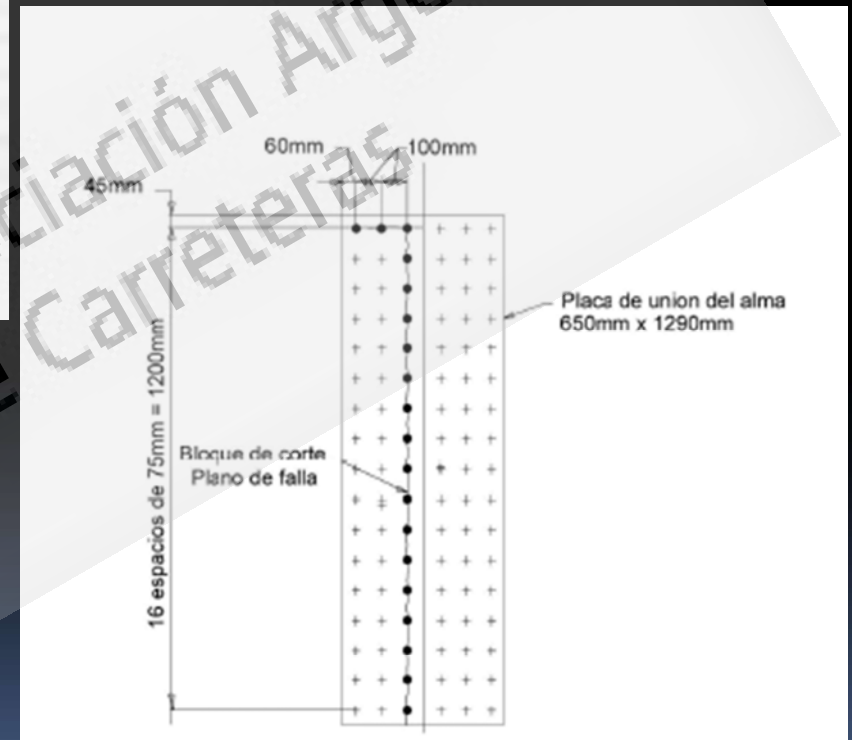
2) Estado Límite de Fatiga y Fractura

- Solicitaciones producidas por la Combinación de Carga FATIGA en el empalme
- Determinación de $\gamma \Delta f$ en la fibra más alejada (con V + y con V -)
- Verificación: $\gamma \Delta f < \Delta F_{TH}$



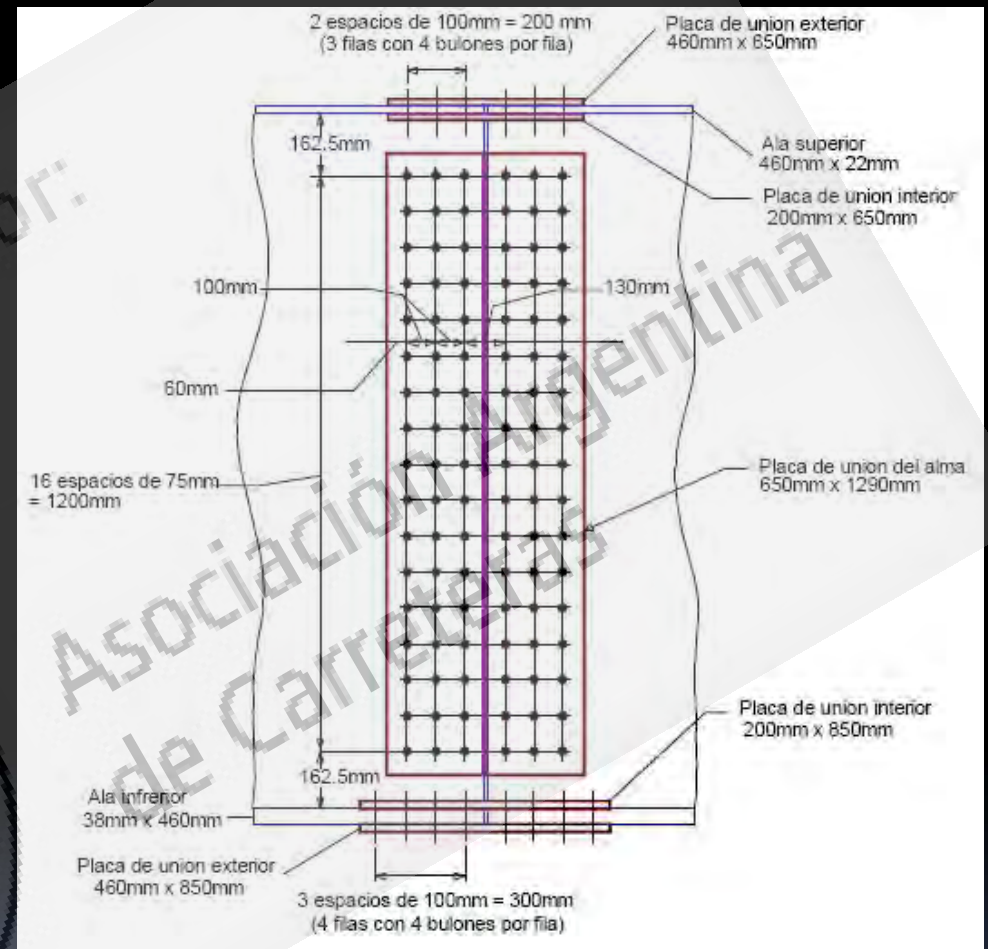
► Bulones de Alma

- 1) a Corte y Aplastamiento en Estado Límite Último de Resistencia producido por la Combinación de Cargas más desfavorable (asumiendo que se produjo deslizamiento)
- 2) a Deslizamiento en Estado Límite de Servicio de Deflexión Permanente producido por la Combinación de Cargas SERVICIO II.



Rotura por Bloque de Corte - Chapa de Empalme del Alma

Vigas Principales





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

ESTADO LÍMITE DE FRACTURA Y FATIGA PUENTES METÁLICOS Y MIXTOS



INTRODUCCIÓN.

INTRODUCCIÓN

- En el diseño y dimensionamiento de puentes metálicos y mixtos es de fundamental importancia la **evaluación a fatiga**.
- Estos puentes poseen una relación **cargas vivas / cargas muertas alta**, por lo que el rango de tensiones actuantes en los elementos es muy considerable.
- En elementos estructurales como vigas transversales, largueros longitudinales, studs, etc., muy posiblemente, su dimensionamiento sea regido por estado límite de fractura y fatiga. En general, las vigas principales son menos afectadas por su menor relación cargas vivas/cargas muertas y su menor cantidad de ciclos debido a su mayor luz.
- Los **detalles constructivos** (básicamente, uniones) son los que **rigen la calificación a fatiga** y, por ende, el dimensionamiento del elemento estructural analizado.
- Es fundamental determinar e incluir en la documentación constructiva, los **elementos de fractura crítica** (elementos traccionados que ante su falla se genera el colapso parcial o total de la estructura), para su posterior inspección y evaluación en los procesos de mantenimientos preventivo y correctivo.
- La **resistencia a fatiga** de la estructura a diseñar depende, básicamente, del correcto diseño de detalles constructivos, evitando o atenuando dentro de lo posible, los **concentradores de tensiones**.

FISURACIÓN POR FATIGA

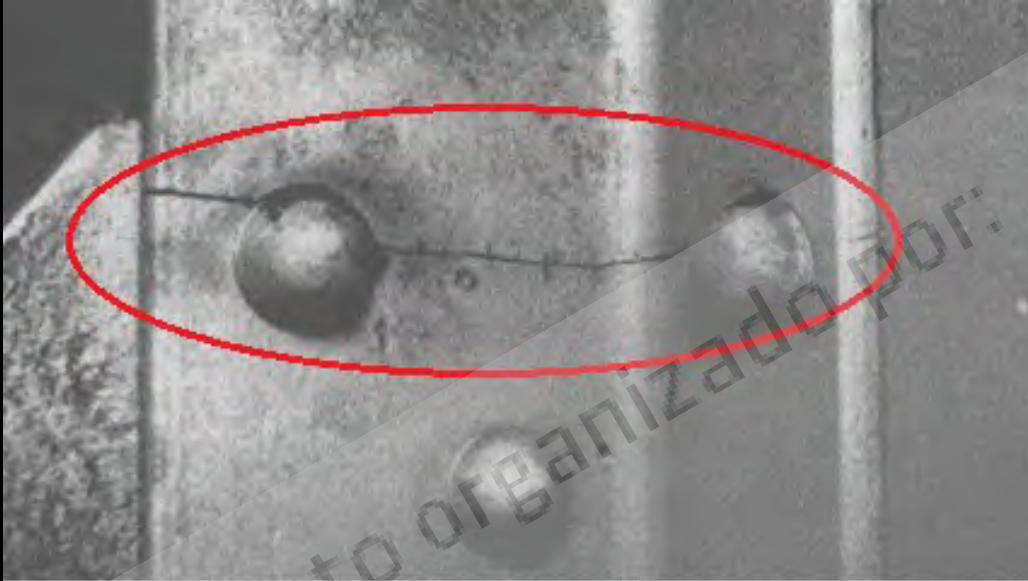


Figure 50 Fatigue Crack Through Net Section of a Tension Member



FIGURE 2 Development of fatigue crack at cover plate ends



FISURACIÓN POR FATIGA





FISURACIÓN POR FATIGA



- Fisura por fatiga en puente vial RN 68 Valparaíso, Chile.



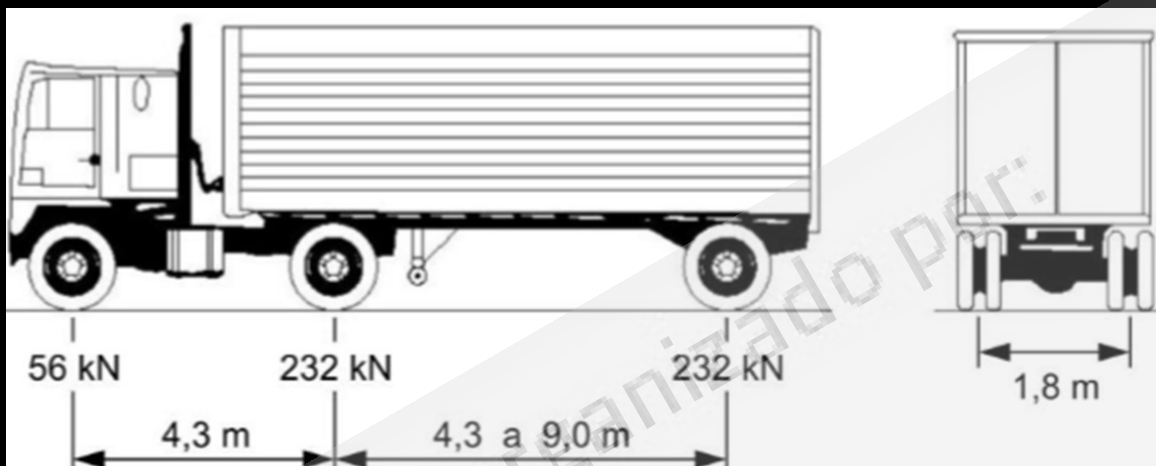


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

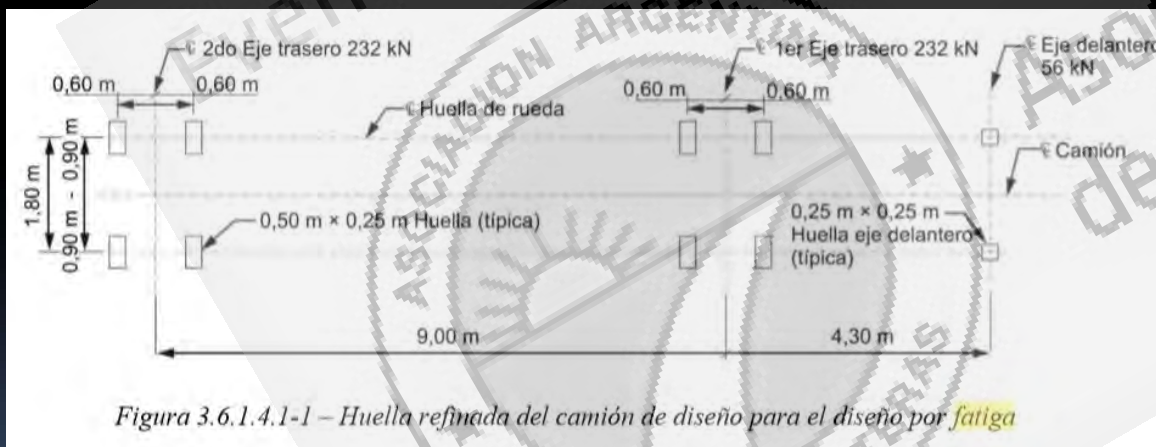


Figura 3.6.1.4.1-1 – Huella refinada del camión de diseño para el diseño por fatiga

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero – Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

- Se adopta la carga de un único camión de diseño con separación entre ejes traseros de 9.0 m y coeficiente de impacto **1.15**.
- Las solicitaciones consecuentes en el elemento estructural analizado, en conjunto con la cantidad de ciclos prevista en la vida útil de la estructura y el detalle constructivo analizado, regirá el dimensionamiento de dicho elemento para cargas cíclicas.



ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE CARGA.

Combinación de cargas	DC									Usar sólo uno por vez					
	DD														
Estado límite	DW														
	EH														
	EV	LL													
	ES	IM													
	EL	CE													
	PS	BR													
	CR	PL													
	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ (*)	BL	IC	CT	CV	
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Evento extremo I (*)	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-	
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-	
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-	
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Factores de carga para la evaluación a fatiga:

- Estado límite **Fatiga I**: (para vida útil infinita): **1.50**
- Estado límite **Fatiga II**: (para vida útil finita (cantidad de ciclos hasta la vida útil esperada (75 años))): **0.75**



VERIFICACIÓN A FATIGA.

$$ADTT_{SL} = p \cdot ADTT$$

(3.6.1.4.2-1)

Donde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño

p = fracción del tránsito en un único carril, como se especifica en la Tabla 3.6.1.4.2-1

Tabla 3.6.1.4.2-1 – Fracción de tránsito de camiones en un único carril, p

Números de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

Tabla 6.6.1.2.5-2 Ciclos por pasada de camión, n

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

- Debe determinarse el número diario de camiones en único carril $ADTT_{SL}$.

- De acuerdo a la luz del elemento, se establece la cantidad de ciclos por cada paso de camión



VERIFICACIÓN A FATIGA

6.6.1.2.2—Design Criteria

For load-induced fatigue considerations, each detail shall satisfy:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (6.6.1.2.2-1)$$

where:

- γ = load factor specified in Table 3.4.1-1 for the fatigue load combination
- (Δf) = force effect, live load stress range due to the passage of the fatigue load as specified in Article 3.6.1.4 (ksi)
- $(\Delta F)_n$ = nominal fatigue resistance as specified in Article 6.6.1.2.5 (ksi)

- Se requieren dos verificaciones:
 - Para **vida útil infinita**.
 - Para **vida útil finita** (cantidad de ciclos hasta la vida útil esperada (75 años)).
- En el primer caso, se toma como valor de comparación ΔF_{TH} , el umbral del rango de tensiones y factor de carga de 1.50.
- En el segundo, el valor de comparación ΔF_n depende de la cantidad de ciclos sufridos hasta el fin de la vida útil y factor de carga es 0.75.

6.6.1.2.5—Fatigue Resistance

Except as specified below, nominal fatigue resistance shall be taken as:

- For the Fatigue I load combination and infinite life:
$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \quad (6.6.1.2.5-1)$$
- For the Fatigue II load combination and finite life:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.6.1.2.5-2)$$

in which:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (6.6.1.2.5-3)$$

where:

- A = constant taken from Table 6.6.1.2.5-1 (ksi³)
- n = number of stress range cycles per truck passage taken from Table 6.6.1.2.5-2
- $(ADTT)_{SL}$ = single-lane *ADTT* as specified in Article 3.6.1.4
- $(\Delta F)_{TH}$ = constant-amplitude fatigue threshold taken from Table 6.6.1.2.5-3 (ksi)

CURVA DE RESISTENCIA A FATIGA S-N Y UMBRALES DE RANGO DE TENSIONES ΔF_{TH} PARA CADA CALIFICACIÓN

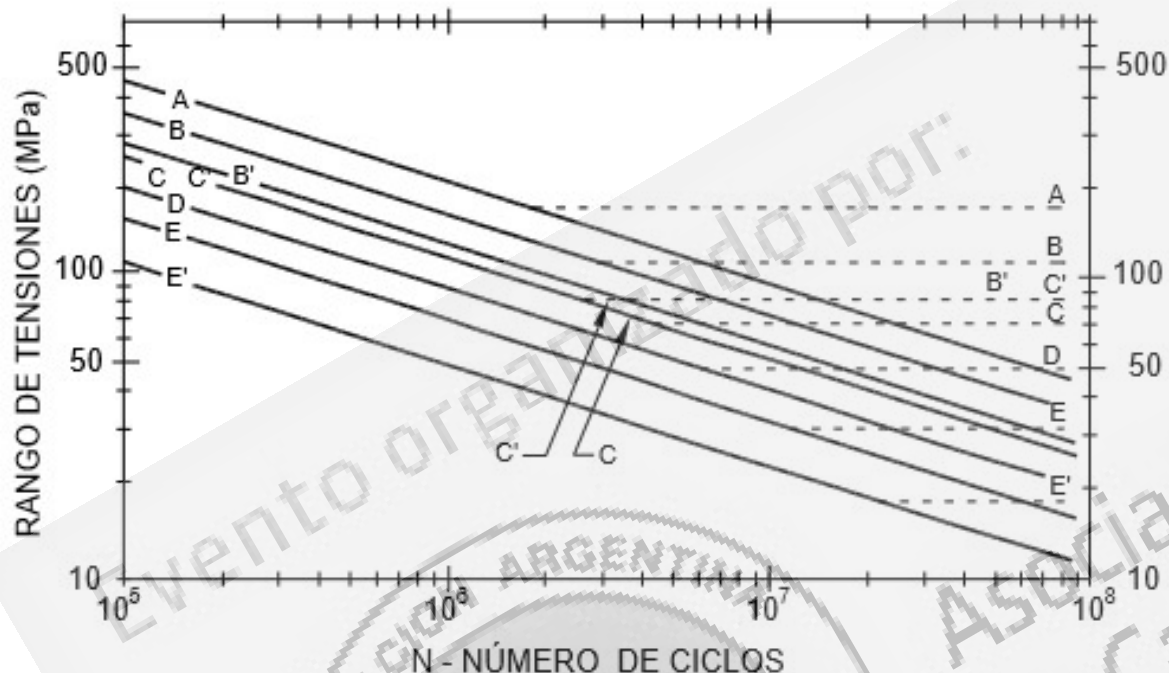


Figura C6.6.1.2.5-1 Rango de tensiones en función del número de ciclos

- Cada detalle estructural (generalmente uniones) es calificado a fatiga mediante una letra.
- Se encuentran tabulados, una gran cantidad de detalles constructivos usuales.
- La calificación a fatiga depende, fundamentalmente, del **nivel de concentración de tensiones** que genera el detalle constructivo analizado.
- Detalles como el E', poseen un rango de tensiones umbral ΔF_{TH} de solo 17.9 MPa

- El número de ciclos a utilizar es de **amplitud constante**.
- En la verificación de puentes existentes deberá utilizarse un método para transformar los ciclos de amplitud variables obtenidos a través de histograma de cargas pasado, en ciclos de amplitud constante equivalente, por ejemplo, mediante el método de Rainflow.
- El daño acumulado por fatiga puede establecerse a través de la regla de Palmgren Miner.

UMBRALES DE FATIGA PARA ΔF_{TH} PARA AMPLITUD CTE.

Tabla 6.6.1.2.5-3 Umbrales de fatiga para amplitud constante

Categoría	Umbral (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	214.0
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	262.0

- Los umbrales de fatiga para amplitud constante, definen el límite inferior para vida útil infinita.
- Dependen de la calificación a fatiga de cada detalle estructural.

- En ciertos casos, el beneficio resistente en la utilización de aceros de mayor resistencia se encuentra acotado por los umbrales de fatiga.

CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

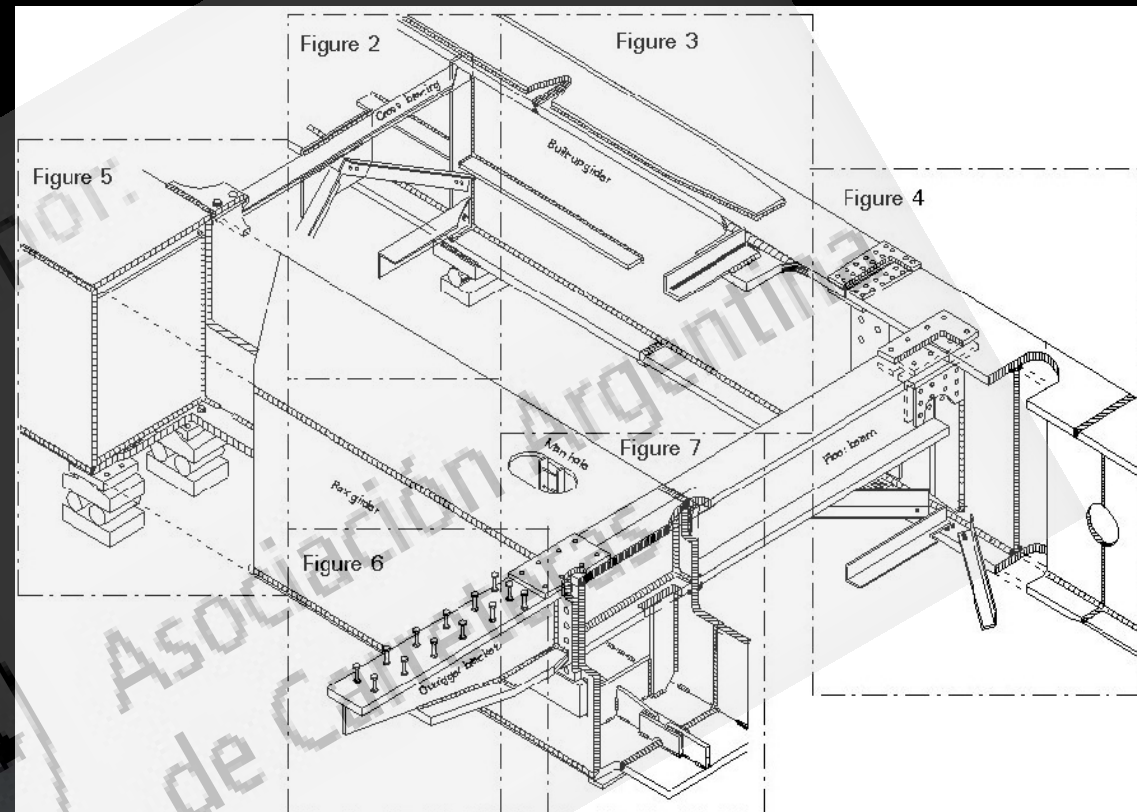
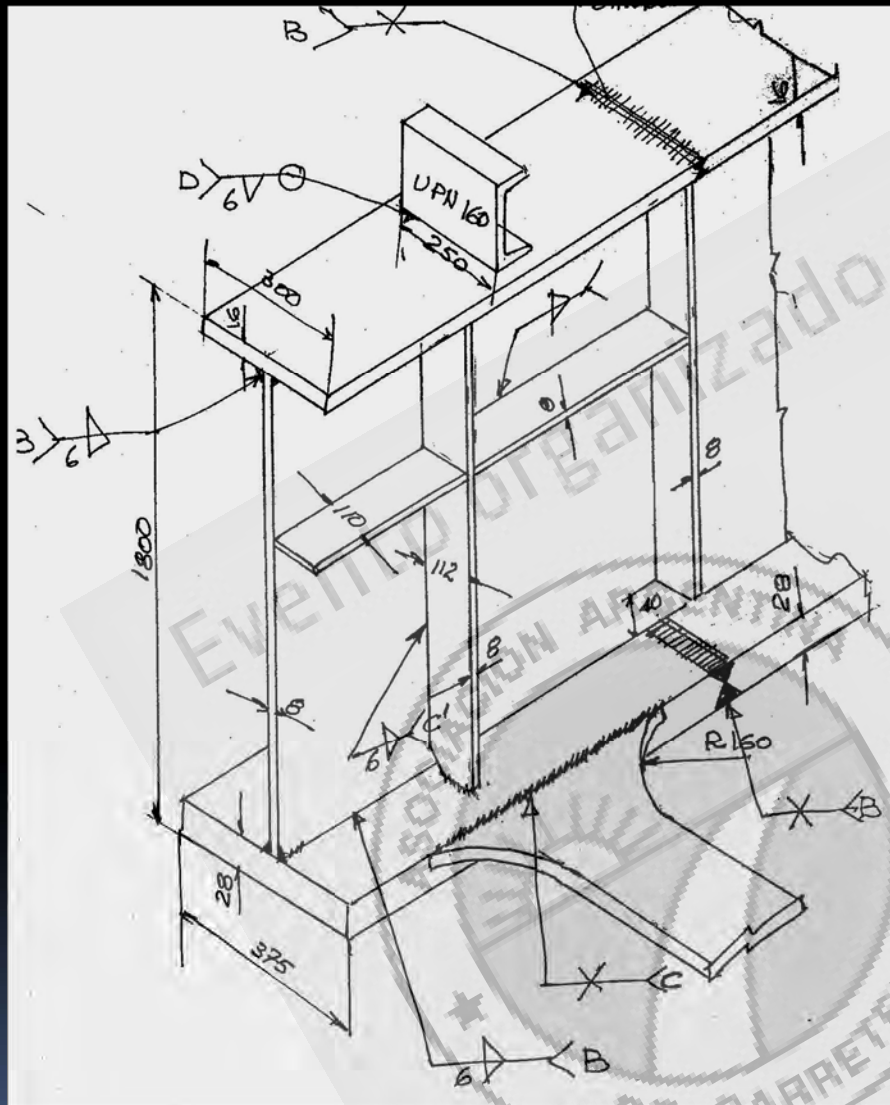
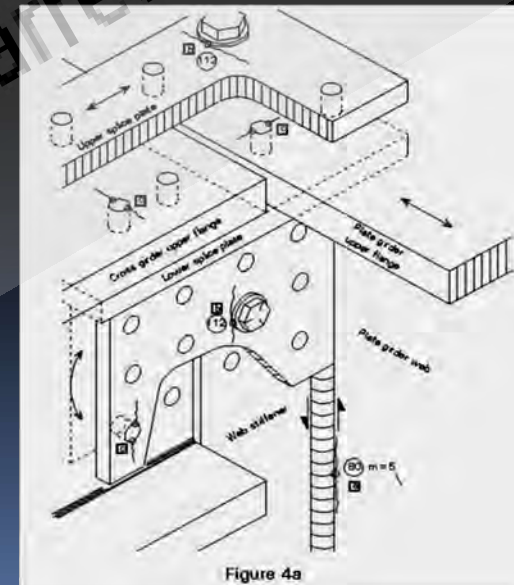
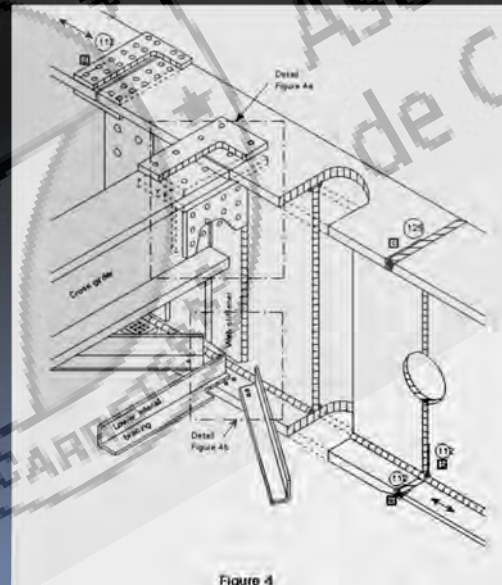
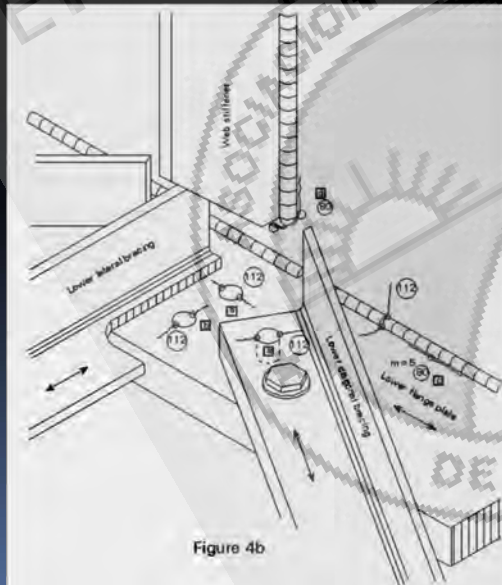
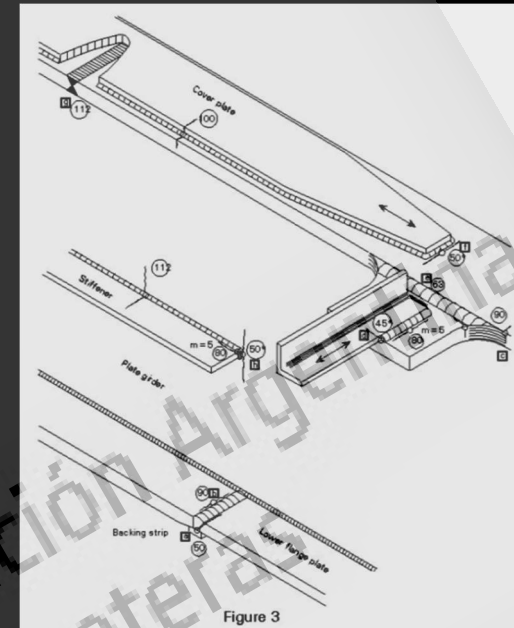
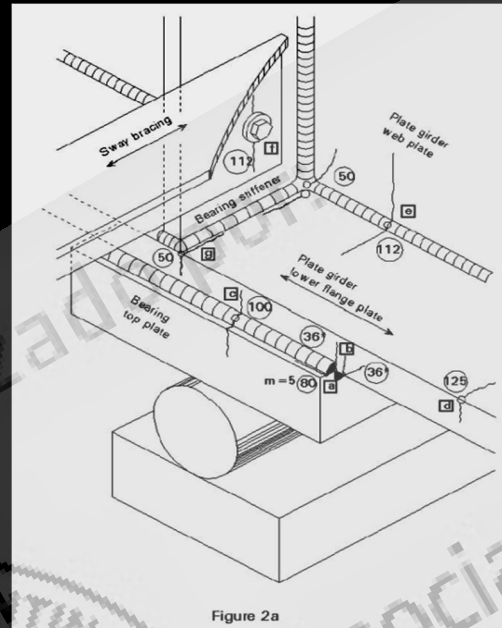
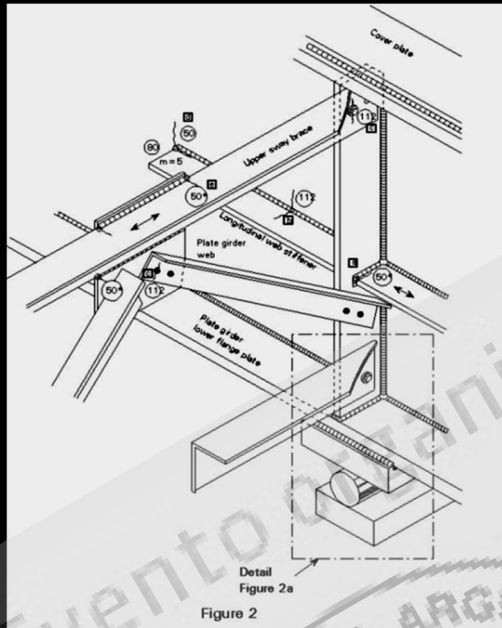


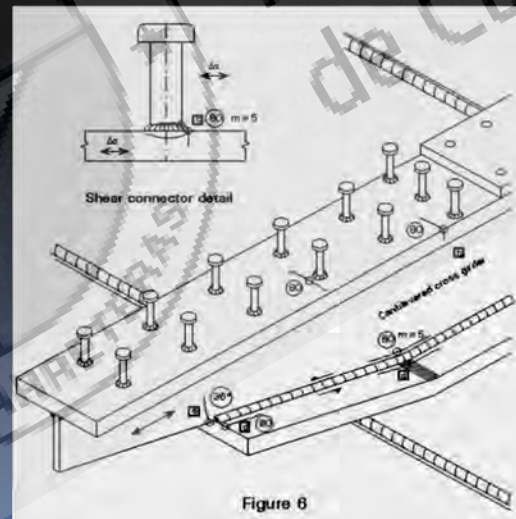
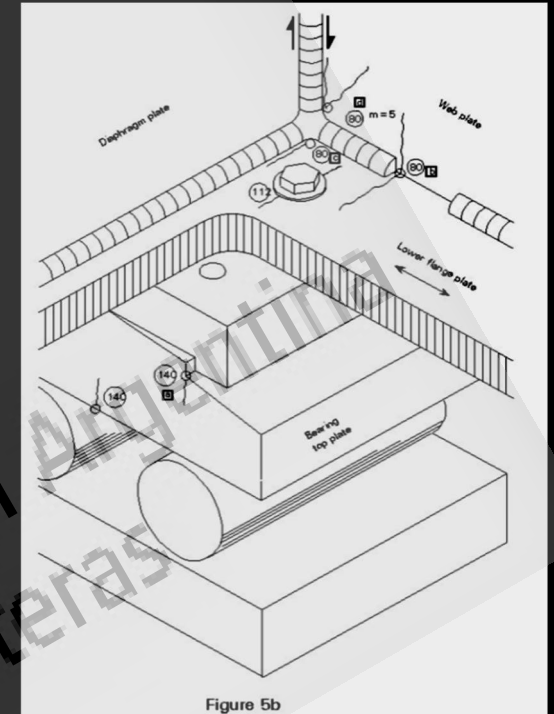
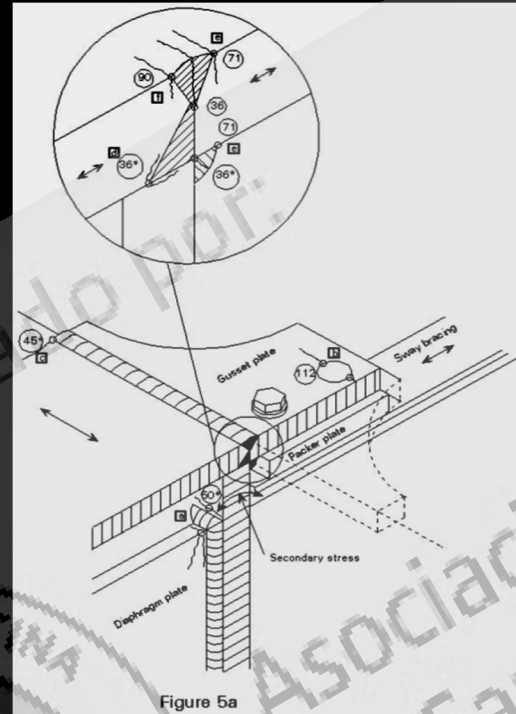
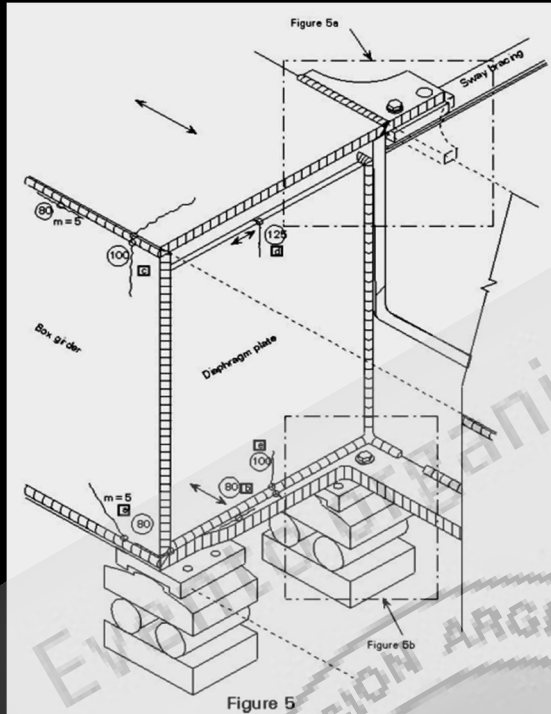
Figure 1 General overview of case studies

Examples of Weld Detail Group Classifications

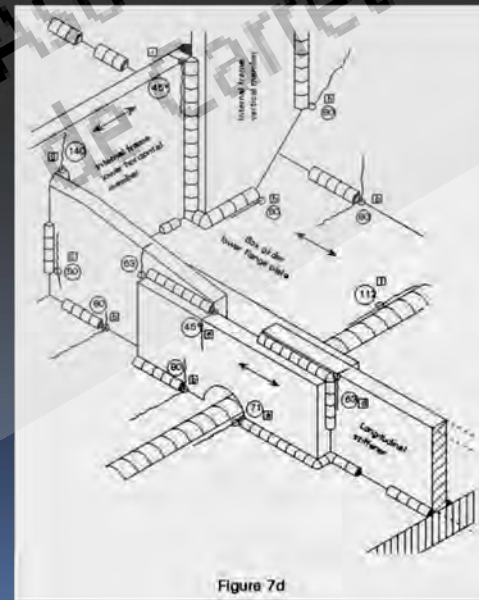
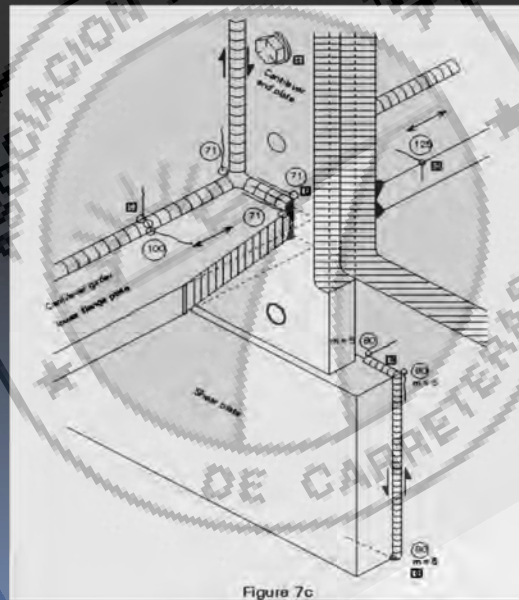
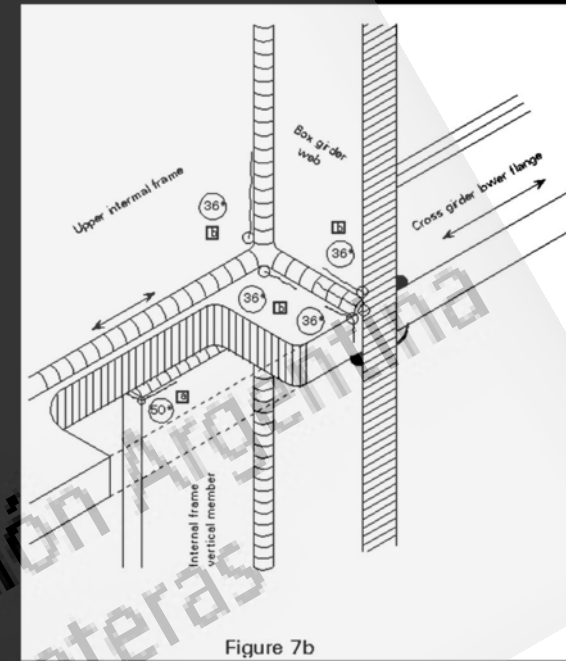
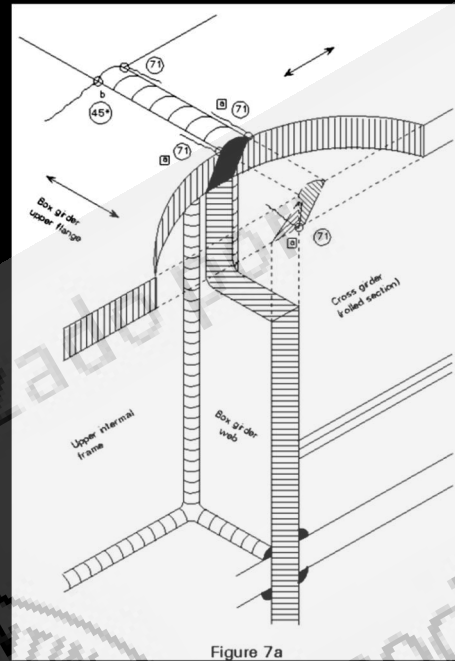
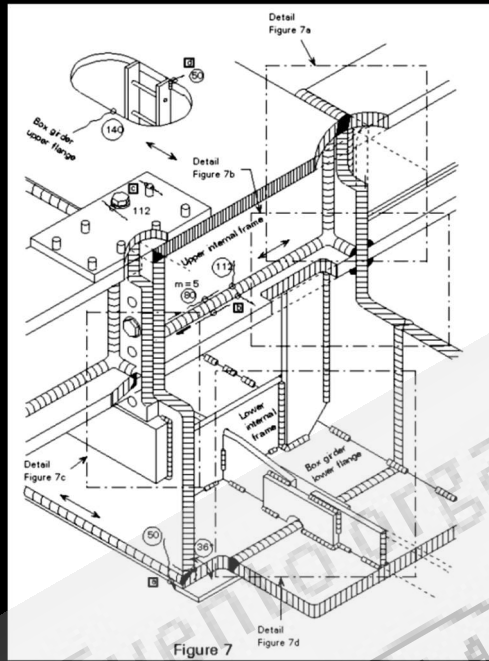
CALIFIACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.



CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.



CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.



CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Section 6—Transversely Loaded Welded Attachments				
6.1 Base metal in a longitudinally loaded component at a transversely loaded detail (e.g. a lateral connection plate) attached by a weld parallel to the direction of primary stress and incorporating a transition radius R with the weld termination ground smooth.				
$R \geq 24$ in.	B	120×10^8	16	
24 in. $> R \geq 6$ in.	C	44×10^8	10	
6 in. $> R \geq 2$ in.	D	22×10^8	7	
2 in. $> R$	E	11×10^8	4.5	
For any transition radius with the weld termination not ground smooth (Note: Condition 6.2, 6.3 or 6.4, as applicable, shall also be checked.)	E	11×10^8	4.5	

- Elementos, generalmente secundarios, unidos transversalmente por soldadura a elementos principales. La calificación a fatiga depende, fundamentalmente, del radio de acuerdo en la introducción de la carga transversal.

CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Section 2—Connected Material in Mechanically Fastened Joints

2.1 Base metal at the gross section of high-strength bolted joints designed as slip-critical connections with pretensioned high-strength bolts installed in holes drilled full size or subpunched and reamed to size—e.g., bolted flange and web splices and bolted stiffeners. (Note: see Condition 2.3 for bolt holes punched full size; see Condition 2.5 for bolted angle or tee section member connections to gusset or connection plates.)

B

120×10^8

16

Through the gross section near the hole



- Elementos unidos mediante uniones atornilladas con bulones de alta resistencia y diseñadas como unión de deslizamiento crítico.

CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Section 7—Longitudinally Loaded Welded Attachments

7.1 Base metal in a longitudinally loaded component at a detail with a length L in the direction of the primary stress and a thickness t attached by groove or fillet welds parallel or transverse to the direction of primary stress where the detail incorporates no transition radius:

$$L < 2 \text{ in.}$$

C

$$44 \times 10^8$$

10

$$2 \text{ in.} \leq L \leq 12t \text{ or } 4 \text{ in.}$$

D

$$22 \times 10^8$$

7

$$L > 12t \text{ or } 4 \text{ in.}$$

$$t < 1.0 \text{ in.}$$

E

$$11 \times 10^8$$

4.5

$$t \geq 1.0 \text{ in.}$$

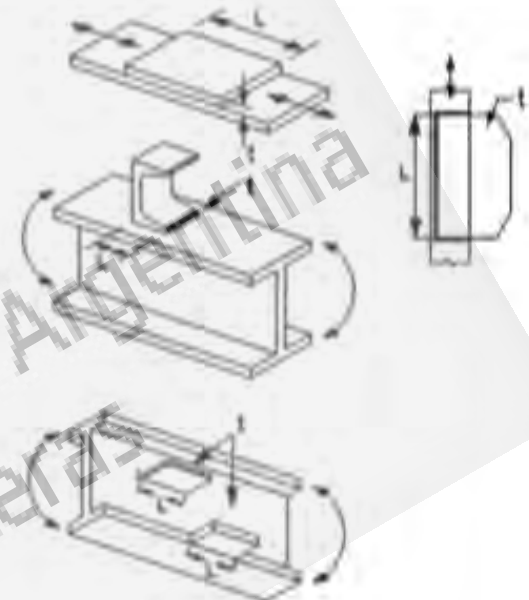
E'

$$3.9 \times 10^8$$

2.6

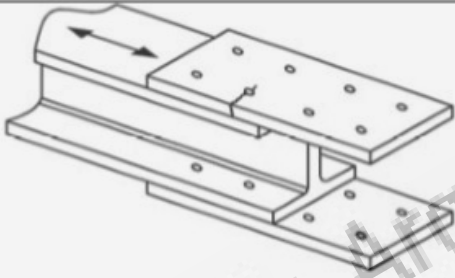
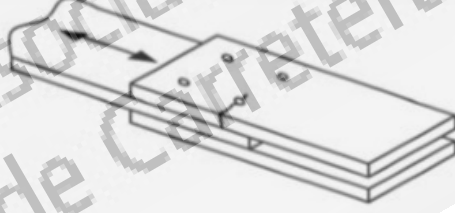
(Note: see Condition 7.2 for welded angle or tee section member connections to gusset or connection plates.)

In the primary member at the end of the weld at the weld toe



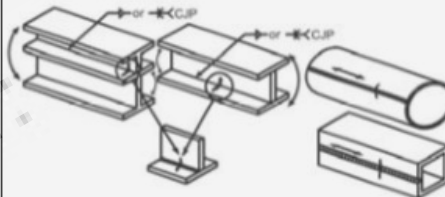
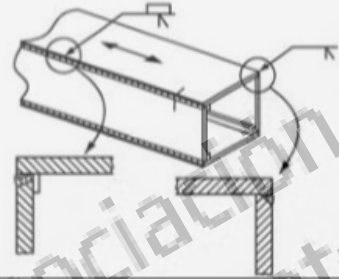
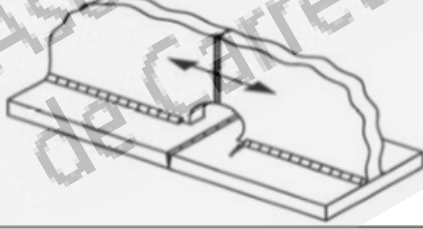
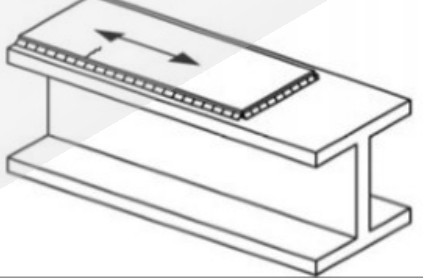
- Elementos unidos al elemento principal mediante soldadura. Su calificación depende del largo en el sentido longitudinal del agregado (attachment) y del espesor de chapa del elemento a unir.

CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Description	Category	Constant A (ksi ³)	Threshold $(\Delta F)_{TH}$ ksi	Potential Crack Initiation Point	Illustrative Examples
Section 2—Connected Material in Mechanically Fastened Joints (continued)					
2.2 Base metal at the net section of high-strength bolted joints designed as bearing-type connections but fabricated and installed to all requirements for slip-critical connections with pretensioned high-strength bolts installed in holes drilled full size or subpunched and reamed to size. (Note: see Condition 2.3 for bolt holes punched full size; see Condition 2.5 for bolted angle or tee section member connections to gusset or connection plates.)	B	120×10^8	16	In the net section originating at the side of the hole	
2.3 Base metal at the net section of all bolted connections in hot dipped galvanized members (Huhn and Valtinat, 2004); base metal at the appropriate section defined in Condition 2.1 or 2.2, as applicable, of high-strength bolted joints with pretensioned bolts installed in holes punched full size (Brown et al., 2007); and base metal at the net section of other mechanically fastened joints, except for eyebars and pin plates, e.g., joints using ASTM A307 bolts or non-pretensioned high-strength bolts. (Note: see Condition 2.5 for bolted angle or tee section member connections to gusset or connection plates).	D	22×10^8	7	In the net section originating at the side of the hole or through the gross section near the hole, as applicable	

- Elementos unidos mediante platabandas y/o cubrejuntas abulonadas

CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Section 3—Welded Joints Joining Components of Built-Up Members					
3.1 Base metal and weld metal in members without attachments built up of plates or shapes connected by continuous longitudinal complete joint penetration groove welds back-gouged and welded from the second side, or by continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress.	B	120×10^8	16	From surface or internal discontinuities in the weld away from the end of the weld	
3.2 Base metal and weld metal in members without attachments built up of plates or shapes connected by continuous longitudinal complete joint penetration groove welds with backing bars not removed, or by continuous partial joint penetration groove welds parallel to the direction of applied stress.	B'	61×10^8	12	From surface or internal discontinuities in the weld, including weld attaching backing bars	
3.3 Base metal and weld metal at the termination of longitudinal welds at weld access holes made to the requirements of AASHTO/AWS D1.5, Article 3.2.4 in built-up members. (Note: does not include the flange butt splice).	D	22×10^8	7	From the weld termination into the web or flange	
3.4 Base metal and weld metal in partial length welded cover plates connected by continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress.	B	120×10^8	16	From surface or internal discontinuities in the weld away from the end of the weld	

- Elementos unidos mediante usuales uniones soldadas (ala alma en perfiles doble T, cajón, etc.
- Cruces de uniones soldadas, platabandas, etc.

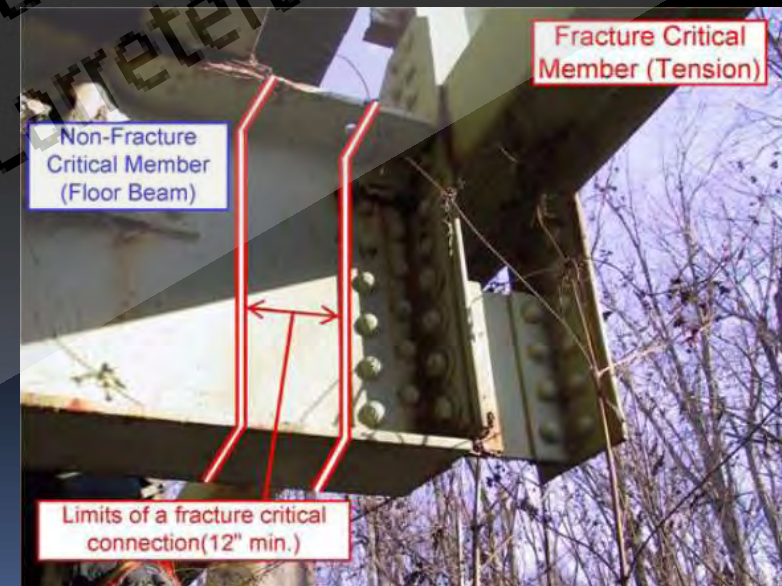
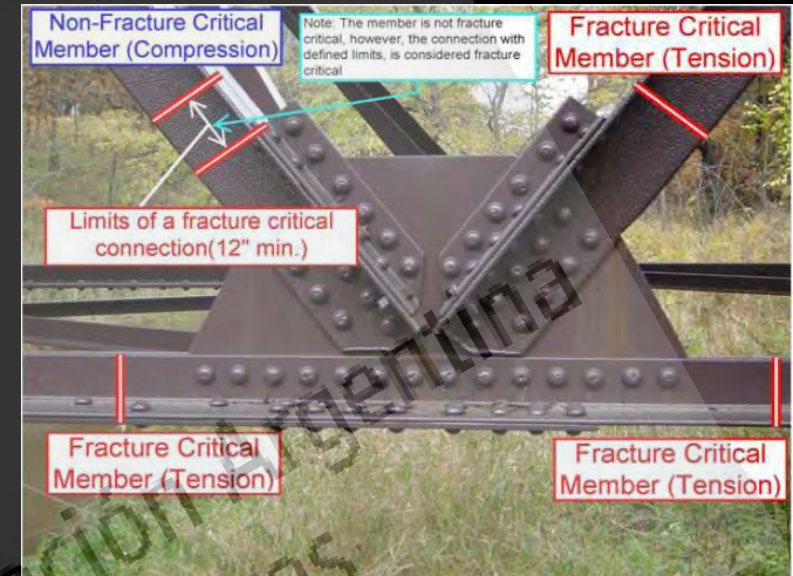
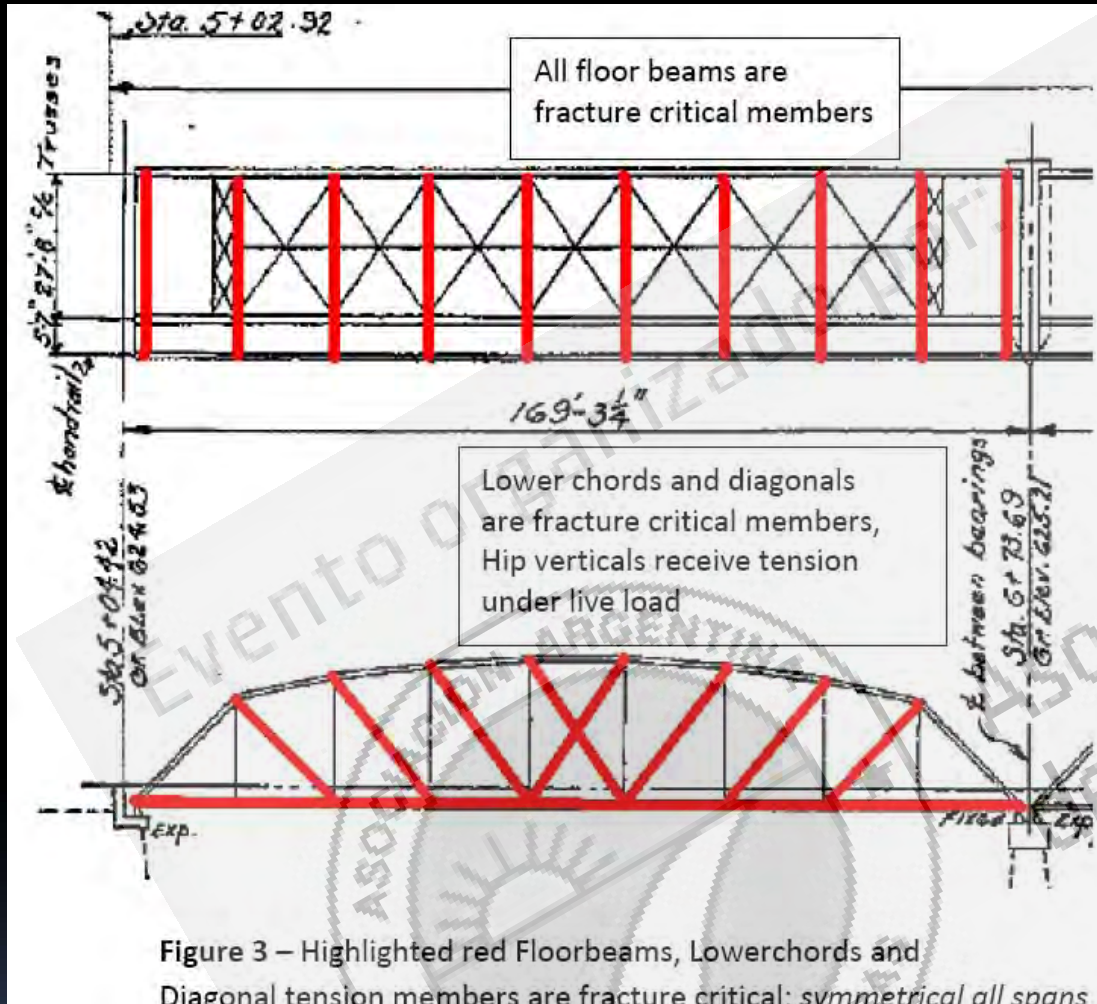
CALIFICACIÓN A FATIGA DE DETALLES CONSTRUCT.

Table 6.6.1.2.3-1 (continued)—Detail Categories for Load-Induced Fatigue

Description	Category	Constant A (ksi ³)	Threshold $(\Delta F)_{TH}$ ksi	Potential Crack Initiation Point	Illustrative Examples
Section 9—Miscellaneous (continued)					
9.2 Nonpretensioned high-strength bolts, common bolts, threaded anchor rods, and hanger rods with cut, ground, or rolled threads. Use the stress range acting on the tensile stress area due to live load plus prying action when applicable.				At the root of the threads extending into the tensile stress area	
(Fatigue II) Finite Life	E*	3.9×10^3	N/A		
(Fatigue I) Infinite Life	D	N/A	7		

- Bulones no pretensados de alta resistencia, bulones comunes, etc., accionados con cargas cíclicas de tracción, sumadas a la acción de palanca.

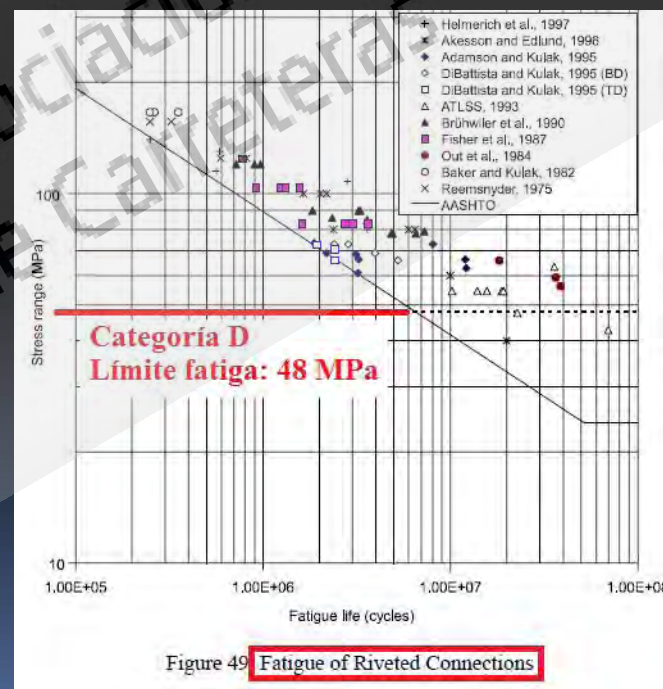
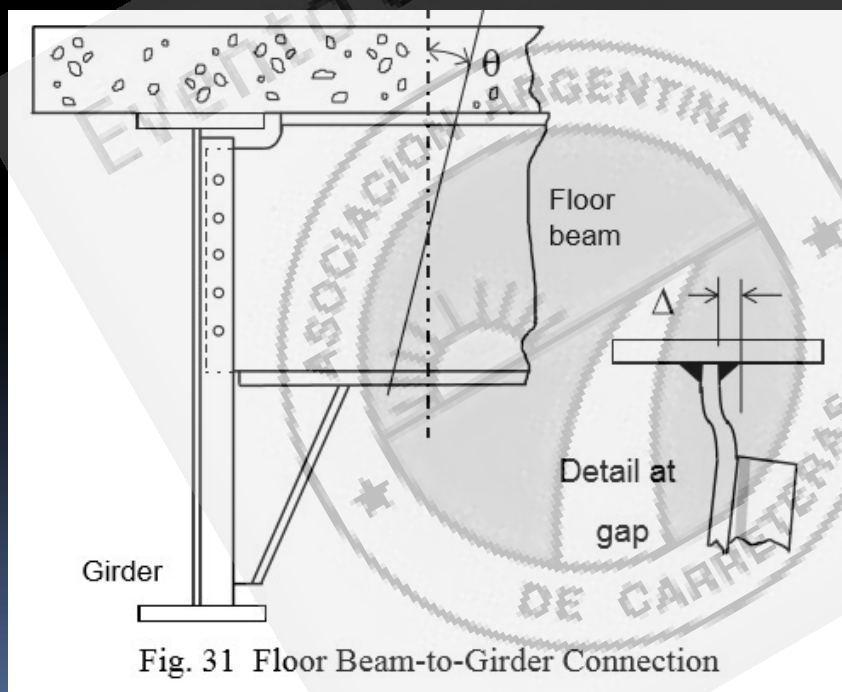
ELEMENTOS DE FRACTURA CRÍTICA



- Elementos de fractura crítica. Su correcto dimensionamiento e inspección, son cruciales. En lo posible, es recomendable un diseño con criterio de redundancia.

OTROS FACTORES DE IMPORT. P/ LA EVALUAC. A FATIGA.

- Fatiga inducida por distorsión.
- Exigencias para el ensayo de Charpy a temperatura según las condiciones de servicio de la estructura. Indirectamente puede determinarse, por correlaciones, la tenacidad a fractura del material.
- La importante reducción de la capacidad portante en elementos estructurales unidos mediante roblones (principalmente, en puentes existentes).





BREVES CONSIDERACIONES Y CONCLUSIONES.

• CONSDIERACIONES Y CONCLUSIONES

- No es técnicamente posible diseñar, verificar y/o reforzar un puente de acero o mixto, sin el análisis a fatiga.
- Para gran parte de los elementos estructurales componentes de puentes metálicos y mixtos (principalmente en elementos transversales y longitudinales secundarios), el estado de fatiga es el dimensionante.
- La propagación de fisuras por fatiga fue y sigue siendo una de las principales causas de fuera de servicio y colapsos parciales o totales en puentes metálicos.
- En el país existe una importante cantidad de puentes viales y ferroviarios metálicos que poseen su vida útil de servicio, técnicamente, caduca por no verificar a fatiga. Para la rehabilitación de puentes metálicos existentes con dicha problemática, debe generarse un sistema de inspección, ED y END y análisis estructural a fatiga y fractomecánico, para su adecuación a norma.
- Por lo indicado anteriormente, se concluye sobre la imperiosa necesidad de incorporar este análisis a la nueva normativa argentina de puentes de acero y mixtos.
- En la evaluación de la vida útil remanente de puentes metálicos existentes, se considera necesario compenetrar el análisis mediante la evaluación fractomecánica y de daño acumulado.



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

JUNTAS Y APOYOS

El Deterioro de los puentes comienza en las juntas



El Deterioro de los puentes comienza en las juntas

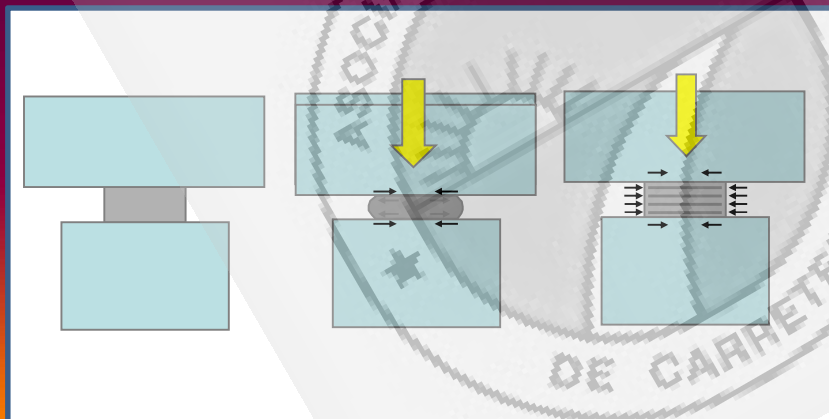
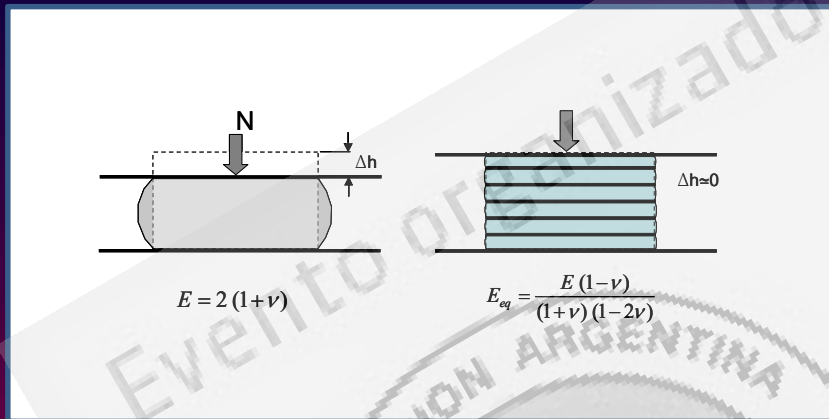


Juntas que filtran generan corrosión y problemas

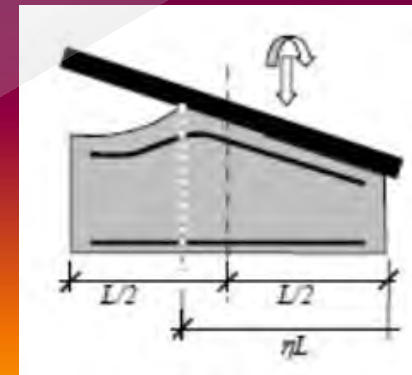
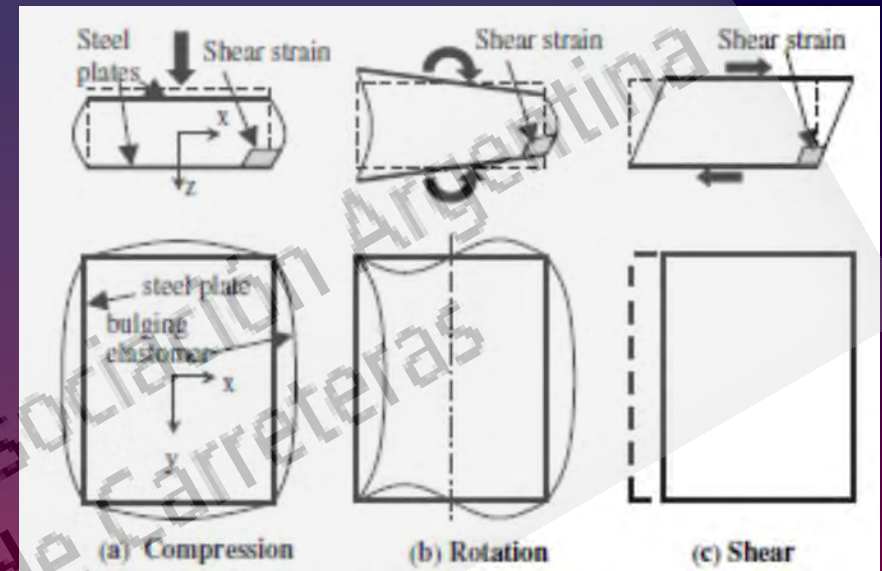


El Correcto Diseño de los Apoyos Prolonga su Vida Útil

Las placas de acero, hacen un efecto de zunchado y aumentan la rigidez de los apoyos

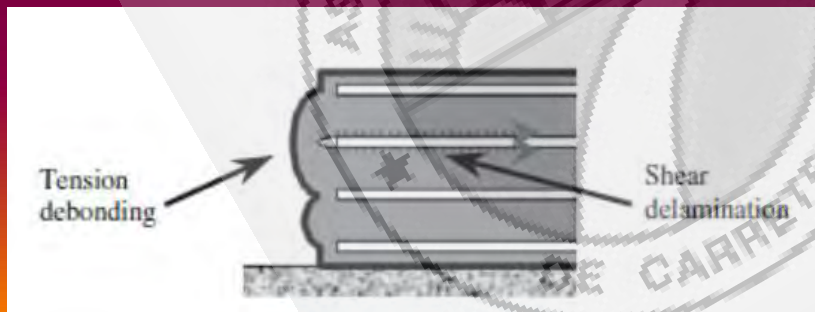
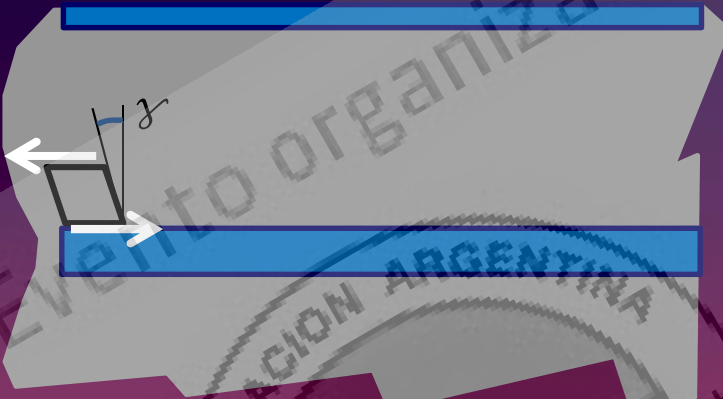


Es frecuente no considerar los giros en el diseño de los apoyos



Fallas en apoyos

Los apoyos fallan por **distorsiones** excesivas. El neopreno se despega de las placas de acero



Bibliografía útil para Apoyos



Algunos tipos de fallas muy frecuentes en nuestros puentes

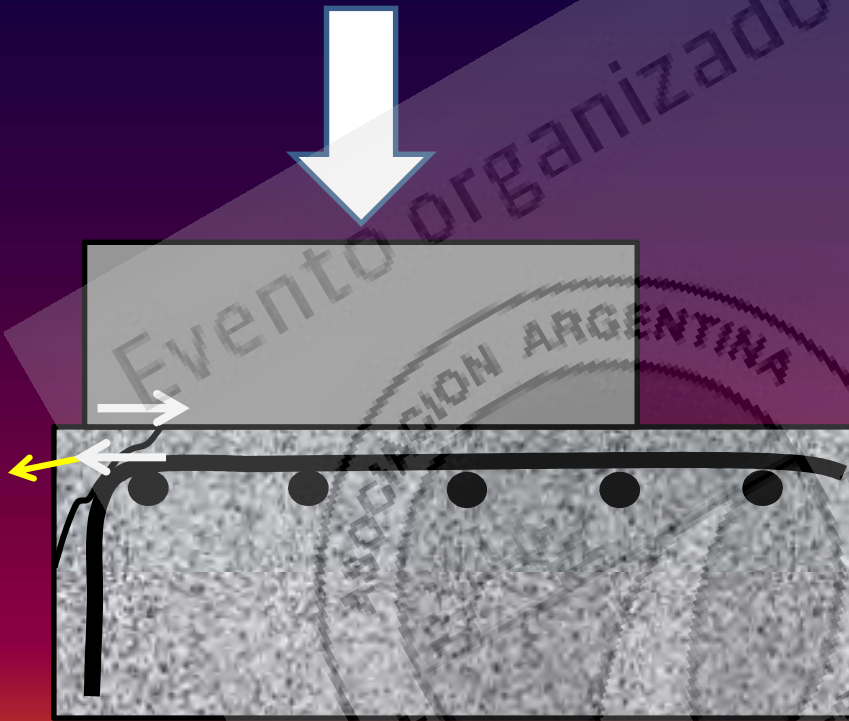
Apoyos que no verifican la carga mínima y reptan



APOYOS DESPLAZADO
Y TRABADO EN SUS
MOVIMIENTOS

Instalación defectuosa de apoyos de neopreno

Apoyos colocados al filo de los dados



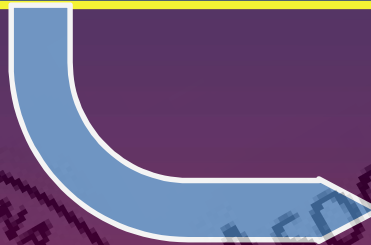
JUNTAS Y APOYOS PARA PUENTES

Norma AASHTO LRFD 2012

Elementos
destinados a:



- Resistir Cargas
- Acomodar Movimientos



Cumplir con los **Estados Límite** de:

- Servicio
- Resistencia
- Fatiga y Fractura
- Eventos Extremos

En SERVICIO:

No dañarse ni generar daños en otros elementos del puente

**En RESISTENCIA
y EXTREMOS:**

No generar daños IRREPARABLES en otros elementos del puente

JUNTAS Y APOYOS PARA PUENTES

MOVIMIENTOS:



JUNTAS PARA PUENTES

❖ REQUISITOS GENERALES

Requisitos Básicos



- Acomodar / absorber los movimientos
- Adaptarse a la calzada
- Detallado para prevenir daños

Diseño Estructural



- Resistir solicitaciones – Estados límite

Materiales



- Correcta selección // Compatibilidad

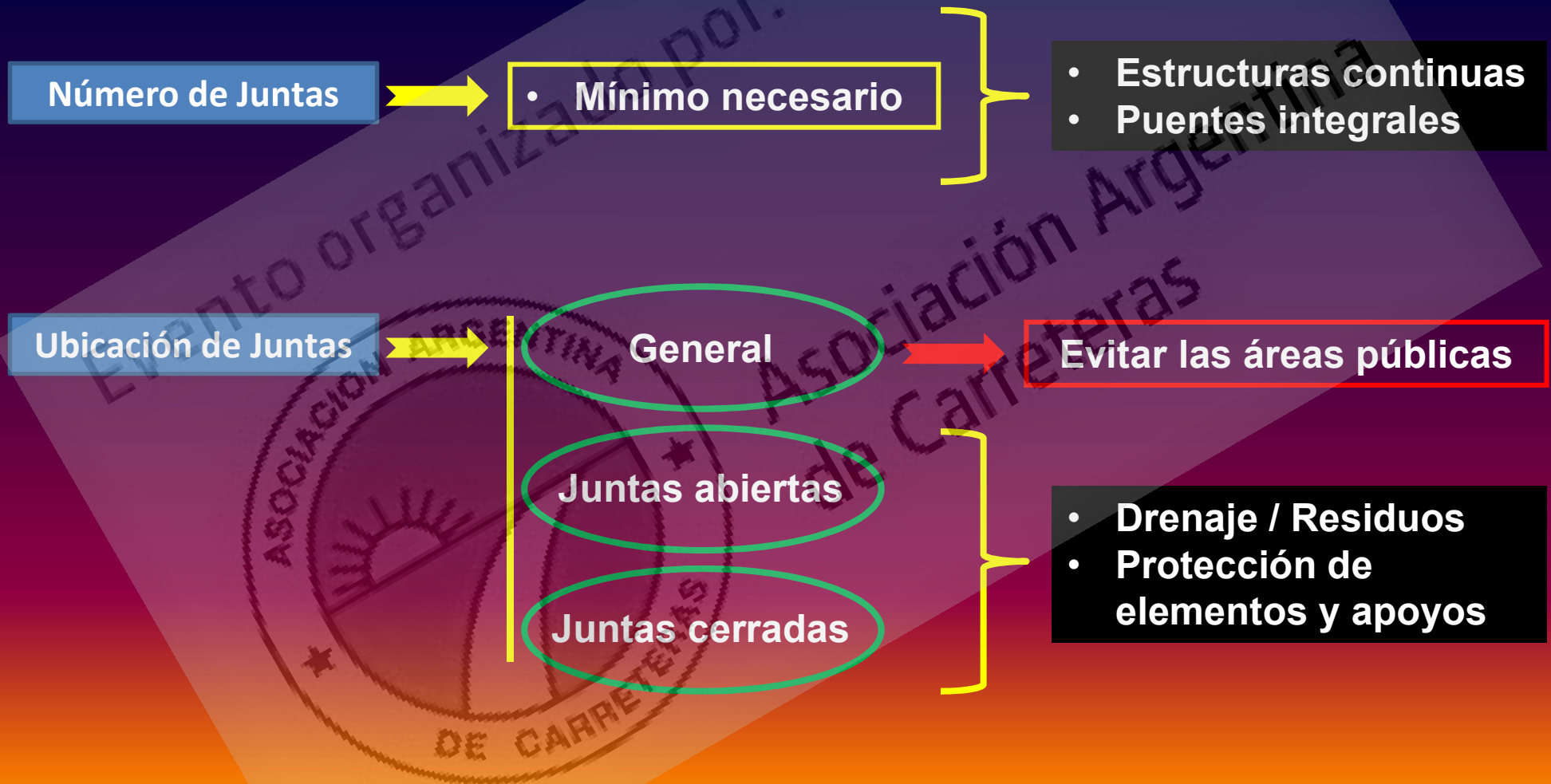
Mantenimiento



- Mínimo mantenimiento necesario

JUNTAS PARA PUENTES

❖ SELECCIÓN



JUNTAS PARA PUENTES

❖ REQUISITOS DE DISEÑO

Etapa constructiva

• Posibles movimientos

• Consolidación del terraplén

Etapa de Diseño

• Aberturas de juntas

• W [mm]

Protección

• Armado

• Tratamiento

• Anclajes

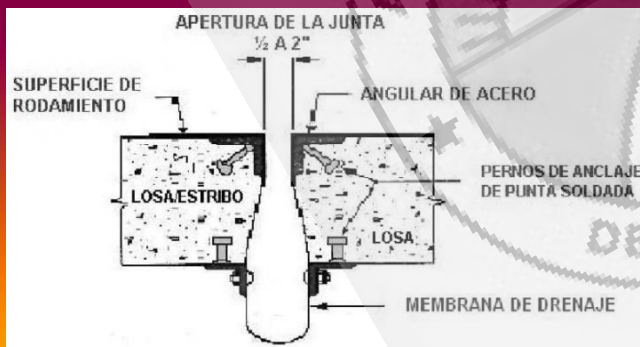
Placas deslizantes

• Placas de unión

• Bulones

• Placas dentadas

• Voladizo
• Carga de rueda - ELR
• Asentam. Diferencial



JUNTAS PARA PUENTES

❖ FABRICACIÓN

Perfiles o placas

- Suficiente espesor

- Rigidizar
- Minimizar distorsión

❖ INSTALACIÓN

Dispositivos temporales

- Apoyar componentes de la junta

Empalmes de las juntas

- Longitudes mayores a 18 m
- Ubicación

- Fuera de trayectoria vehicular, y
- Áreas de desagüe.

JUNTAS PARA PUENTES

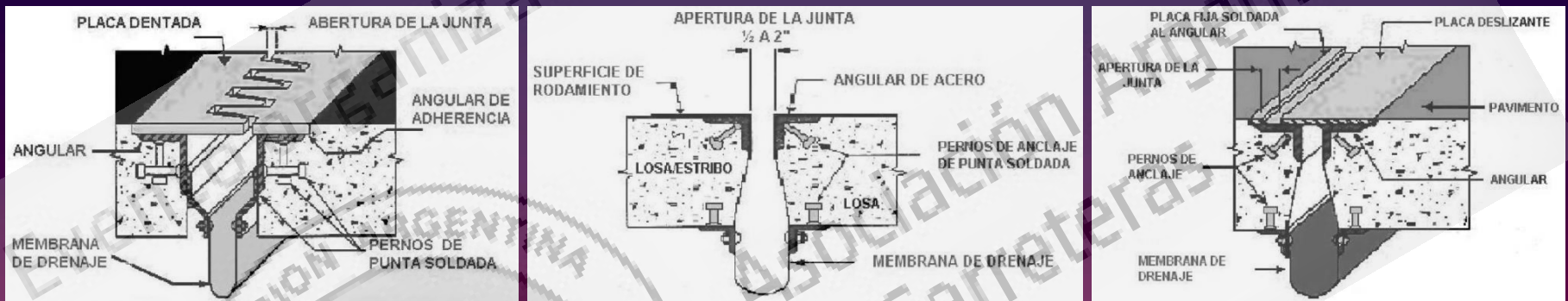
❖ CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS para cada TIPO de JUNTA

TIPOS DE SISTEMAS DE JUNTAS		
Abiertas	Cerradas	
	Moldeados In Situ	Preformados
• Armada • Placa Deslizante • Placa Dentada	• Sellos vaciados	• Sellos en Láminas y Franjas • Sellos de Compresión y Celulares • Sellos Elastoméricos Reforzados • Sellos Modulares

JUNTAS PARA PUENTES

❖ CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS para cada TIPO de JUNTA

- Las **juntas abiertas** de tablero permiten el libre flujo de agua a través de la junta.

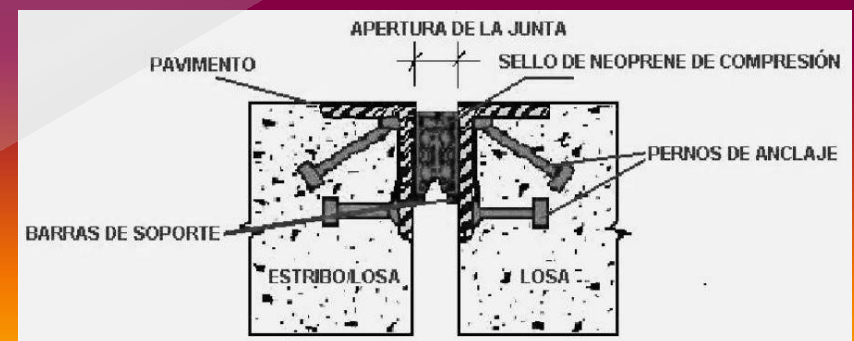
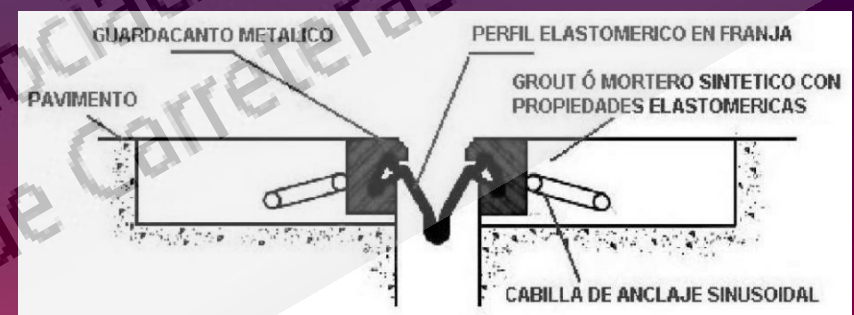
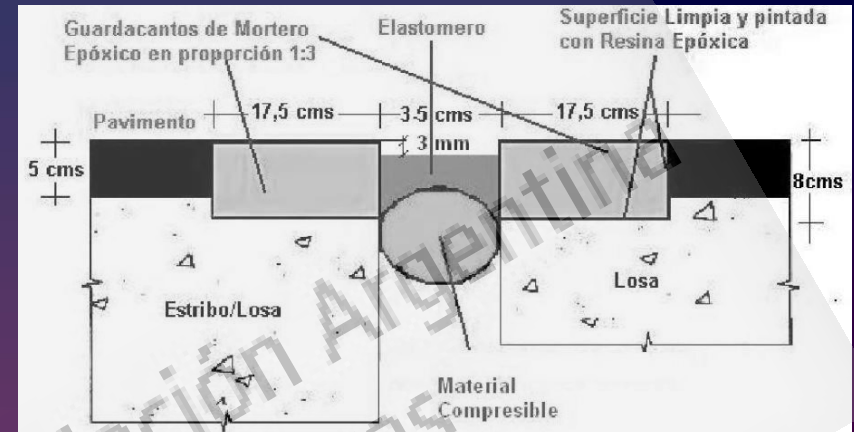


- Las **juntas cerradas** deben sellar la superficie del tablero, incluyendo los cordones, veredas y, donde sea necesario, parapetos y muros barrera. Deben prevenir la acumulación de agua y residuos.

JUNTAS PARA PUENTES

❖ CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS para cada TIPO de JUNTA (Cont.)

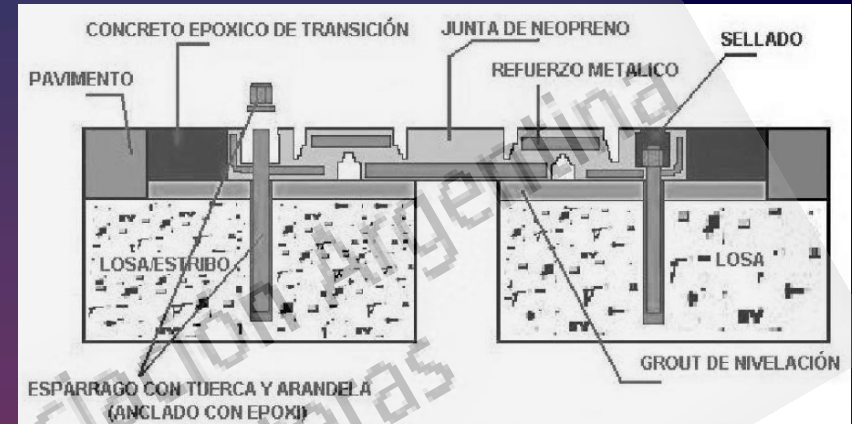
- Juntas cerradas – Moldeada in situ:
Sellos vaciados
- Juntas cerradas – Preformadas:
Sellos en láminas y franjas
- Juntas cerradas – Preformadas:
Sellos de compresión y celulares



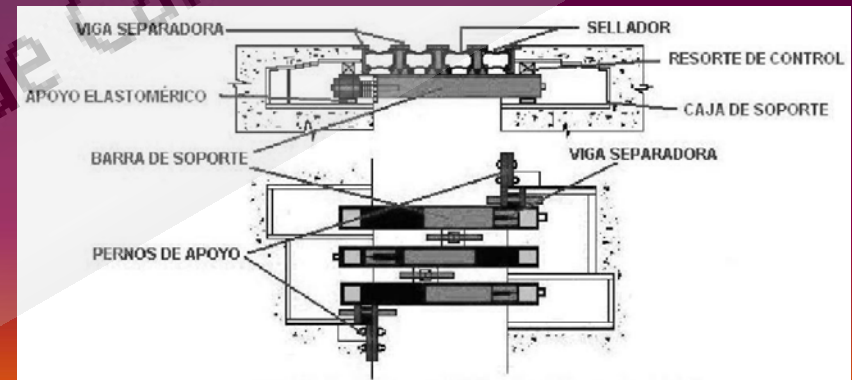
JUNTAS PARA PUENTES

❖ CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS para cada TIPO de JUNTA (Cont.)

- Juntas cerradas – Preformadas:
Sellos elastoméricos reforzados



- Juntas cerradas – Preformadas:
Sellos modulares – MBS



REQUISITOS PARA LOS APOYOS DE PUENTES

Los apoyos pueden ser fijos o móviles, según lo requiera el diseño del puente.

La siguiente Tabla, se puede usar como guía al comparar los diferentes sistemas de apoyo:

Tipo de Apoyo	Movimiento		Rotación Alrededor del Eje Indicado del Puente			Resistencia a Cargas		
	Lon g.	Tran s.	Lon g.	Tran s.	Vert.	Long .	Tran s.	Vert.
Almohadilla Simple de Elastómero	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla Reforzada con Fibra de Vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla Reforzada con Fibra Algodón	U	U	U	U	U	L	L	S
Apoyo Elastomérico Reforzado con Acero	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyo Deslizante Plano	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo Deslizante Esférico	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo Deslizante Cilíndrico	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo de Disco	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo Cilíndrico Doble	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo Tipo Pot	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo Balancín	S	U	U	S	U	R	R	S
Apoyo de Rótula Articulada	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de Un solo Rodillo	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo de Múltiples Rodillos	S	U	U	U	U	U	U	S

S = Adecuado
U = Inadecuado
L = Adecuado para aplicaciones limitadas
R = Requiere consideración especial

Fabricación / Instalación / Ensayo / Transporte



AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications

DISPOSICIONES ESPECIALES DE DISEÑO PARA APOYOS

- Alcances
- Propiedades de los materiales
- Requisitos geométricos
- Requisitos de diseño



- ✓ Carga de diseño
- ✓ Tensiones
- ✓ Deformaciones
- ✓ Estabilidad
- ✓ Refuerzos
- ✓ Etc.

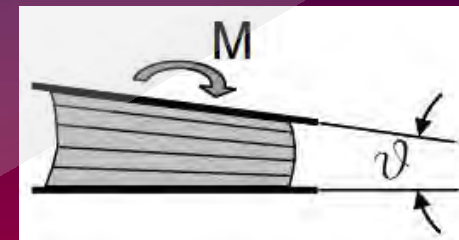
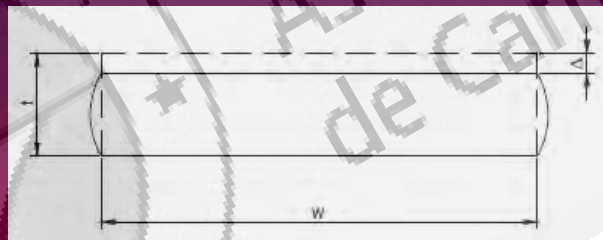


DISPOSICIONES ESPECIALES DE DISEÑO PARA APOYOS

- Apoyos Elastoméricos Reforzados con Acero



Distorsiones



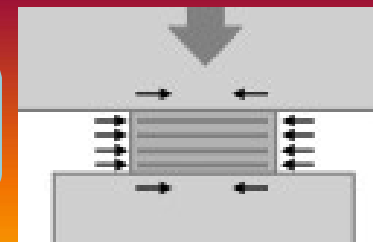
Neopreno



Placas de acero



Incremento de la rigidez vertical



DISPOSICIONES ESPECIALES DE DISEÑO PARA APOYOS

- Apoyos Elastoméricos Reforzados con Acero – Cálculo

1) Desplazamientos horizontales



- Variación Temperatura
- F. Reológicos
- Postensado
- Etc

Predimensionamiento:

- Número de capas
- Dimensión en planta

2) Carga vertical

Verificaciones:



- Deformación y tensión por compresión
- Compresión, rotación y corte del apoyo (Método A ó B)
- Estabilidad del apoyo
- Placas de acero del apoyo

**IRAM ha comenzado en el 2015 el estudio de la Norma N° 113091:
«Apoyos de policloloropreno para puentes y edificios»**



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

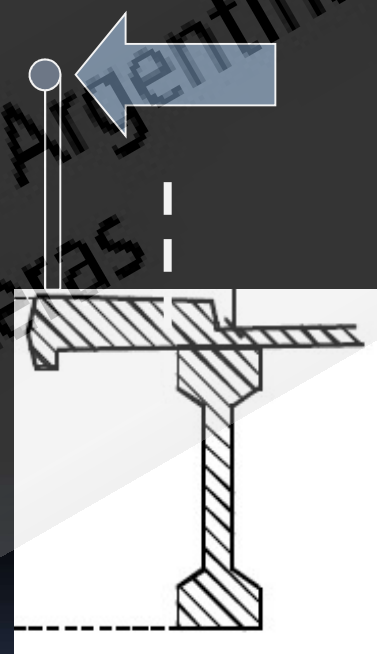
DEFENSAS Y BARANDAS

COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)

c) Esfuerzo Transmitido por la Baranda

- Para el cálculo del tablero, 80Kg/m normal a la baranda a la altura del pasamano.
- Para el cálculo de la baranda 400kg/m a la altura del pasamano o 150kg/m si existe guardarrueda con baranda de seguridad.





COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)



COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)





COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)





COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)



COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

Bases para el Cálculo de Puentes de H°A° de la DNV (1952)





COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

CIRSOC 804 (MASH 2009)

Proteger la integridad de los ocupantes de vehículos erráticos y daños a terceros. Para ello debe minimizarse la posibilidad de;

- Caída de vehículos por:
 - Rotura de la defensa
 - Deformación de la defensa más allá del límite del tablero
 - Vuelco del vehículo hacia el vacío
 - Salto del vehículo sobre la defensa
- Desvío del vehículo hacia otros carriles
- Vuelco del vehículo
- Deformaciones del habitáculo del vehículo que puedan ser lesivas para los ocupantes



COMPARACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN DNV-52 CON EL CIRSOC 804

CIRSOC 804 (MASH 2009)



**CIRSOC 804 – NIVEL DE COMPORTAMIENTO DE LA DEFENSA**

Nivel de comportamiento de la defensa	Nivel de ensayo MASH 2009	Propiedades de contención	Vehículo de ensayo
Bajo	TL-3	Provistas para la contención de vehículos livianos. Para usar generalmente en estructuras bajas, de bajo nivel, en caminos rurales y áreas donde se espera un muy pequeño número de vehículos pesados mixtos y para un medio de baja velocidad.	Se requiere contener un nivel de impacto típico de un vehículo utilitario de 2,3 tn (vehículo liviano) a 100 km/h y un ángulo de impacto de 25°
Regular	TL-4	Provistas para la contención de autos, utilitarios pesados y camiones livianos. Para usar generalmente en carreteras principales de alta velocidad y autopistas con una mezcla de vehículos pesados. Esta defensa es aplicable y apropiada para la mayoría de los emplazamientos de puentes.	Se requiere contener un nivel de impacto típico de un camión de 10,0 tn a 90 km/h y un ángulo de impacto de 15°
Medio	TL-5	Provistas para la contención de la mayoría de los ómnibus y vehículos de masa media. Para usar generalmente en autovías de alta velocidad, carreteras principales arteriales y autopistas principales con un alto volumen de vehículos pesados mixtos y situaciones de riesgo en emplazamientos específicos.	Se requiere contener un nivel de impacto típico de un semi-remolque articulado de 36,0 tn a 80 km/h y un ángulo de impacto de 15°

CIRSOC 804 – NIVEL DE COMPORTAMIENTO DE LA DEFENSA

Alto	TL-6	Provistas para situaciones de alto riesgo y la contención de vehículos pesados con alto centro de gravedad. Para usar generalmente en rutas con alto volumen de vehículos pesados, mixtos y velocidades máximas permitidas tales como en autopistas con pendientes transversales variables y radios de curvatura reducidos.	Se requiere contener un nivel de impacto típico de un vehículo tipo tanque de 36,0 tn (vehículo rígido con alto centro de gravedad) a 80 km/h y un ángulo de impacto de 15°
Especial	por encima de TL-6	Provistas para emplazamientos específicos, condiciones inusuales y ubicaciones críticas donde se debe evitar la penetración debido a un muy alto centro de gravedad y/o vehículos pesados bajo condiciones de impacto variables	Se requiere contener un nivel de impacto típico de un semi-remolque articulado de 44,0 tn a 100 km/h y un ángulo de impacto de 15° . No hay defensa calificada más alto que TL-6 en MASH 2009

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS MODERNAS PARA DEFENSAS VEHICULARES

EUA (MASH)	EUA (NCHRP 350)	Europa (EN 1317)	Velocidad de Impacto km/h	Angulo de Impacto °	Peso del Vehículo kg	Energía del Impacto kJ
		H1	70	15	10000	126
	TL-3		100	25	2000	138
TL-3			100	25	2270	156
	TL-4		80	15	8000	132
TL-4			90	15	10000	209
		H2	70	20	13000	287
		H4a	65	20	30000	570
TL-5	TL-5		80	15	36000	595
TL-6	TL-6		80	15	36000	595

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS MODERNAS PARA DEFENSAS VEHICULARES



NCHRP 350 (1993)

MASH 2009

Selección de la Defensa Vehicular a Emplazar

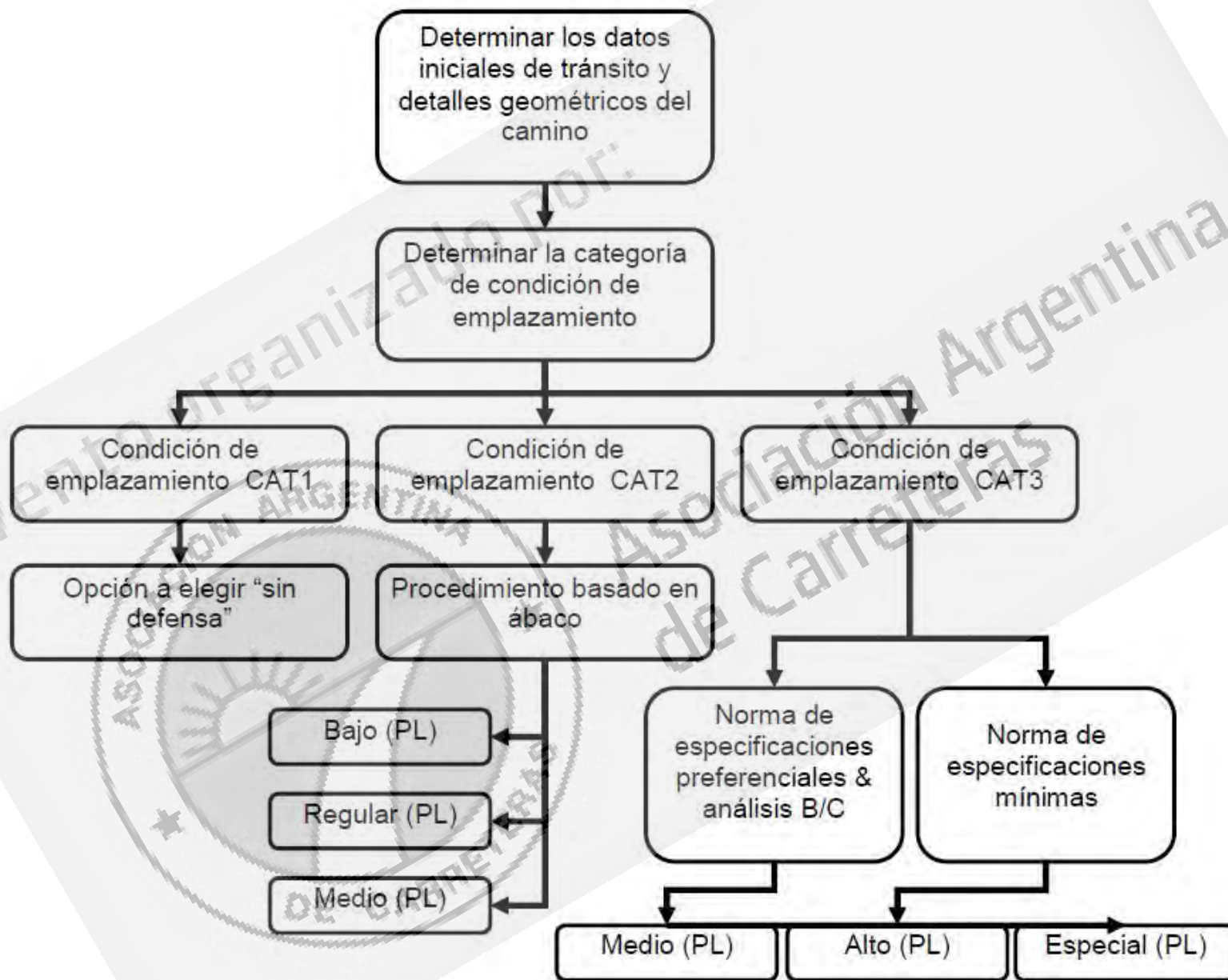
En la actualidad el nivel de seguridad de las defensas vehiculares es determinado por el propietario del puente (ej. las Vialidades), en base a criterios cualitativos

- Selección de niveles de comportamiento de defensas basado en el trabajo *Standardised Bridge Barrier Design* (Austroads Research Report AP-R445-13). Este método se sustenta en parámetros cuantitativos, y determinan unívocamente el nivel mínimo requerido, evitando decisiones subjetivas.
- Comentarios referentes a requisitos generales para sistemas de defensas y a transición entre los diferentes niveles de comportamiento de las defensas, tomados del mismo reporte
- Pueden usarse sólo defensas previamente ensayadas con vehículos reales bajo condiciones estandarizadas (MASH 2009)

13.7.2.2. Categorías de la Condición de Emplazamiento

Las condiciones de emplazamiento están clasificadas en tres categorías como sigue:

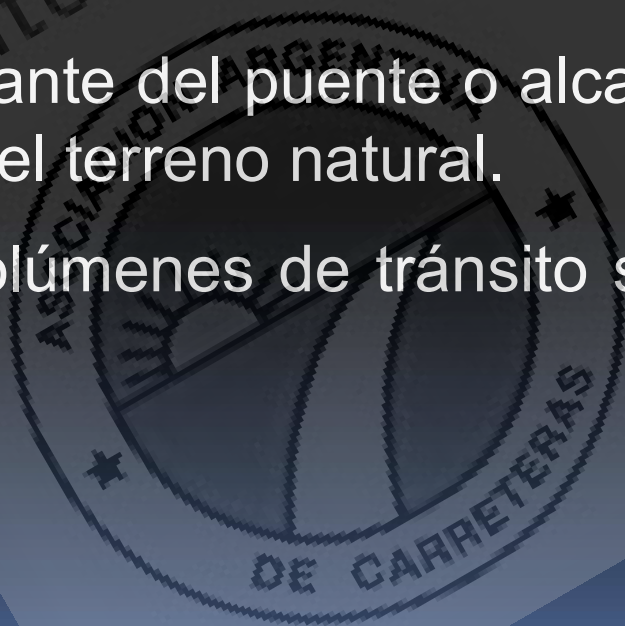
- CAT1: para emplazamientos que satisfacen todos los criterios para el caso **sin defensa** del Artículo 13.7.2.3.
- CAT2: para emplazamientos con niveles de riesgo medios a bajos, los cuales satisfacen los criterios especificados en el Artículo 13.7.2.4.
- CAT3: para emplazamientos con niveles de riesgo medios a altos y/o que tienen condiciones especiales como las especificadas en el Artículo 13.7.2.5.



13.7.2.3. Criterios para la Condición de Emplazamiento CAT1

Las defensas de tránsito vehicular se pueden omitir cuando la provisión de defensas impide el paso de vehículos especiales con sobreancho, o las defensas pueden ser frecuentemente dañadas por arrastres pesados o ambos, y se aplican la totalidad de los siguientes criterios para condición de emplazamiento CAT1:

1. La rasante del puente o alcantarilla está a menos de **1,50 m** por encima del terreno natural.
2. Los volúmenes de tránsito son menores que **150** vehículos por día.



13.7.2.3. Criterios para la Condición de Emplazamiento CAT1

3. Puentes con una alineación esencialmente recta (por ejemplo, con un radio de curvatura horizontal mayor de **1500 m**) y en los que los accesos carreteros tienen una distancia de visibilidad mayor que la distancia de frenado.
4. La distancia entre cordones no es menor que **7,90 m** para un puente de dos carriles ni de **4,70 m** para un puente de un solo carril.
5. La ubicación no anticipa tránsito peatonal.
6. Cualquier tipo de agua debajo del puente normalmente tiene menos de **1,20 m** de profundidad.

13.7.2.5. Criterios para la Condición de Emplazamiento CAT3

Un emplazamiento se considerará que está en condición de emplazamiento CAT3 cuando cumpla cualquiera de los siguientes criterios:

1. emplazamiento específico, condiciones inusuales y ubicaciones críticas tal como especifica el Propietario.
2. ubicaciones donde es esencial evitar la penetración por parte de los vehículos especificados por el Propietario, bajo condiciones de impacto.
3. puentes en carreteras con clases especiales de vehículos pesados tales como vehículos de gran masa y alto centro de gravedad.



Introducción

13.7.2.5. Criterios para la Condición de Emplazamiento CAT3

4. carreteras con nivel de tránsito comercial mayor o igual a **3000** vehículos pesados por día por calzada y están en situación de alto riesgo.

5. carreteras con un volumen de ómnibus mayor o igual a **150** buses por día por calzada en situación de alto riesgo o en cualquiera de las siguientes situaciones:

- a) puentes de más de **10 m** de altura
- b) puentes encima de agua de más de **3 m** de profundidad (flujo normal)
- c) puentes con curvas horizontales con radio de **600 m** o menor

13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

Este procedimiento se usa para seleccionar un nivel de comportamiento de defensa entre Bajo, Regular y Medio para una condición de emplazamiento CAT2 usando datos de tránsito del emplazamiento específico y detalles geométricos de la carretera tales como pendiente de la carretera, curvatura horizontal y condiciones debajo de la estructura.



Asociación Argentina
de Carreteras

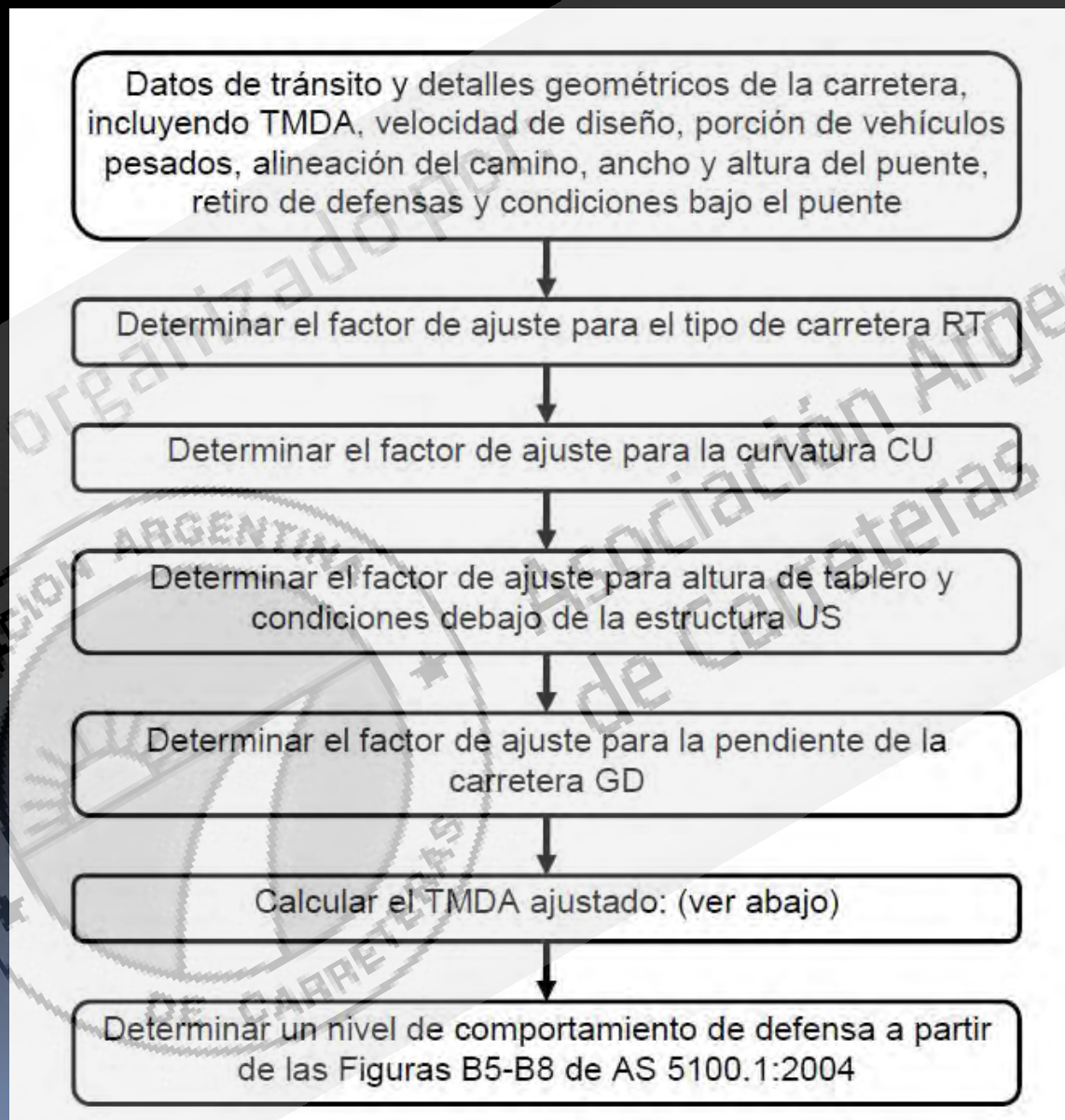
13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

Determinar TMDA y Porción de Vehículos Comerciales

Para el método basado en gráficos, el TMDA debe tomarse como el total estimado para el primer año después de la construcción de todos los carriles del puente. El crecimiento proyectado del tránsito supuesto es **2%** por año durante **30 años**. Para emplazamientos con una velocidad de diseño de **80 km/h** o mayor y TMDA del año de construcción mayor de **10000** vehículos por día por carril (vpdpc), el TMDA del año de construcción se puede limitar a **10000 vpdpc**, para tener en cuenta el efecto de las congestiones de tránsito sobre las velocidades de tránsito.

Se debe notar que para tasas de crecimiento distintas del **2%** anual, el TMDA del año de construcción para el uso en este procedimiento, se puede ajustar dividiendo el TMDA de los **30 años** después de la construcción por $(1 + 2\%)^{30} = 1,81$. El error en usar esta estimación es aceptable y dentro de las suposiciones de esta metodología.

13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos



13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$

Donde:

RT = factor de ajuste del tipo de camino, derivado de Tabla 13.7.2.7.2

GD = factor de ajuste de la pendiente del camino, tomado de Figura 13.7.2.7.2.2

CU = factor de ajuste de la curvatura del camino, tomado de Figura 13.7.2.7.2.3

US = factor de ajuste para la altura del tablero y las condiciones debajo de la estructura, tomado de Figura 13.7.2.7.2.4

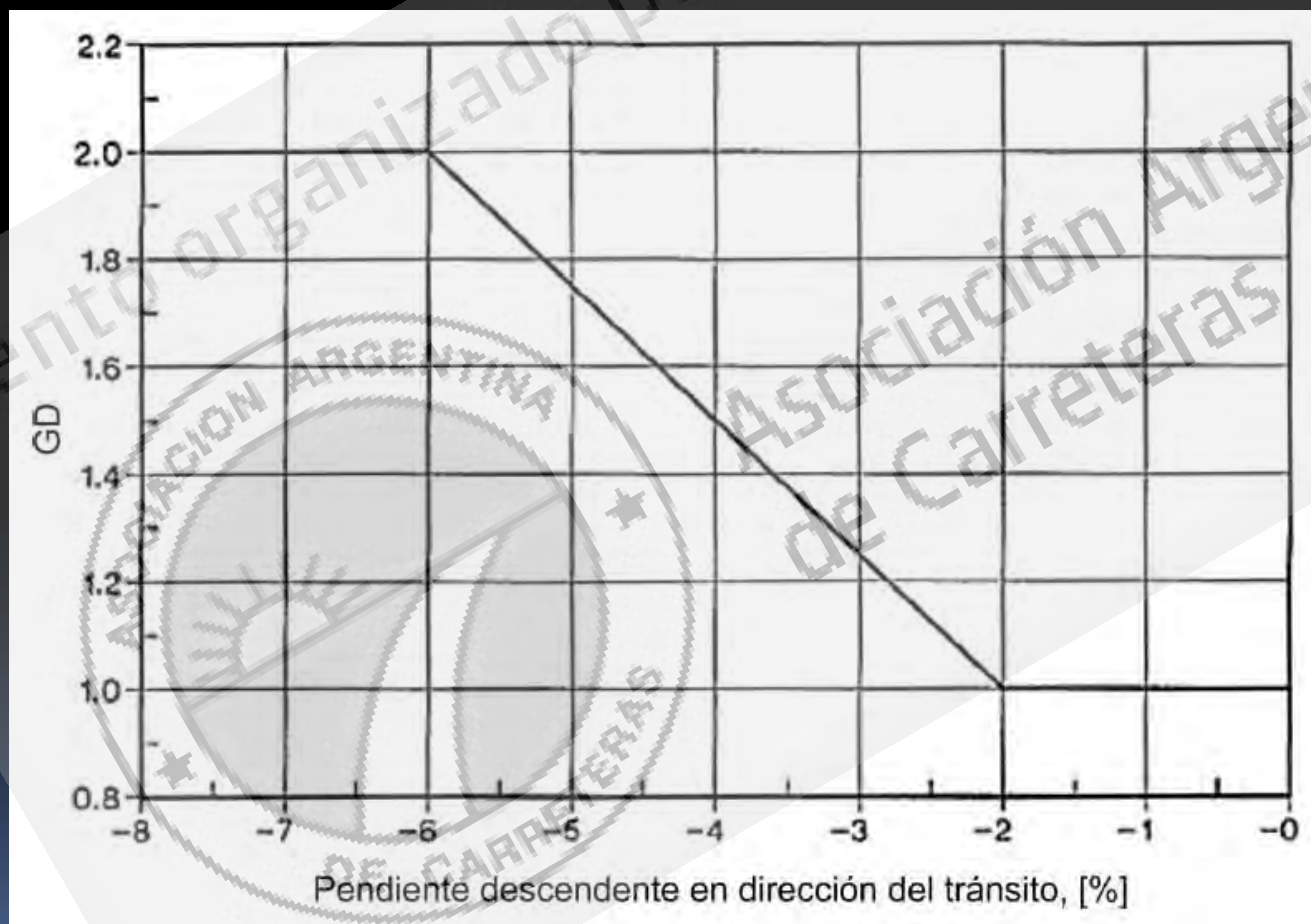
13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$

Tipo de camino	TMDA	Número de carriles*	Factor de ajuste RT
Una dirección**	Basado en tránsito de una dirección	1 ó más	2,0
Dos direcciones dividido	Basado en tránsito de dos direcciones	2 ó más	1,0
Dos direcciones sin división	Basado en tránsito de dos direcciones	1 a 4	1,5
Dos direcciones sin división	Basado en tránsito de dos direcciones	5 ó más	1,0

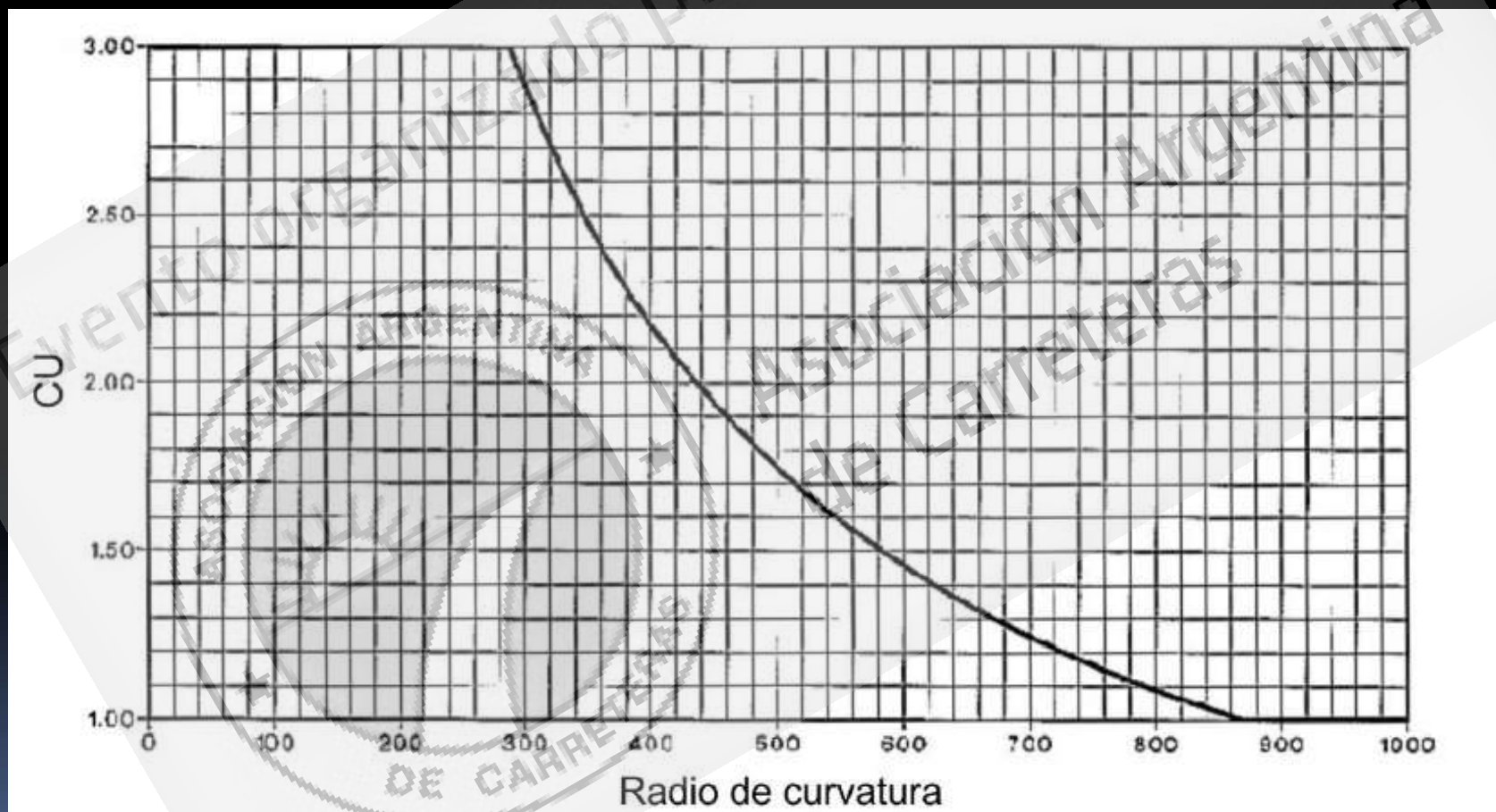
13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$



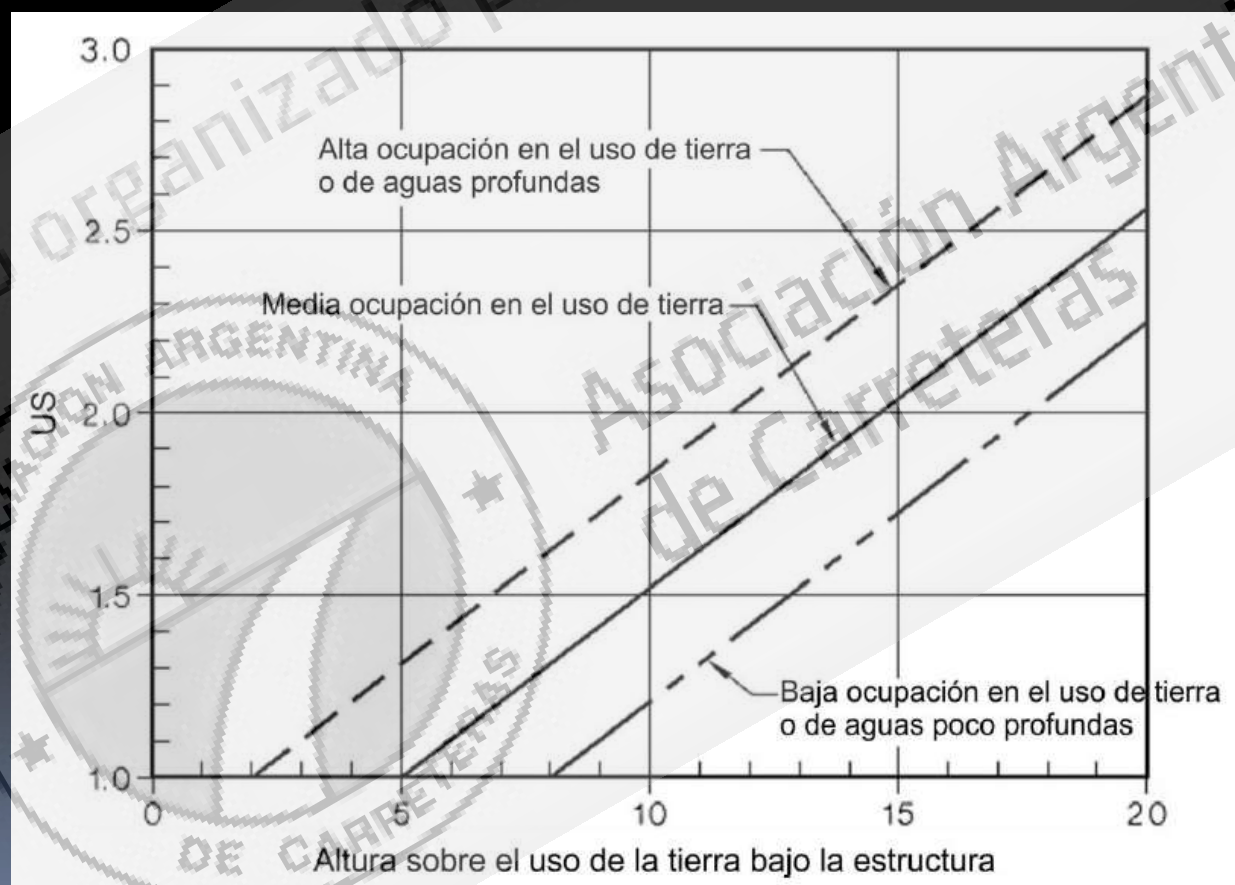
13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$



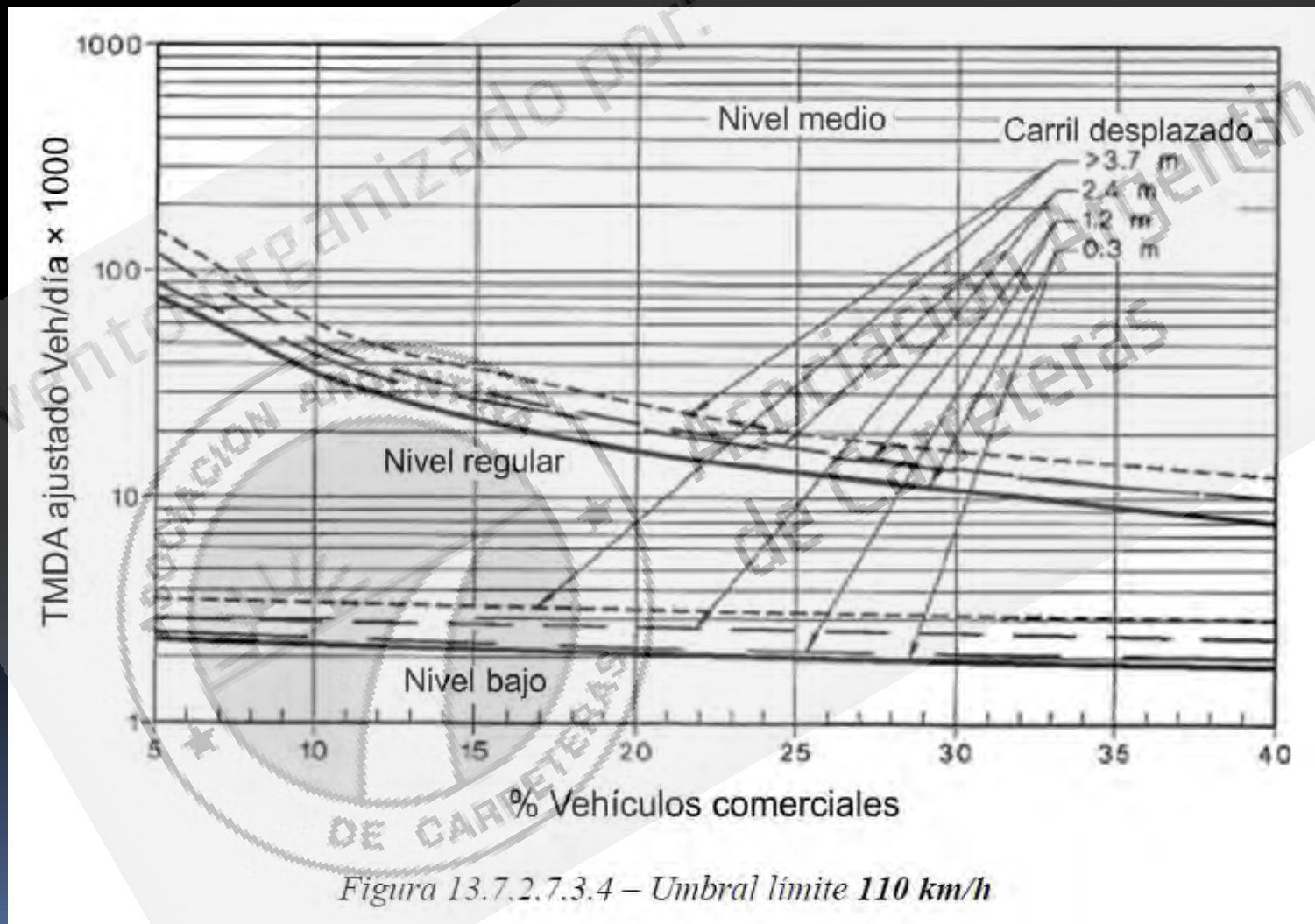
13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$



13.7.2.7. Método CAT2 – Procedimiento Basado en Gráficos

$$TMDA_{ajustado} = TMDA \times RT \times GD \times CU \times US$$

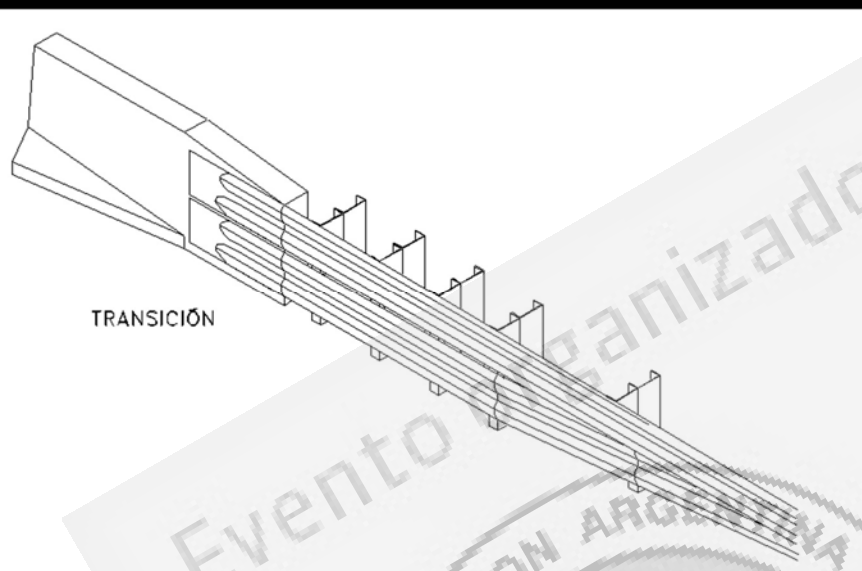


13.7.1.2. Defensas de Aproximación al Puente

Se debe proveer un sistema de defensa de protección al inicio de todas las defensas de puentes en las zonas rurales con tránsito de alta velocidad.

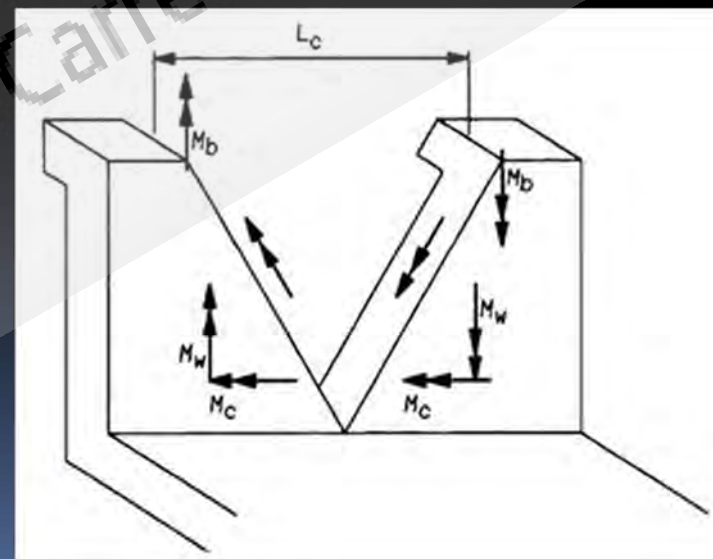
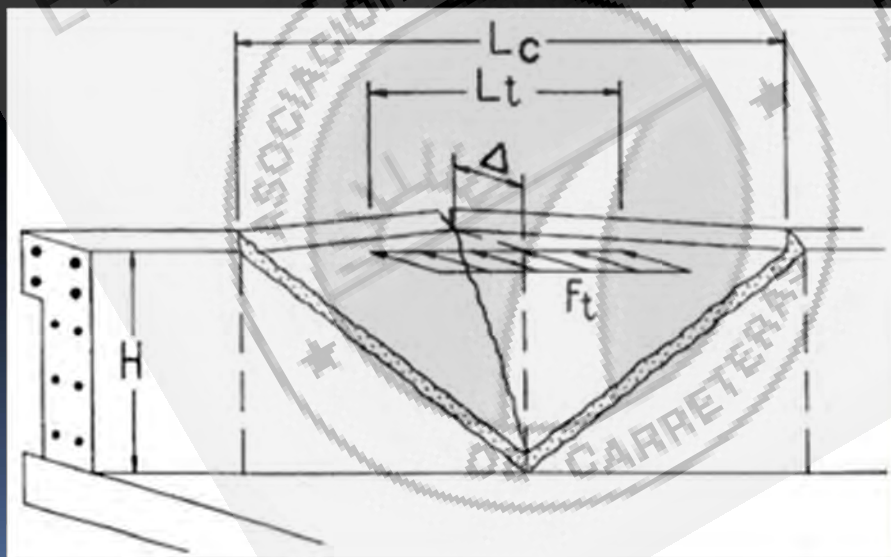
Un sistema de defensa de aproximación al puente debe incluir una transición desde el sistema de defensa de protección hasta el sistema de defensa rígido del puente, con capacidad de proporcionar resistencia lateral ante un vehículo errante. El borde de ataque del sistema de defensa de protección, en la aproximación al puente, deberá tener una terminal apta para choque.

13.7.1.2. Defensas de Aproximación al Puente



A13.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS DEFENSAS UTILIZADAS COMO PROTOTIPOS DE ENSAYO

Para los muros de hormigón armado y pretensado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia. La resistencia nominal de la defensa frente a la carga transversal, R_w , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:



A13.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS DEFENSAS UTILIZADAS COMO PROTOTIPOS DE ENSAYO

$$R_w = \left(\frac{2}{2 L_c - L_t} \right) \left(8 M_b + 8 M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 H (M_b + M_w)}{M_c}}$$

Ft = fuerza transversal especificada en la Tabla A13.2-1 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón [kN]

H = altura del muro [m]

Lc = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia [m]

Lt = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto Ft [m]

Rw = resistencia transversal total de la defensa [kN]

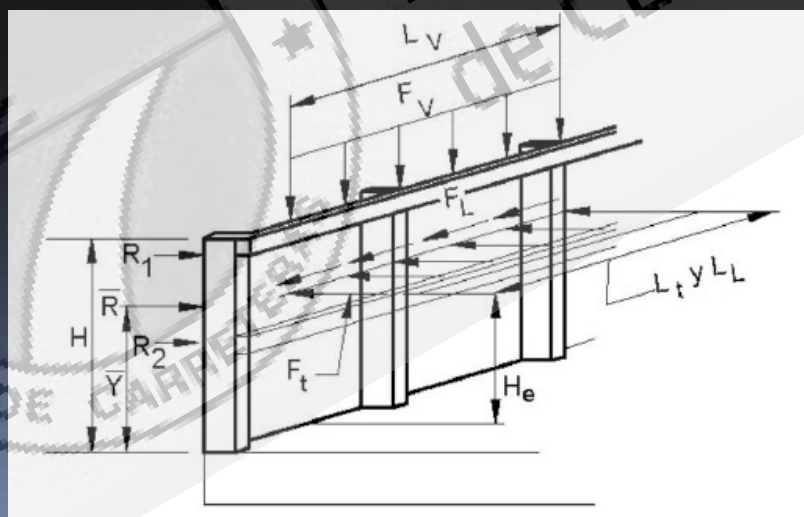
Mb = resistencia adicional a flexión de la viga acumulativa con Mw, si corresponde, en la parte superior del muro [kN·m]

Mc = resistencia a flexión de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente [kN·m/m]

Mw = resistencia a flexión del muro respecto de su eje vertical [kN·m]

A13.2. FUERZAS NOMINALES PARA LAS DEFENSAS DE TRÁNSITO VEHICULAR

Fuerzas nominales y simbologías	Niveles de Ensayo para las Defensas			
	Bajo	Regular	Medio	Alto
Transversal F_t [kN]	240	300	600	750
Longitudinal F_L [kN]	100	100	200	250
Vertical descendente F_v [kN]	22	100	300	350
L_t y L_L [m]	1,10	1,20	2,40	2,40
L_v [m]	5,50	6,00	12,00	12,00
H_e (mín.) [m]	0,70	0,90	1,20	1,40
Minima altura de la defensa H [m]	0,70	0,90	1,20	2,30



A13-4 Diseño del Voladizo del Tablero

Los voladizos laterales del tablero de un puente se proyectan considerando separadamente los siguientes casos de diseño:

- **Caso de Diseño 1:** fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el Artículo A13.2 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Evento Extremo II
- **Caso de Diseño 2:** fuerzas verticales especificadas en el Artículo A13.2 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Evento Extremo II
- **Caso de Diseño 3:** cargas que actúan sobre el voladizo lateral, especificadas en el Artículo 3.6.1 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Resistencia I

Para los Casos de Diseño 1 y 2, el factor de carga para la carga permanente, χ_p , deberá ser igual a 1,0

A13.4.2. Tableros que Soportan Muros de Hormigón

Para el Caso de Diseño 1, el voladizo lateral del tablero se debe diseñar para proveer una resistencia a la flexión, **Ms** en [kN·m/m] que, actuando conjuntamente con la fuerza de tracción **T** en [kN/m], aquí especificada, sea mayor a **Mc** correspondiente al muro en su base. La fuerza de tracción axial, **T**, se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H}$$

Donde:

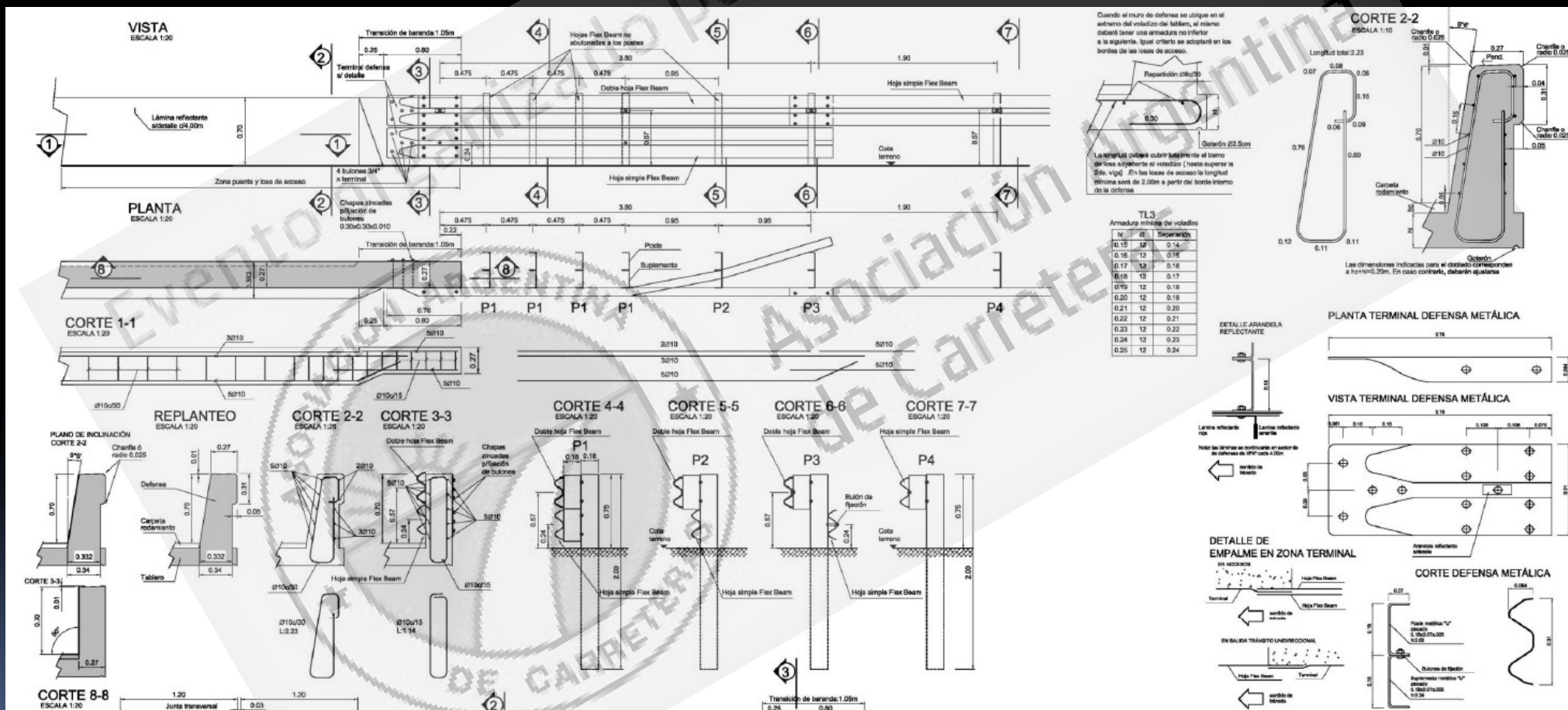
R_w = resistencia del muro especificada en el Artículo A13.3.1 [kN]

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia [m]

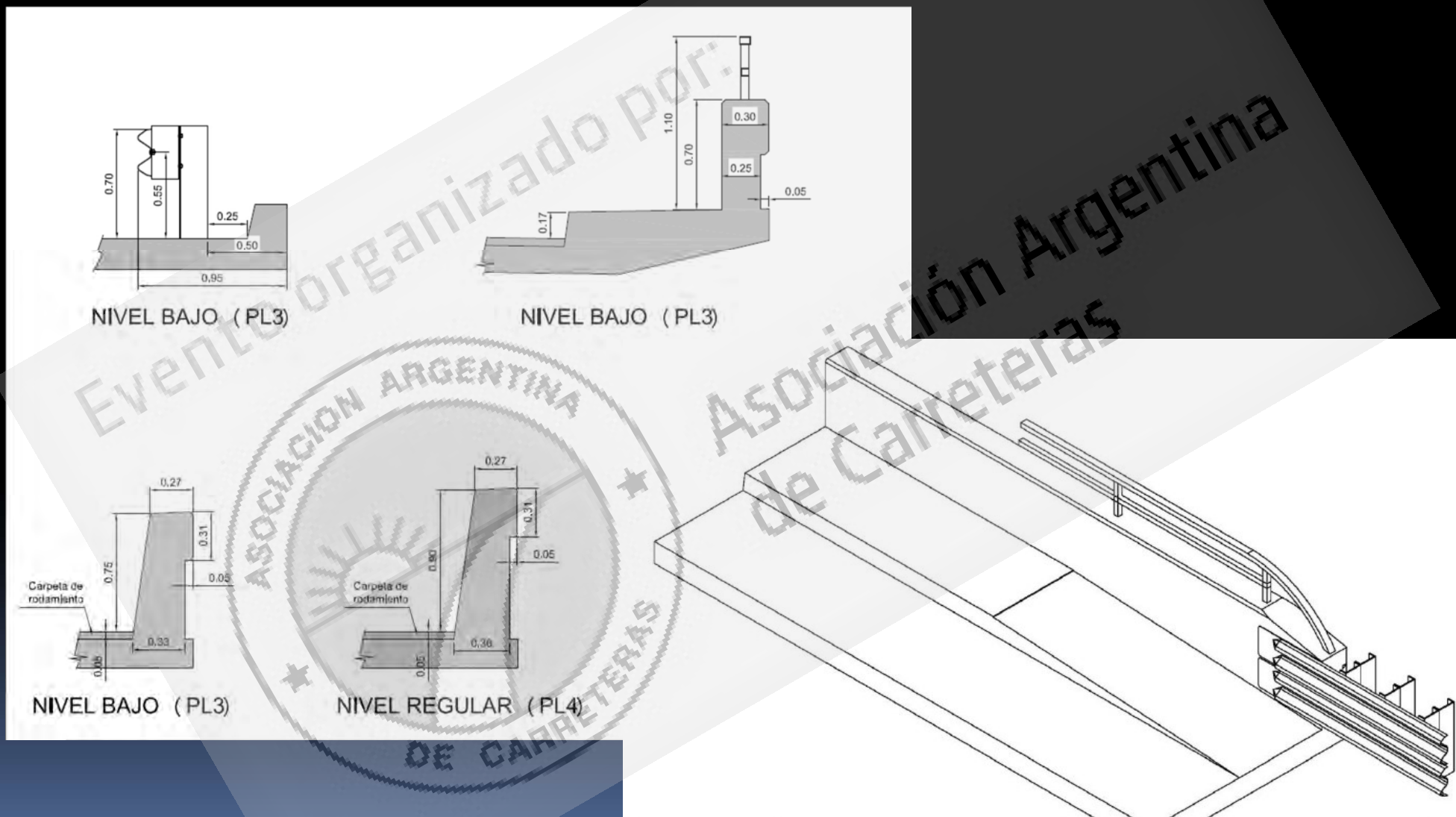
H = altura del muro [m]

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

APÉNDICE B13 – PLANOS TIPO DE DEFENSAS VEHICULARES



APÉNDICE B13 – PLANOS TIPO DE DEFENSAS VEHICULARES





Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un Nuevo Reglamento de Puentes: CIRSOC Serie 800

DEFENSAS 2

Evento organizado por:



Asociación Argentina
de Carreteras



Introducción

Una realidad incontrastable: ***Actualmente los muertos y heridos en los puentes se producen por ineficiencia de las defensas***

- Accidentes Letales: salida de la vía
- Mayor frecuencia y letalidad: en puentes
- Casos repetidos (Puntos Negros)
- Puente Angosto
- Trazado: curva y contra-curva
- Eliminación de banquina al llegar al puente (puentes angostos)
- Falta de defensas en accesos: no existen o no empalman correctamente
- Empalme de defensas flexible con rígida en los accesos
- Vereda antes de la defensa
- Defensa mal fijada para que no se rompa el tablero
- Búsqueda del culpable: Según Autoridades, Policía, Peritos y Medios
 - Conductor o Falla Mecánica



Objetivos de una defensa

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la defensa,
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,
- Posibles mejoras futuras de las defensas,
- Relación costo-beneficio de las defensas, y
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.



Informe NCHRP 350 y Manual MASH 2009

National Cooperative Highway Research Program (TRB) Manual for Assessing Safety Hardware (AASHTO)

The bridge railing performance need not be identical over the whole highway network. New railing designs should match site needs leading to a multiple test level concept, as described in NCHRP Report 350 or AASHTO's *Manual for Assessing Safety Hardware*.

All highway safety hardware accepted prior to the adoption of AASHTO, *Manual for Assessing Safety Hardware* (MASH), using criteria contained in NCHRP Report 350, may remain in place and may continue to be manufactured and installed. Highway safety hardware accepted using NCHRP Report 350 criteria is not required to be retested using MASH criteria. New highway safety hardware not previously evaluated must utilize MASH for testing and evaluation.



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

CRITERIOS DE SEGURIDAD EN FUNDACIONES



AASHTO (Y EL FUTURO CIRSOC 80#) INTRODUCE EL FORMATO LRFD EN EL ANÁLISIS DE LAS FUNDACIONES

10.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Los requisitos de esta sección se deberán aplicar para el diseño de zapatas, pilotes hincados y pilotes perforados.

Si se han de seleccionar procedimientos de cálculo de resistencia diferentes a los especificados en el presente documento, se deberá considerar la base probabilística de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de las cargas, los factores de carga, los factores de resistencia y la confiabilidad estadística. **Se pueden utilizar otros métodos**, especialmente si estos métodos han sido reconocidos localmente y se consideran adecuados para las condiciones regionales, siempre que **se considere la naturaleza estadística de los factores** indicados anteriormente a través del uso consistente de la teoría de la confiabilidad y que sean aprobados por el Propietario.

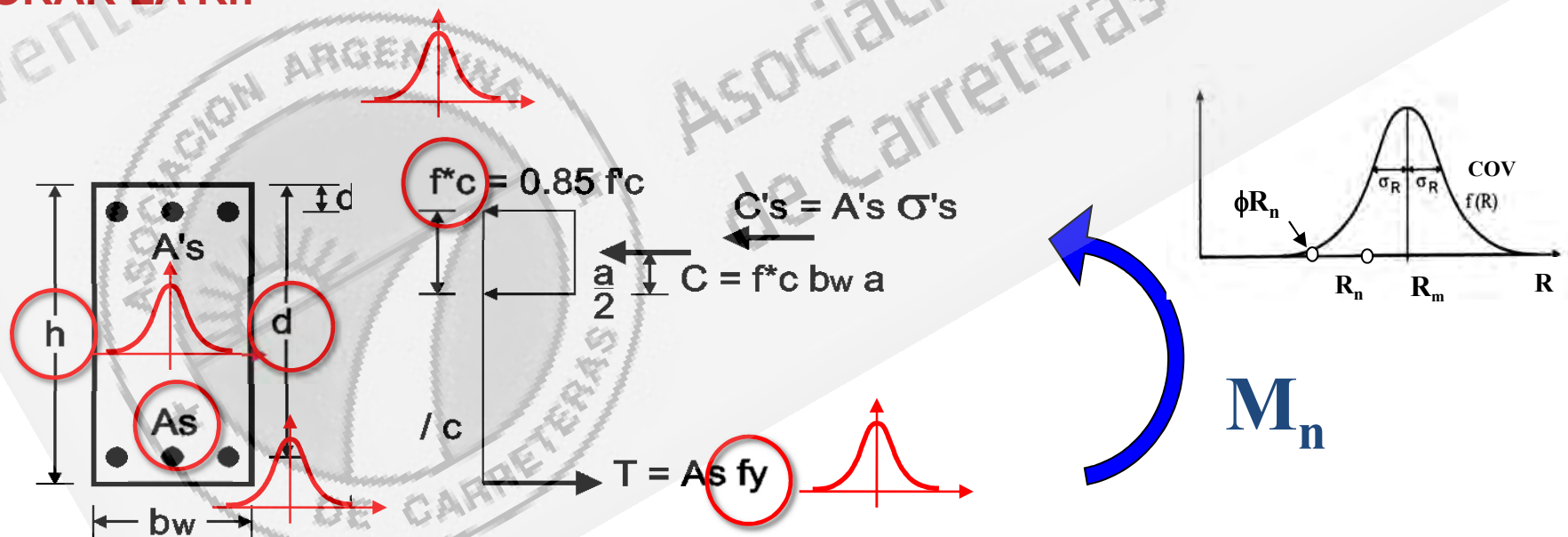


AASHTO(Y EL FUTURO CIRSOC 80#) INTRODUCE EL FORMATO LRFD EN EL ANÁLISIS DE LAS FUNDACIONES

- OTROS CUERPOS DE CONOCIMIENTO EN OBRAS CIVILES ADOPTAN EL FORMATO (USACE, AREMA)
- SURGEN VARIOS ASPECTOS PARTICULARES, QUE HAN SIDO ANALIZADOS EXHAUSTIVAMENTE EN EL ENTORNO AASHTO (NCHRP Pubs, etc)
- UNA PREMISA FUNDAMENTAL DEL FORMATO LRFD ES MANTENER LAS COMBINACIONES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES
- EL PRINCIPAL OBJETIVO RESULTA, ENTONCES, CALIBRAR LOS VALORES DE " ϕ "

PARTICULARIDADES DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES

- **SURGEN ALGUNAS DIFERENCIAS MARCADAS RESPECTO A LA CALIBRACIÓN PARA ESFUERZOS INTERNOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES**
- **FLEXIÓN SIMPLE: ÚNICO MÉTODO PARA OBTENER M_n , Y UN ÚNICO ϕ PARA MINORAR LA R_n**



PARTICULARIDADES DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES

- **CAPACIDAD DEL SUELO: EXISTEN VARIOS MÉTODOS PARA DETERMINAR LA R_n DE UN MISMO TIPO DE ROTURA. CADA UNO TIENE SUS PROPIOS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS ($FD = \lambda$, COV), QUE CONDUCIRÁN A DIFERENTES ϕ .**
- **POR LO TANTO, NO HABRÁ UN ÚNICO ϕ PARA DETERMINADO TIPO DE ROTURA, SINO VARIOS EN FUNCIÓN DEL MÉTODO UTILIZADO PARA DEFINIR EL EQUILIBRIO EN EL ELU. POR EJEMPLO:**

Tabla 10.5.5-1 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena:	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
		• Método racional - usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
		usando ϕ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45

$$0.55 / 0.35 = 1.6$$



METODOLOGÍAS DE CALIBRACIÓN

○ (1) AJUSTE DE FACTORES PARA OBTENER EL FS DE SERVICIO

LRFD: $Q_u = \phi R_n$; ASD: $Q_s = R_n/FS$

$$Q_u = \gamma_{prom} * Q_s \rightarrow \phi R_n / \gamma_{prom} = R_n/FS \rightarrow \phi = \gamma_{prom} / FS$$

Ejemplo:

$$\sigma_{adm} = 100 \text{ kPa} = Q_s; FS = 3$$

$$Q_u = 1.25 DC * 1.75 L; \text{ con } DC/L = 2 \rightarrow \gamma_{prom} = (2*1.25 + 1.75)/3 = 1.42$$

$$\rightarrow \phi = \gamma_{prom} / FS = 1.42 / 3 = \phi = 0.47$$

PROBLEMA: ES UN SIMPLE JUEGO ALGEBRAICO, QUE NO RESPETA EL CONCEPTO BÁSICO DEL LRFD: CALIBRAR LOS FACTORES PARA OBTENER UNA FIABILIDAD DETERMINADA (β objetivo), ES DECIR, UNA PROBABILIDAD DE FALLA UNIFORME

VENTAJA: MANTIENE EL STATUS QUO



METODOLOGÍAS DE CALIBRACIÓN

- (2) ANÁLISIS DE FIABILIDAD, PARA:

SEPARAR INCERTIDUMBRE EN ACCIONES (S) Y RESISTENCIAS (R)

ASEGURAR UN NIVEL DE FIABILIDAD ACEPTABLE e INDEPENDIENTE DE FACTORES SUBJETIVOS (MÉTODO DE CÁLCULO GEOTÉCNICO, LUCES, TIPO DE PUENTES, ETC)

REQUIERE:

- ESTABLECER CONDICIONES MÍNIMAS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO (CONSIDERAR CORRECCIONES POR FACTORES LOCALES!)
- CONTAR CON BASES DE DATOS EXPERIMENTALES
- DEFINIR LOS DIFERENTES MÉTODOS A USAR PARA DETERMINAR LA R_n

EN LA PRÁCTICA, AASHTO PRESENTA FACTORES ϕ QUE CONSIDERAN AMBOS ENFOQUES.



AASHTO 2012 - CAPÍTULO 10 - FUNDACIONES

CONTENIDO

10.1	CAMPO DE APLICACIÓN	10-1
10.2	DEFINICIONES	10-1
10.3	SIMBOLOGÍA.....	10-2
10.4	DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO	10-8
10.5	ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA	10-13
10.6	ZAPATAS.....	10-19
10.7	PILOTES HINCADOS	10-60
10.8	PILOTES PERFORADOS	10-93
A10.1	INVESTIGACIÓN.....	10-123
A10.2	DISEÑO DE LAS FUNDACIONES	10-128
A10.3	REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS PILOTES	10-132



VERIFICACIONES EN FUNDACIONES

ESTADOS LÍMITE PARA FUNDACIONES:

10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras



VERIFICACIONES EN FUNDACIONES

ESTADOS LÍMITE PARA FUNDACIONES:

10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- Asentamientos,
- Desplazamientos laterales
- Estabilidad global
- Socavación para la crecida de diseño (100 años)

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS



VERIFICACIONES EN FUNDACIONES

ESTADOS LÍMITE PARA FUNDACIONES:

10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

- Resistencia
- Pérdida de apoyo (vertical u horizontal) por socavación para la crecida de diseño

10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS



VERIFICACIONES EN FUNDACIONES

ESTADOS LÍMITE PARA FUNDACIONES:

10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

- Resistencia
- Pérdida de apoyo (vertical u horizontal) por socavación para la crecida de diseño

Fundaciones Superficiales: Capacidad de Carga – Posición Resultante – Deslizamiento

Pilotes Hincados: Capacidad de Carga (Individual y Grupo) – Tracción- Resistencia Lateral

Pilotes Excavados: Ídem

Micropilotes: Ídem

10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS



VERIFICACIONES EN FUNDACIONES

ESTADOS LÍMITE PARA FUNDACIONES:

10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS

- Socavación para la crecida de verificación (500 años)
- Choque de vehículos y embarcaciones
- Sismo (incluyendo licuefacción)



10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO - COMBINACIONES

Combinación de cargas	DC	LL	WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua WS = viento sobre la estructura WL = viento sobre la sobrecarga FR = carga de fricción TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme					TG: DT SE: Asent		Usar sólo uno por vez				
	DD DW EH EV ES EL PS CR SH													
Estado límite		IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	1/2TG	1/3SE	-	-	-	-	-

DC = peso propio compestructurales y agregados no estructurales
DD = fricción negativa
DW = peso propio de las sups rodamiento e instalaciones para servicios
EH = empuje horizontal del suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
ES = sobrecarga de suelo
EL = diversas tensiones residuales del proceso constructivo
PS = fuerzas secundarias de postensado
CR = solicitaciones generadas por fluencia lenta
SH = solicitaciones generadas por contracción

LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación



10.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO - ϕ

$$\phi = 1$$

(Salvo para Análisis de Estabilidad Global s/ Artículo 11.6.2.3)

EJEMPLO:

10.6—SPREAD FOOTINGS 10-51

...

10.6.2.6—Bearing Resistance at the Service Limit State..... 10-64

10.6.2.6.1—Presumptive Values for Bearing Resistance 10-64

...

C10.6.2.6.1

Unless more appropriate regional data are available, the presumptive values given in Table C10.6.2.6.1-1 may be used. These bearing resistances are settlement limited, e.g., 1.0 in., and apply only at the service limit state.

Table C10.6.2.6.1-1—Presumptive Bearing Resistance for Spread Footing Foundations at the Service Limit State Modified after U.S. Department of the Navy (1982)

Type of Bearing Material	Consistency in Place	Bearing Resistance (ksf)	
		Ordinary Range	Recommended Value of Use
Fine to medium sand, silty or clayey medium to coarse sand (SW, SM, SC)	Very dense	6–10	6
	Medium dense to dense	4–8	5
	Loose	2–4	3
Fine sand, silty or clayey medium to fine sand (SP, SM, SC)	Very dense	6–10	6
	Medium dense to dense	4–8	5
	Loose	2–4	3
Homogeneous inorganic clay, sandy or silty clay (CL, CH)	Very dense	6–12	8
	Medium dense to dense	2–6	4
	Loose	1–2	1
Inorganic silt, sandy or clayey silt, varved silt-clay-fine sand (ML, MH)	Very stiff to hard	4–8	6
	Medium stiff to stiff	2–6	3
	Soft	1–2	1



10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA - COMBINACIONES

Combinación de cargas	DC									Usar sólo uno por vez				
	DD													
Estado límite	DW													
	EH	LL												
	EV	IM												
	ES	CE												
	EL	BR												
	PS	PL												
	CR	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ ^(*)	BL	IC	CT	CV
	SH													
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

DC = peso propio compestructurales y agregados no estructurales
DD = fricción negativa
DW = peso propio de las sups rodamiento e instalaciones para servicios
EH = empuje horizontal del suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
ES = sobrecarga de suelo
EL = diversas tensiones residuales del proceso constructivo
PS = fuerzas secundarias de postensado
CR = solicitaciones generadas por fluencia lenta
SH = solicitaciones generadas por contracción

LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA – ϕ – FUNDACIONES SUPERFICIALES

Table 10.5.5.2.2-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Shallow Foundations at the Strength Limit State

Method/Soil/Condition		Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils
		Footings on rock
		Plate Load Test
Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand
		Cast-in-Place Concrete on sand
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay
		Soil on soil
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA – ϕ – PILOTES HINCADOS - 1/2

Table 10.5.5.2.3-1—Resistance Factors for Driven Piles

Condition/Resistance Determination Method		Resistance Factor
Nominal Bearing Resistance of Single Pile—Dynamic Analysis and Static Load Test Methods, ϕ_{dyn}	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition and dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles	0.80
	Driving criteria established by successful static load test of at least one pile per site condition without dynamic testing	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing* conducted on 100% of production piles	0.75
	Driving criteria established by dynamic testing,* quality control by dynamic testing* of at least two piles per site condition, but no less than 2% of the production piles	0.65
	Wave equation analysis, without pile dynamic measurements or load test but with field confirmation of hammer performance	0.50
	FHWA-modified Gates dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.40
	Engineering News (as defined in Article 10.7.3.8.5) dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.10

* Dynamic testing requires signal matching, and best estimates of nominal resistance are made from a restrike. Dynamic tests are calibrated to the static load test, when available.

10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA – ϕ – PILOTES HINCADOS - 2/2

Condition/Resistance Determination Method		Resistance Factor
Nominal Bearing Resistance of Single Pile—Static Analysis Methods, ϕ_{stat}	Side Resistance and End Bearing: Clay and Mixed Soils	
	α -method (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β -method (Esrig & Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ -method (Vijayvergiya & Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	Side Resistance and End Bearing: Sand	
	Nordlund/Thurman Method (Hannigan et al., 2005)	0.45
	SPT-method (Meyerhof)	0.30
Block Failure, ϕ_{bl}	CPT-method (Schmertmann)	0.50
	End bearing in rock (Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45
	Clay	0.60
	Nordlund Method	0.35
	α -method	0.25
Uplift Resistance of Single Piles, ϕ_{up}	β -method	0.20
	λ -method	0.30
	SPT-method	0.25
	CPT-method	0.40
	Static load test	0.60
	Dynamic test with signal matching	0.50
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	All soils	0.50
Lateral Geotechnical Resistance of Single Pile or Pile Group	All soils and rock	1.0



10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA – ϕ – PILOTES EXCAVADOS

Table 10.5.5.2.4-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Drilled Shafts

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Nominal Axial Compressive Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{stat}	Side resistance in clay	α -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Tip resistance in clay	Total Stress (O'Neill and Reese, 1999)	0.40
	Side resistance in sand	β -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.55
	Tip resistance in sand	O'Neill and Reese (1999)	0.50
	Side resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.60
	Tip resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Horvath and Kenney (1979) O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Carter and Kulhawy (1988)	0.50
	Tip resistance in rock	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) O'Neill and Reese (1999)	0.50
Block Failure, ϕ_{b1}	Clay		0.55
Uplift Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{up}	Clay	α -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.35
	Sand	β -method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Rock	Horvath and Kenney (1979) Carter and Kulhawy (1988)	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	Sand and clay		0.45
Horizontal Geotechnical Resistance of Single Shaft or Shaft Group	All materials		1.0
Static Load Test (compression), ϕ_{load}	All Materials		0.70
Static Load Test (uplift), ϕ_{upload}	All Materials		0.60

PARA PILOTES AISLADOS, REDUCIR 20%.

EN TAL CASO, NO CONSIDERAR FALTA DE REDUNDANCIA (η_R)

RESISTENCIA DE PILOTES EXCAVADOS EN ARENA –O’Neill & Reese (1999)

10.8.3.5.2b—Side Resistance

The nominal axial resistance of drilled shafts in cohesionless soils by the β -method shall be taken as:

$$q_s = \beta \sigma'_v \leq 4.0 \text{ for } 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (10.8.3.5.2b-1)$$

in which, for sandy soils:

- for $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{z} \quad (10.8.3.5.2b-2)$$

- for $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.135\sqrt{z}) \quad (10.8.3.5.2b-3)$$

where:

σ'_v = vertical effective stress at soil layer mid-depth (ksf)

β = load transfer coefficient (dim)

z = depth below ground, at soil layer mid-depth (ft)

N_{60} = average *SPT* blow count (corrected only for hammer efficiency) in the design zone under consideration (blows/ft)

Higher values may be used if verified by load tests.

	0.55	0.50
	β -method (O'Neill and Reese, 1999)	O'Neill and Reese (1999)
Side resistance in sand		
Tip resistance in sand		

10.8.3.5.2c—Tip Resistance

The nominal tip resistance, q_p , in ksf, for drilled shafts in cohesionless soils by the O'Neill and Reese (1999) method shall be taken as:

$$\text{for } N_{60} \leq 50, q_p = 1.2 N_{60} \quad (10.8.3.5.2c-1)$$

where:

N_{60} = average *SPT* blow count (corrected only for hammer efficiency) in the design zone under consideration (blows/ft)

The value of q_p in Eq. 10.8.3.5.2c-1 should be limited to 60 ksf, unless greater values can be justified through load test data.

Cohesionless soils with *SPT*- N_{60} blow counts greater than 50 shall be treated as intermediate geomaterial (IGM) and the tip resistance, in ksf, taken as:

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v \quad (10.8.3.5.2c-2)$$

where:

p_a = atmospheric pressure (= 2.12 ksf)

σ'_v = vertical effective stress at the tip elevation of the shaft (ksf)



10.5.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA – ϕ – MICROPILOTES

Table 10.5.5.2.5-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Axially Loaded Micropiles

Limit State	Method/ Ground Condition	Resistance Factor
Compression Resistance of Single Micropile, ϕ_{atar}	Side Resistance (Bond Resistance): Presumptive Values	0.55 ⁽¹⁾
	Tip Resistance on Rock O'Neill and Reese (1999)	0.50
	Side Resistance and Tip Resistance Load Test	Values in Table 10.5.5.2.3-1, but no greater than 0.70
Block Failure, ϕ_{m}	Clay	0.60
Uplift Resistance of Single Micropile, ϕ_{up}	Presumptive Values	0.55 ⁽¹⁾
	Tension Load Test	Values in Table 10.5.5.2.3-1, but no greater than 0.70
Group Uplift Resistance, ϕ_{ug}	Sand & Clay	0.50

⁽¹⁾ Apply to presumptive grout-to-ground bond values for preliminary design only in Article C10.9.3.5.2.



10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS - COMBINACIONES

Combinación de cargas	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	Usar sólo uno por vez						
	LL	IM	CE	BR	PL	LS	TG: DT SE: Asent				TG	SE	EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Estado límite																	
									</								

DC = peso propio compestructurales y agregados no estructurales
DD = fricción negativa
DW = peso propio de las sups rodamiento e instalaciones para servicios
EH = empuje horizontal del suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
ES = sobrecarga de suelo
EL = diversas tensiones residuales del proceso constructivo
PS = fuerzas secundarias de postensado
CR = solicitaciones generadas por fluencia lenta
SH = solicitaciones generadas por contracción

LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación



10.5.4 ESTADOS LÍMITE PARA EVENTOS EXTREMOS - ϕ

SOCAVACIÓN y otros EVENTOS EXTREMOS (INCLUIDO SISMO):

SE EVALUARÁ LA ESTABILIDAD PARA LAS CONDICIONES MODIFICADAS POR LA EROSIÓN. **SE TOMARÁ $\phi = 1$, SALVO PARA CONDICIÓN DE LEVANTAMIENTO DE PILOTES, DONDE SE TOMARÁ $\phi=0.80$, O MENOR.**

ESTAS REDUCCIONES DEBEN SER EVALUADAS CUIDADOSAMENTE PARA MÉTODOS DE DETERMINACIÓN DE R_n QUE MUESTRE UN λ MUCHO MENOR A 1, PARA NO CONSIDERAR RESISTENCIAS INFERIORES AL VALOR MEDIO (R_m)

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

- ENCUESTAS: TIPO DE SUELOS, TIPOLOGÍAS, MÉTODOS, USOS LOCALES.
- RECOPILACIÓN DE BASES DE DATOS

TABLE 2 Summary and breakdown—drilled shafts database

Soil/Rock Type	Method of Construction					
	Casing		Slurry		Dry	
	Total	Skin	Total	Skin	Total	Skin
Sand	13	6	15	4	6	1
Clay	14	3	0	0	40	10
Mixed Soils	23	4	12	5	13	7
Rock	0	0	0	0	8	0
Sand & Rock	4	4	7	5	20	0
Clay & Rock	2	0	2	0	19	7
Mixed Soils & Rock	2	1	0	0	2	0
Total (256)	58	32	36	14	91	25

Note: Total = skin + tip; Skin = side alone

TABLE 3 Driven piles database: soil type and number of cases by type of pile

Soil Type		Number of Cases		
Tip	Side	H-PILES	PPC	PIPE
Rock	Clay	3	0	0
	Sand	12	0	0
	Mix	6	15	3
	Total	21	15	3
Sand	Clay	0	0	0
	Sand	17	37	20
	Mix	13	50	19
	Total	30	87	39
Clay	Clay	8	19	20
	Sand	1	1	0
	Mix	36	34	15
	Total	44	54	35
Insufficient data		0	7	1
All cases (338)		97	163	78

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

DEFINICIÓN DE UN β OBJETIVO PARA FUNDACIONES:

$\beta = 2,5$ a 2.7 PARA SISTEMAS CON REDUNDANCIA, $\beta = 3.0$ PARA SISTEMAS SIN REDUNDANCIA

TABLE 15 Reliability indices for driven piles
(Barker et al., 1991)

Dead to Live Load Ratio	Reliability Index, β	
	Lognormal	Advanced
1.00	1.6 - 2.8	1.6 - 3.0
3.69	1.7 - 3.1	1.8 - 3.3

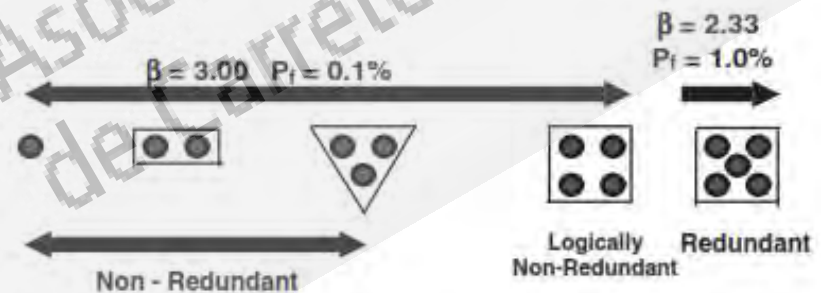


Figure 13. Redundant vs. non-redundant pile support and the current research recommendations of target reliability.

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

○ ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES Y PARÁMETROS COMO VARIABLES ALEATORIAS

TABLE 7a Correlations of soil properties from SPT

Properties	From SPT	Reference (Kulhawy & Mayne, 1990)
ϕ	Peck, Hanson and Thornburn: $\approx 54 - 27.6034 \exp(-0.014N')$	Figure 4.12
	Schmertmann $\phi \approx \tan^{-1} [N / (12.2 + 20.3 \sigma'_{p_1})]^{0.34}$	Figure 4.13 and Equation 4.11
S_u (bar)	Terzaghi and Peck (1967): $0.06 N$	Equation 4.59
	Hara 1974: $0.29 N^{0.72}$	Equation 4.60
OCR for clay	Mayne and Kemper $\approx 0.5 N / \sigma'_o$ (σ'_o in bar)	Figures 3.9 and 3.18
Dr	Gibbs and Holtz's Figures	Figures 2.13 and 2.14

Table 44. Variations in the estimated soil friction angle (ϕ_f).

ϕ_f Obtained from	ϕ_f for Granular soils			
	D'Appolonia & University of Michigan, 2004 ¹		Used for study	
	Bias	COV	Bias	COV
SPT	1.00 to 1.20	0.15 to 0.20	1.00	0.20
CPT	1.00 to 1.15	0.10 to 0.15	1.00	0.15
Lab test	1.00 to 1.13	0.05 to 0.10	1.00	0.10

¹Unpublished material based on Phoon et al., 1995.

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

○ ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES Y PARÁMETROS COMO VARIABLES ALEATORIAS

Table 52. Summary of COVs of earth pressure coefficients.

$30 < \phi_f \leq 40$	COV					
	K_{0mc}		Rankine K_a		Rankine K_p	
	Range	Reasonable	Range	Reasonable	Range	Reasonable
ϕ_f from Lab Test	0.20–0.22	0.20	0.12–0.17	0.15	0.12–0.17	0.15
ϕ_f from CPT	0.22–0.26	0.25	0.17–0.23	0.20	0.19–0.23	0.20
ϕ_f from SPT	0.25–0.33	0.30	0.23–0.28	0.25	0.23–0.28	0.25

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

○ ANÁLISIS DE LOS MODELOS RESISTENTES COMO VARIABLES ALEATORIAS

Table 4. 2. Demonstration Example: Statistical Analysis of Bias Resistance Data

# of data	Location	SPT-N for the Base Material	Base Resistance (base area, $A_b = 1 \text{ ft}^2$)		Bias Resistance = Measured Resistance / Predicted Resistance
			Predicted Resistance from the Design Method = $N A_b$	Measured Resistance from Load Test	
		bpf	Kips	Kips	
1	Colorado	5	5	4.5	0.90
2	New York	22.5	22.5	20	0.89
3	Florida	15	15	12	0.80
4	California	16.5	16.5	23.5	1.42
5	Egypt	10	10	15	1.50
n = adequate # of load tests			Assuming Normal Distribution:		
			Resistance Mean Bias (λ)		1.10
			Standard Deviation		0.33
			COV		0.30

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

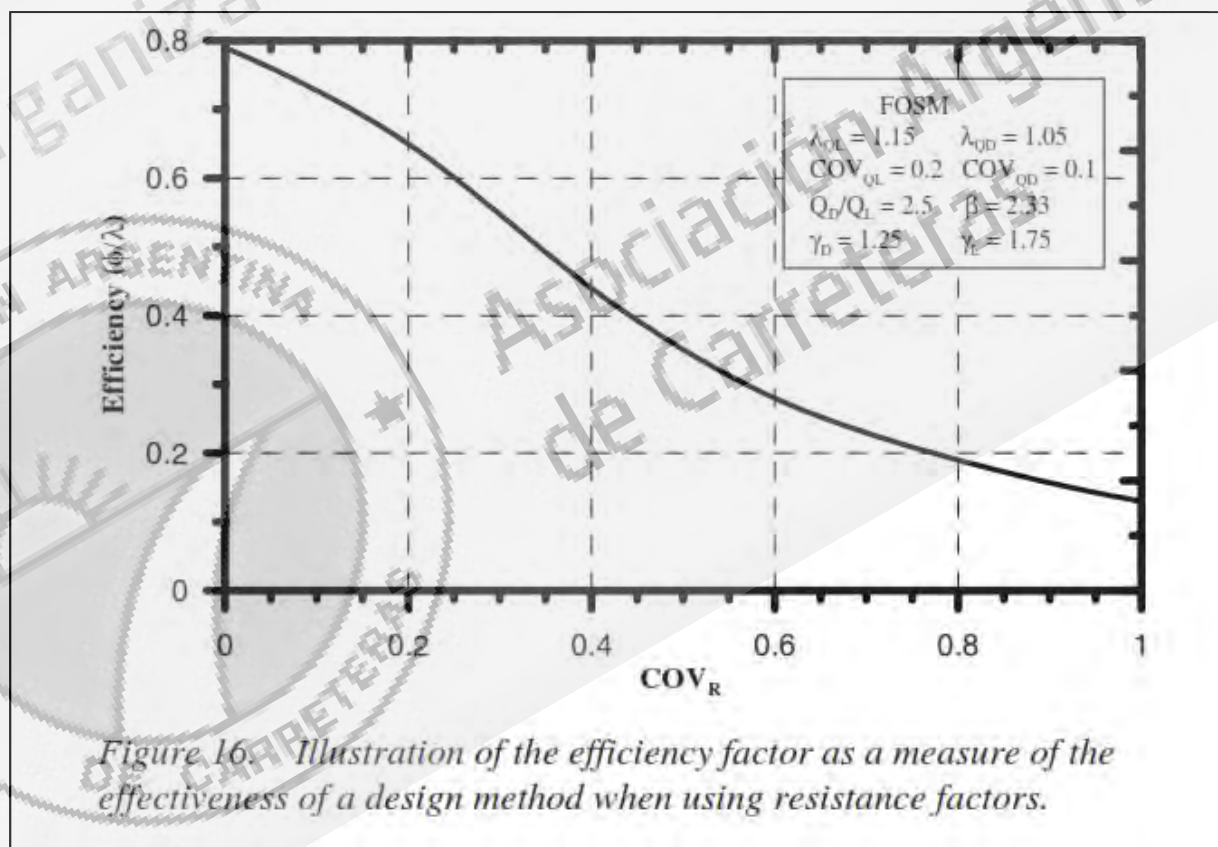
○ ANÁLISIS DE LOS MODELOS RESISTENTES COMO VARIABLES ALEATORIAS

TABLE 16 The performance of the driven piles' static analysis methods—statistical summary and resistance factors for data using mean $\pm$ 2 SD

Soil Type	Pile Type	N	Design Method ⁽¹⁾	Details of Method Application ⁽²⁾	Mean	Stand. Dev.	COV
Clay	H-Piles	4	β -Method	11.5 B; T&P(2)	0.61	0.37	0.61
		16	λ -Method	11.5B; T&P(2) 2B; T&P(5)	0.74	0.29	0.39
		17	α -Tomlinson	2B; T&P(2)	0.82	0.33	0.40
		16	α -API	2B; T&P(5)	0.90	0.37	0.41
		8	SPT-97 mob		1.04	0.43	0.41
	Concrete Piles	18	λ -Method	2B; Hara (5h)	0.76	0.22	0.29
		17	α -API	2B; Hara (5h)	0.81	0.21	0.26
		8	β -Method	2B; Hara (5h)	0.81	0.41	0.51
		18	α -Tomlinson	2B; Hara (5h)	0.87	0.42	0.48
	Pipe Piles	18	α -Tomlinson	2B; T&P (1)	0.64	0.32	0.50
		19	α -API	2B; T&P (1)	0.79	0.43	0.54
		12	β -Method	2B; T&P (1)	0.45	0.27	0.60
		19	λ -Method	2B; T&P (1)	0.67	0.37	0.55
		12	SPT-97 mob	2B; T&P (1)	0.39	0.24	0.62

AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

○ ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DE LOS MODELOS RESISTENTES COMO VARIABLES ALEATORIAS



AJUSTE DEL FORMATO LRFD EN FUNDACIONES DESARROLLO EN AASHTO

○ DESARROLLO DE SIMULACIONES Y PROPOSICIÓN DE VALORES PARA ϕ

TABLE 29 Recommended resistance factors for drilled shafts

Shaft Resistance	Soil Type	Design Method	Construction Method	ϕ (resistance Factors)		ϕ/λ	
				Redundant	Non-Redundant	Redundant	Non-Redundant
Total Resistance	Sand	R&W	All	0.50	0.40	0.36	0.29
		FHWA				0.38	0.31
	Clay	FHWA	All	0.40	0.30	0.43	0.31
	Sand + Clay	FHWA	Slurry & Dry	0.85	0.70	0.63	0.52
			Casing	0.65	0.50	0.63	0.52
		R&W	Slurry & Dry	0.75	0.60	0.65	0.52
			Casing	0.50	0.35	0.47	0.36
	Rock	C&K	All	0.60	0.60	0.48	0.37
		IGM	All	0.75	0.75	0.56	0.44
Skin Resistance	All Soils	FHWA	All	0.45	0.35	0.48	0.40
		R&W				0.42	0.33
	Rock	C&K	All	0.50	0.35	0.43	0.32
		IGM		0.65	0.50	0.53	0.41

Notes: ϕ/λ = efficiency factor, evaluating the relative economic performance of each method (higher ratios indicate a more economical solution); ϕ/λ values relate to the exact calculated ϕ and λ and not to the assigned ϕ values in the table.

Redundant = Five piles or more under one pile cap ($\beta = 2.33$ $p_f = 1.0\%$)

Non-Redundant = Four or fewer piles under one pile cap ($\beta = 3.0$ $p_f = 0.1\%$)

λ = bias = K_{SX} = mean of measured/predicted

FHWA = Reese and O'Neill (1988); R&W = Reese and Wright (1977);

C&K = Carter and Kulhawy (1988); IGM = O'Neill and Reese (1999).



REFERENCIAS ESENCIALES

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM

NCHRP REPORT 651

LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures

Samuel G. Paikowsky
Mary C. Canniff
GEOSCIENCES TESTING AND RESEARCH, INC.
North Chelmsford, MA
UNIVERSITY OF MASSACHUSETTS
Lowell, MA

Kerstin Lesny
Aloys Kisse
INSTITUTE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
University of Duisburg-Essen, Germany

Shailendra Amatya
Robert Muganga
GEOTECHNICAL ENGINEERING RESEARCH LABORATORY
UNIVERSITY OF MASSACHUSETTS
Lowell, MA

Subscriber Categories:
Highways • Bridges and Other Structures • Geotechnology

Research sponsored by the American Association of State Highway and Transportation Officials
in cooperation with the Federal Highway Administration

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD

WASHINGTON, D.C.
2010
www.TRB.org

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM

NCHRP REPORT 507

Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations

SAMUEL G. PAIKOWSKY
Geotechnical Engineering Research Laboratory
Department of Civil & Environmental Engineering
University of Massachusetts
Lowell, MA

WITH CONTRIBUTIONS BY:
BJORN BIRGISSON, MICHAEL MCVAY, THAI NGUYEN
University of Florida
Gainesville, FL

CHING KUO
Geostructures, Inc.
Tampa, FL

GREGORY BAECHER
BILAL AYYUB
University of Maryland
College Park, MD

KIRK STENERSEN
KEVIN O'MALLEY
University of Massachusetts
Lowell, MA

LES CHERNAUSKAS
Geosciences Testing and Research, Inc.
N. Chelmsford, MA

MICHAEL O'NEILL
University of Houston
Houston, TX

SUBJECT AREAS
Bridges, Other Structures, and Hydraulics and Hydrology • Soils, Geology and Foundations

Research Sponsored by the American Association of State Highway and Transportation Officials
in Cooperation with the Federal Highway Administration

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD

WASHINGTON, D.C.
2004
www.TRB.org



Asociación Argentina
de Carreteras

Ante la Implementación de un
Nuevo Reglamento de Puentes:
CIRSOC Serie 800

MUROS, ESTRIBOS Y PILAS



» Capítulo 11: Muros, Estribos y Pilas

- 11-5 Estados Límite y Factores de Resistencia



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

» Estado Límite de Servicio

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
Estado límite										EQ ⁽¹⁾	BL	IC	CT	CV
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	1/10	1/10	-	-	-	-	-

CR = solicit. por fluencia lenta
 DD = fricción negativa
 DC = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
 DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
 EH = empuje horizontal del suelo
 EL = tensiones residuales
 ES = sobrecarga de suelo
 EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
 PS = fuerzas secundarias de postensado
 SH = solicitaciones generadas por contracción



LL = sobrecarga vehicular
 IM = incremento por carga vehicular dinámica
 CE = fuerza centrífuga de los vehículos
 BR = fuerza de frenado de los vehículos
 PL = sobrecarga peatonal
 LS = sobrecarga viva

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
 WS = viento sobre la estructura
 WL = viento sobre la sobrecarga
 FR = carga de fricción
 TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme

Ver aparte

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
 BL = cargas explosivas
 IC = carga de hielo
 CT = fuerza de colisión de un vehículo
 CV = fuerza de colisión de una embarcación

TG = solicitaciones generadas por gradiente de temperatura

SE = solicitaciones generadas por asentamiento

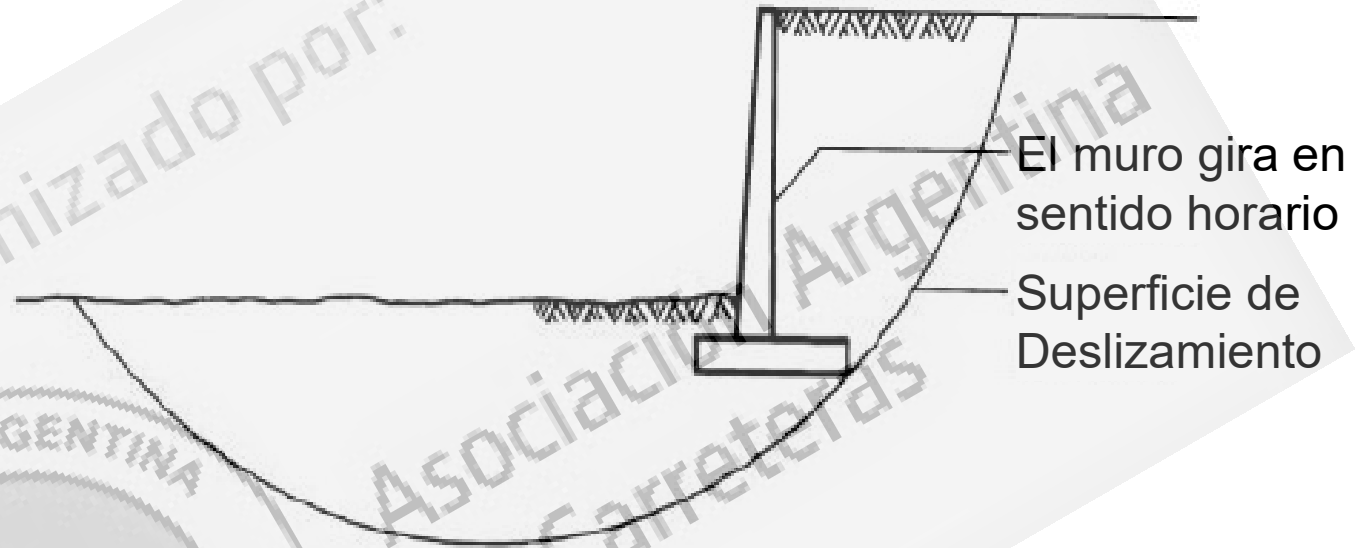
» Estado Límite de Servicio

- Deformaciones absolutas
- Deformaciones relativas
- Estabilidad Global



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras

ESTABILIDAD GLOBAL



Debe investigarse para el Estado de Servicio I

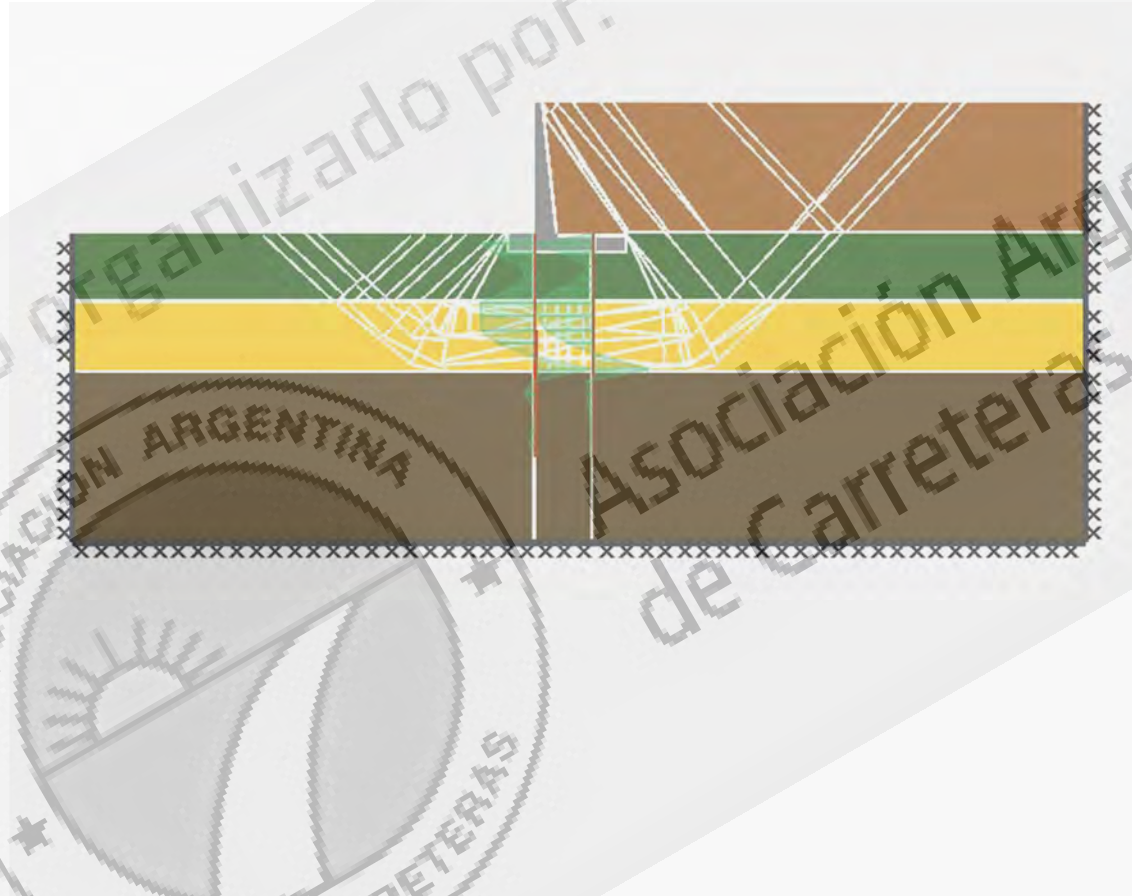
Si hay elementos estructurales o apoyan elementos estructurales..... $\phi = 0,65$

En casos simples se puede usar Bishop Modificado, Jambu Simplificado o Spencer

ESTABILIDAD GLOBAL



ESTABILIDAD GLOBAL





ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800

E.L. de Resistencia

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
Estado límite										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

CR = solicit. por fluencia lenta
DD = fricción negativa
DC = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
EH = empuje horizontal del suelo
EL = tensiones residuales
ES = sobrecarga de suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PS = fuerzas secundarias de postensado
SH = solicitaciones generadas por contracción



WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
WS = viento sobre la estructura
WL = viento sobre la sobrecarga
FR = carga de fricción
TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme

LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

Ver aparte

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación

TG = solicitaciones generadas por gradiente de temperatura
SE = solicitaciones generadas por asentamiento

» Estados Límite de Resistencia

- Falla por capacidad portante
- Falla por Deslizamiento
- Pérdida de contacto por excentricidad de la carga
- Arrancamiento de anclajes y refuerzos
- Falla Estructural

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$R_R = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

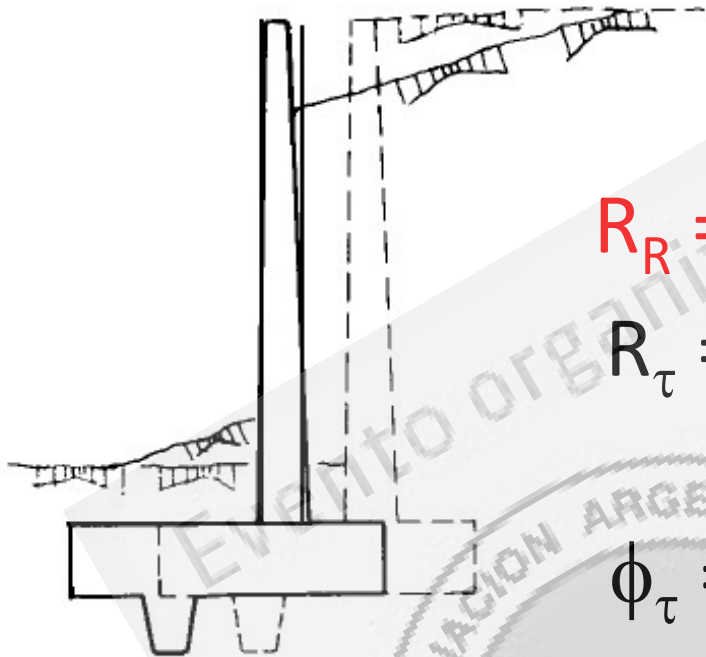
R_R = Resistencia nominal al deslizamiento

R_τ = Resistencia al deslizamiento del
Contacto Suelo-Fundación

ϕ_τ = Factor Reducción de Resistencia
Deslizamiento Suelo-Fundación

R_{ep} = Resistencia por Empuje Pasivo

ϕ_{ep} = Factor Reducción de Resistencia
del Empuje Pasivo



VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$R_R = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

R_τ = Resistencia al deslizamiento del
Contacto Suelo-Fundación

Para suelos friccionales:

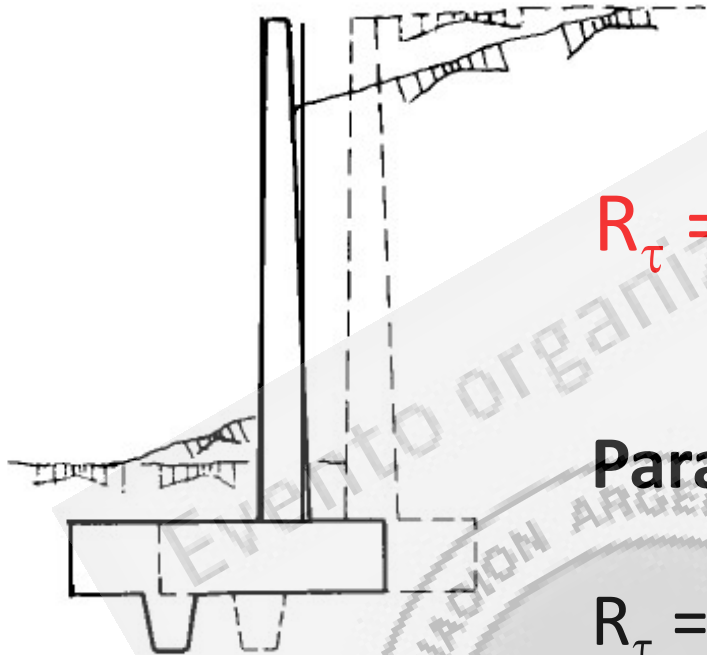
$$R_\tau = V \tan \delta$$

V = Fuerza Vertical Total

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón «in situ»

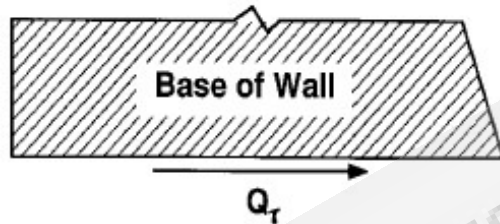
$= 0,8 \tan \phi_f$ para prefabricados

ϕ_f = Ángulo de fricción drenado del suelo



VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$R_R = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep}$$



R_{τ} = Resistencia al deslizamiento del
Contacto Suelo-Fundación

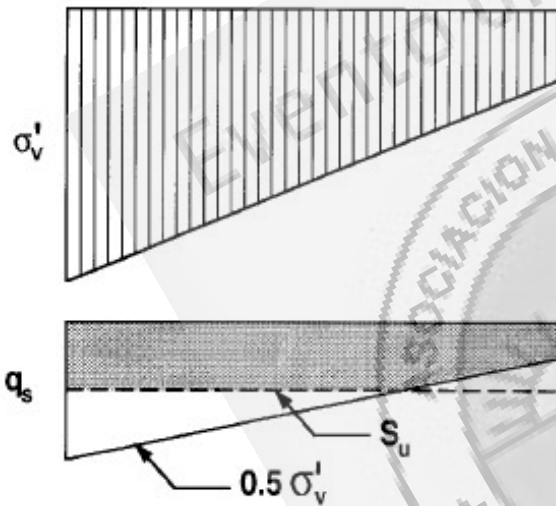
Para suelos cohesivos:

R_{τ} = Área por tensión de contacto « q_s »

q_s = menor valor entre « S_u » y $0,5 \sigma'_v$

S_u = cohesión no drenada

σ'_v = tensión vertical efectiva



VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$R_R = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep}$$

ϕ_{τ}	Hormigón premoldeado sobre arena	0,90
	Hormigón «in situ» sobre arena	0,80
	Hormigón premoldeado sobre arcilla	0,85
	Hormigón «in situ» sobre arcilla	0,90
ϕ_{ep}	Componente empuje pasivo en deslizamiento	0,50

LA POSICIÓN DE LA RESULTANTE REEMPLAZA AL «VOLCAMIENTO»

- No existe una verificación al «volcamiento»
- Se verifica que la resultante caiga dentro de una zona establecida de la base
- Esta verificación debe complementarse con la de capacidad portante

Los límites de excentricidad son:

Estados No Sísmicos	Suelo	2/3 Centrales	
	Roca	9/10 Centrales	
Estados Sísmicos	Suelo y Roca	$\gamma_{EG} = 0$	2/3 Centrales
		$\gamma_{EG} = 1$	8/10 Centrales



ANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE UN NUEVO REGLAMENTO DE PUENTES: CIRSOC SERIE 800

Eventos Extremos

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Evento extremo I (*)	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

CR = solicit. por fluencia lenta
DD = fricción negativa
DC = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
EH = empuje horizontal del suelo
EL = tensiones residuales
ES = sobrecarga de suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PS = fuerzas secundarias de postensado
SH = solicitaciones generadas por contracción



WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
WS = viento sobre la estructura
WL = viento sobre la sobrecarga
FR = carga de fricción
TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme

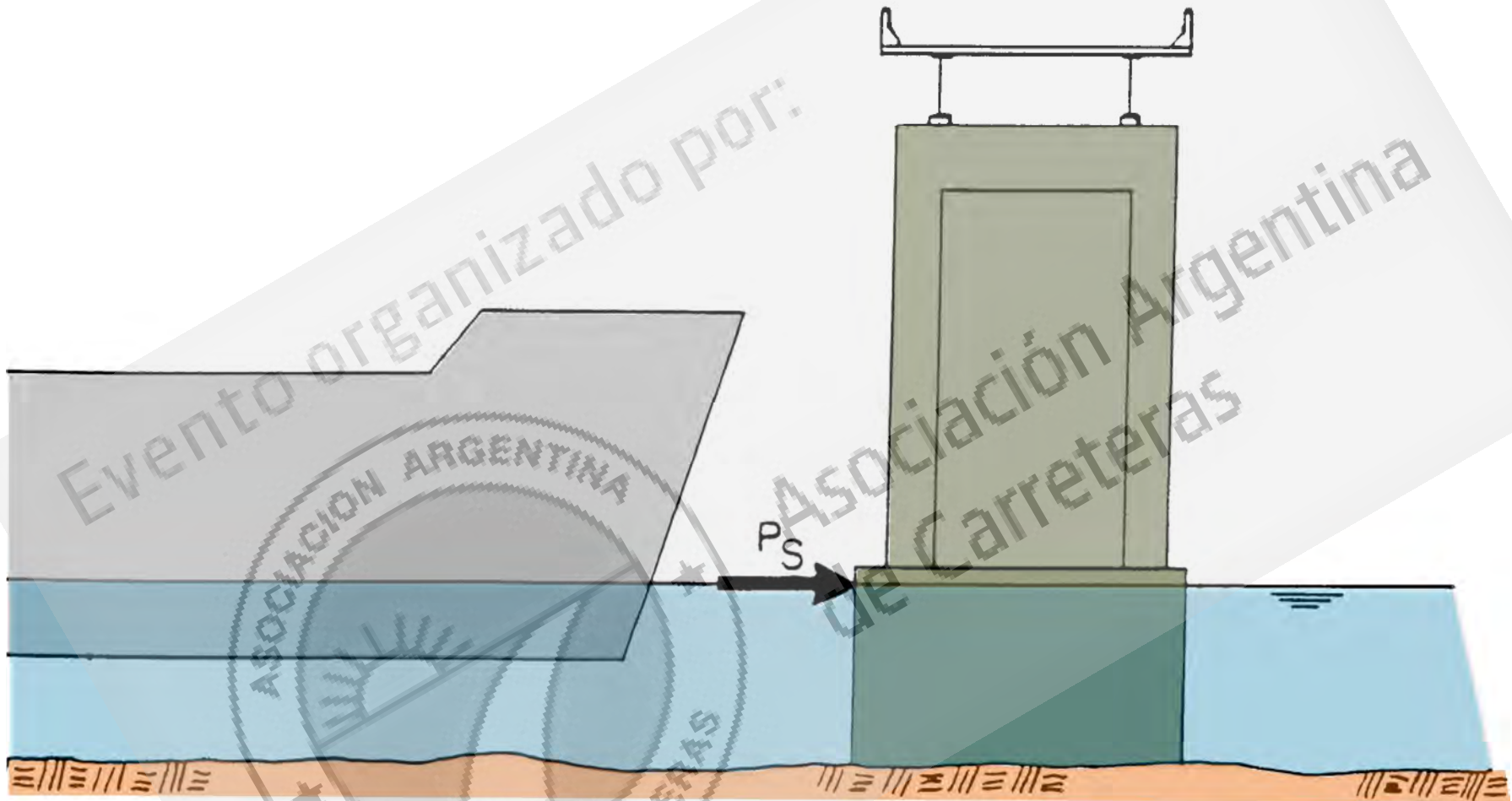
LL = sobrecarga vehicular
IM = incremento por carga vehicular dinámica
CE = fuerza centrífuga de los vehículos
BR = fuerza de frenado de los vehículos
PL = sobrecarga peatonal
LS = sobrecarga viva

Ver aparte

EQ = carga sísmica (a definir por el INPRES)
BL = cargas explosivas
IC = carga de hielo
CT = fuerza de colisión de un vehículo
CV = fuerza de colisión de una embarcación

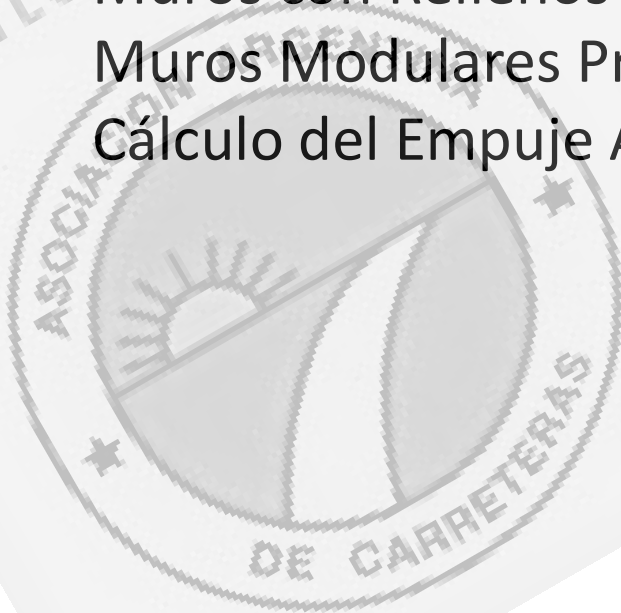
TG = solicitaciones generadas por gradiente de temperatura
SE = solicitaciones generadas por asentamiento

Colisión de Embarcaciones



» Capítulo 11: Muros, Estribos y Pilas

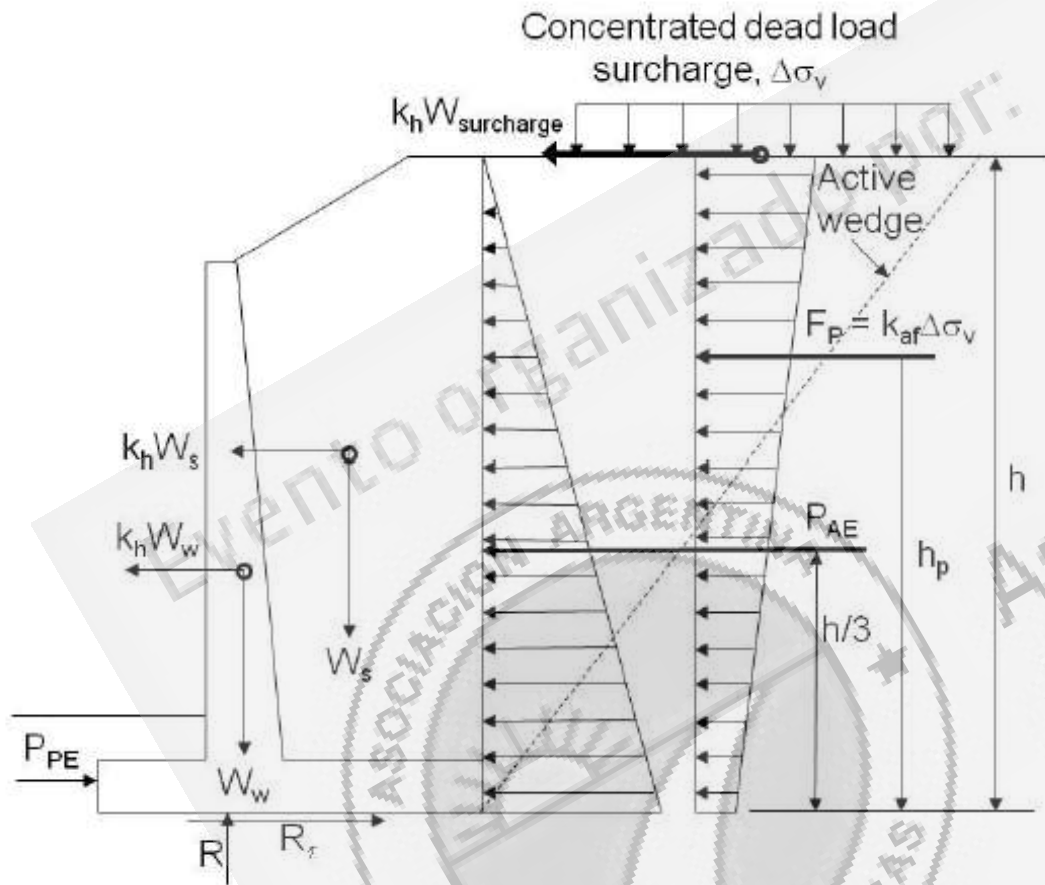
- 11-6 Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales
- 11-7 Pilas
- 11-8 Muros en Voladizo (no de gravedad)
- 11-9 Muros Anclados
- 11-10 Muros con Rellenos Estabilizados Mecánicamente
- 11-11 Muros Modulares Prefabricados
- A11.3 Cálculo del Empuje Activo Sísmico



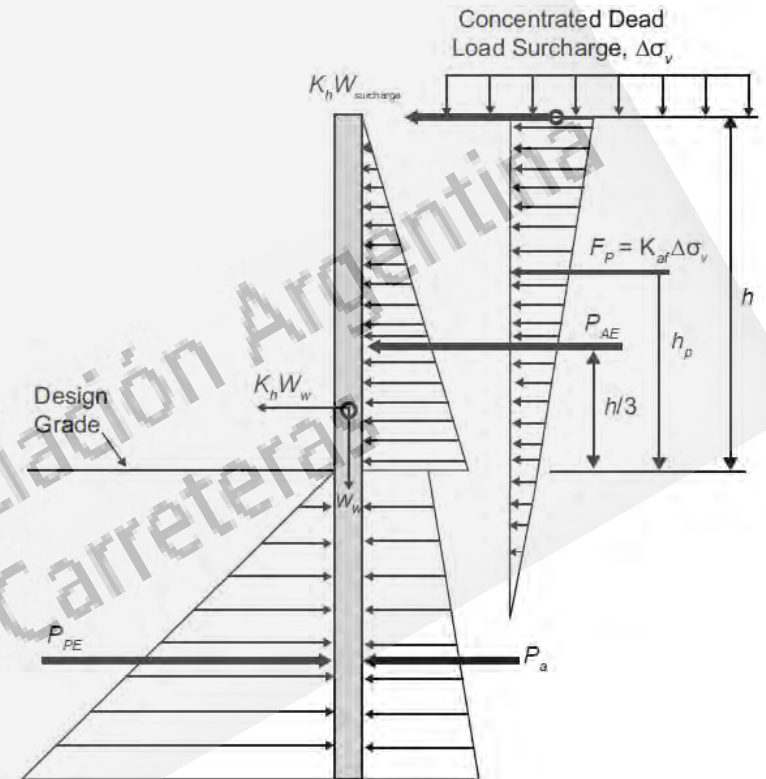


TIPOLOGÍAS PARA MUROS Y ESTRIBOS

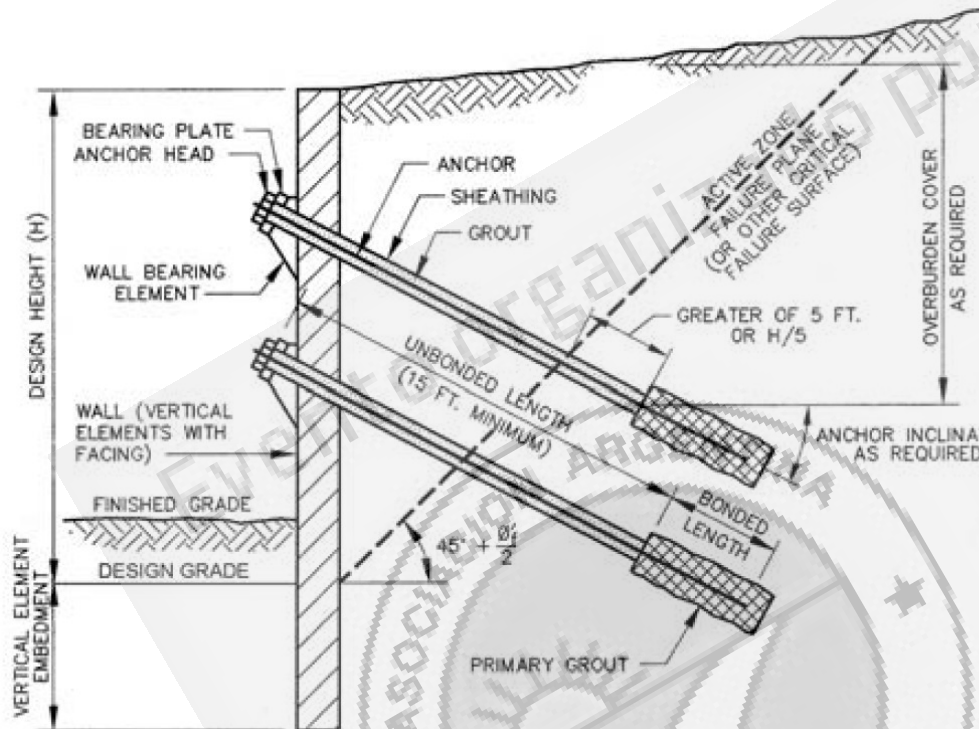




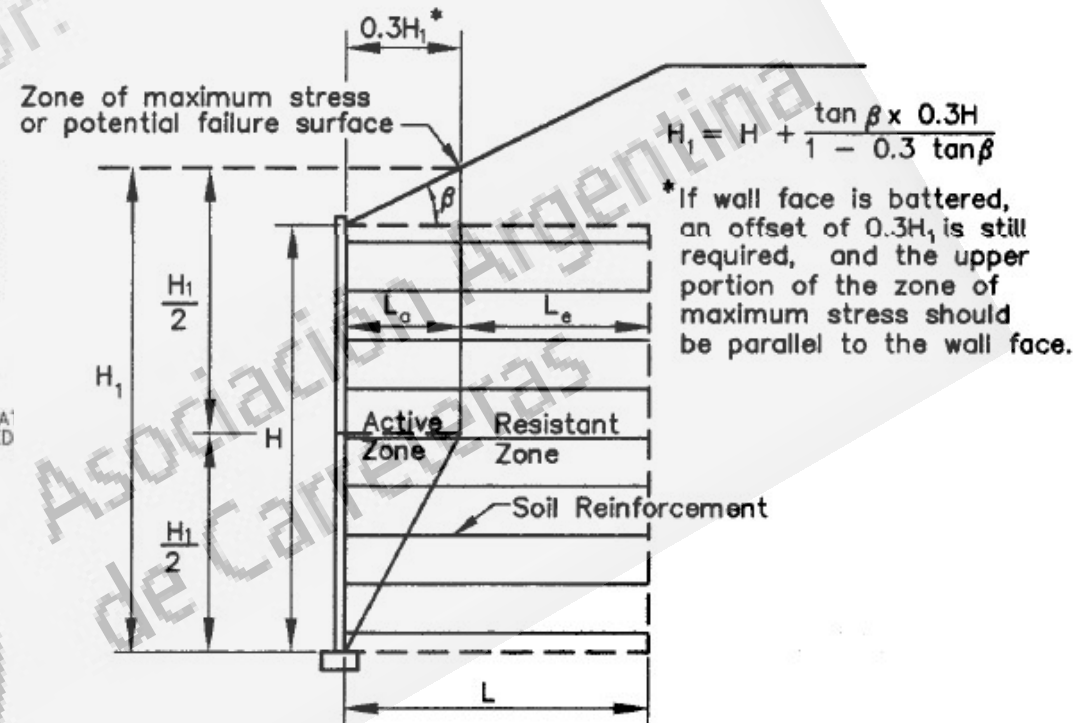
Muro Convencional



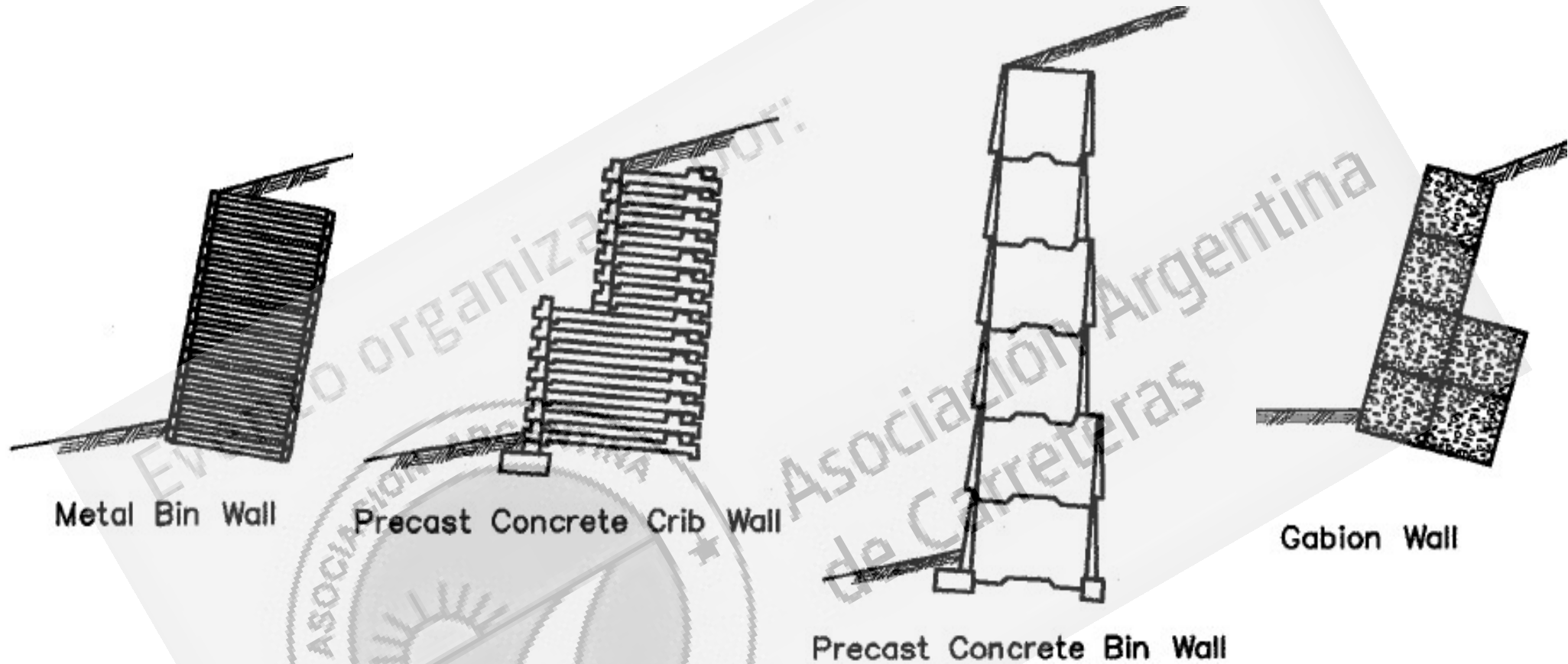
Muro en Voladizo (No gravedad)



Muro Anclado



Muro Estabilizado Mecánicamente

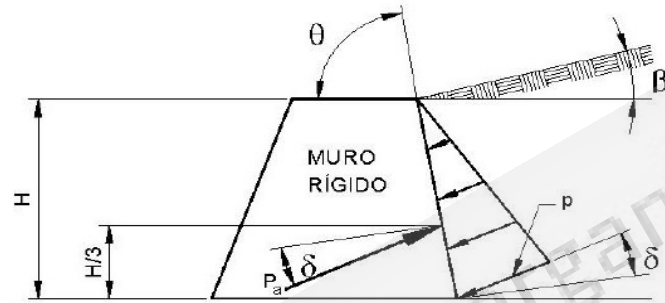


Muros Modulares Prefabricados

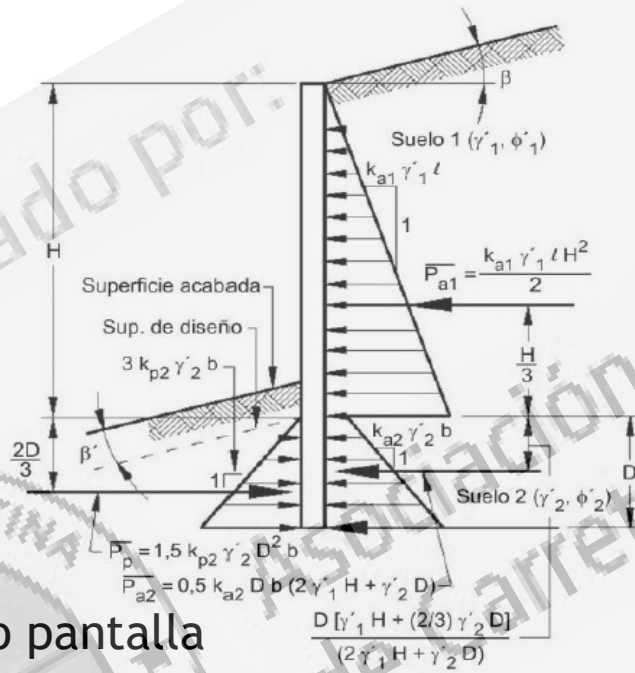
» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

- C3.11. **EMPUJE DEL SUELO**: *EH, ES, LS y DD* 3-43
- C3.11.5.6. Empujes Laterales del Suelo para **Muros Tipo Pantalla** 3-49
- C3.11.5.7. Empujes Aparentes del Suelo para **Muros Anclados** 3-50
- C3.11.5.8. Empujes Laterales del Suelo para **Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente** 3-51
- C3.11.5.9. Empujes Laterales del Suelo para **Muros Modulares prefabricados** 3-52

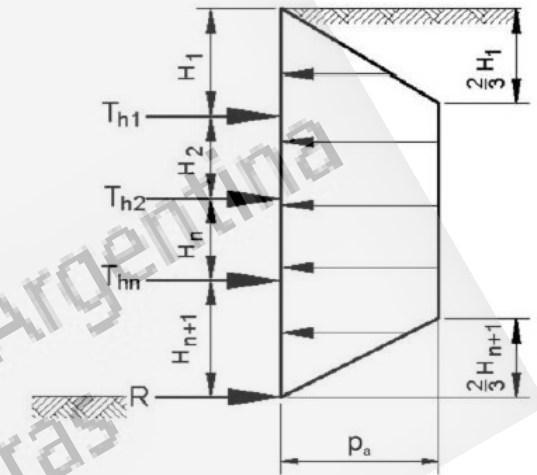
EJEMPLOS DE CARGAS: EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN



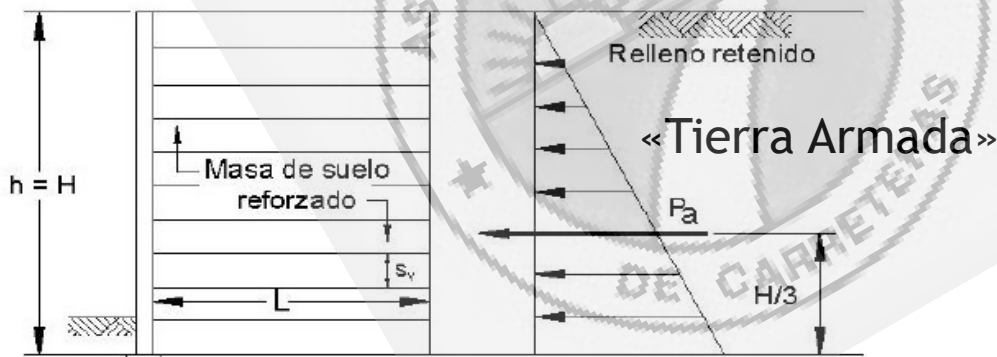
Muros Rígidos



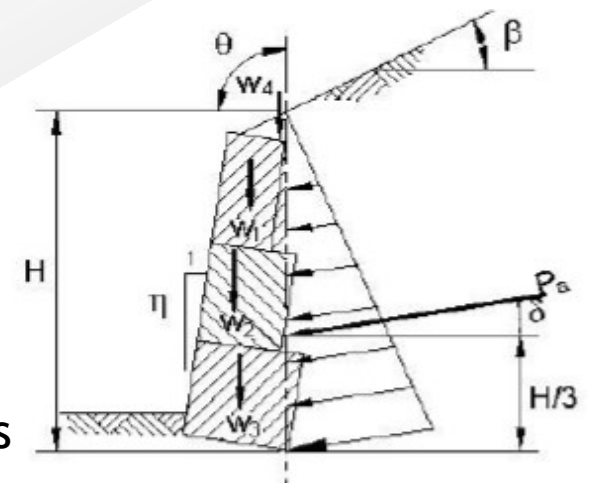
Estructuras tipo pantalla



Muros Anclados



Gaviones

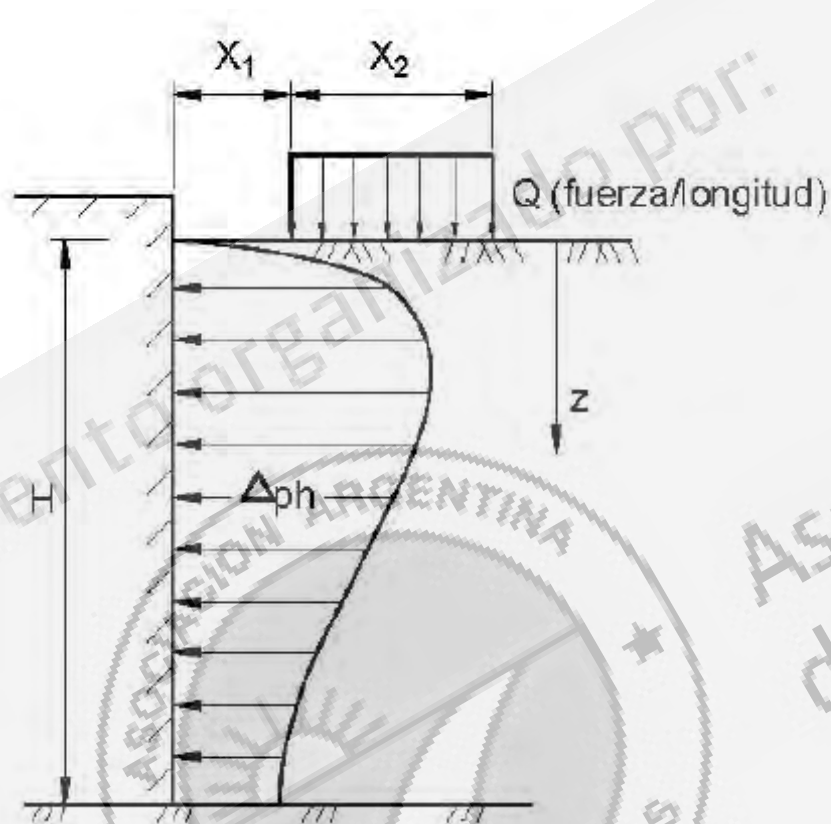


» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

- C3.11.6. **Sobrecargas:** *ES* y *LS* 3-53
- C3.11.6.1. Sobrecarga Uniforme (*ES*) 3-53
- C3.11.6.2. Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (*ES*) – **Muros Restringidos contra el Movimiento** 3-53



» Ejemplo efecto sobrecarga sobre terraplén (rígido)



$$\Delta_{ph} = \frac{Q}{\pi Z} \left(\frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B + \frac{Z}{X_1}} \right)$$

Donde:

$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2} \right)^2}$$

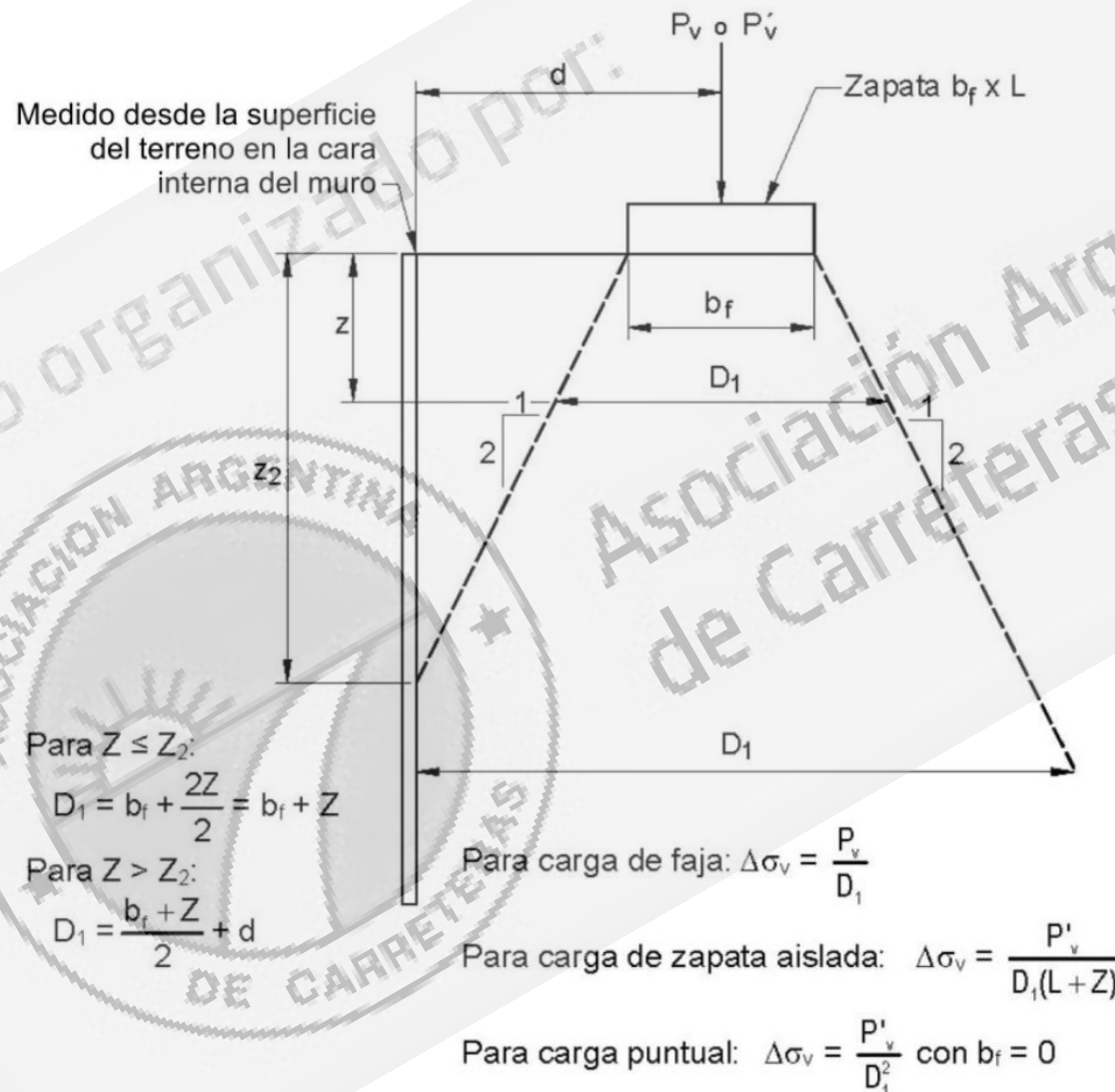
$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1} \right)^2}$$

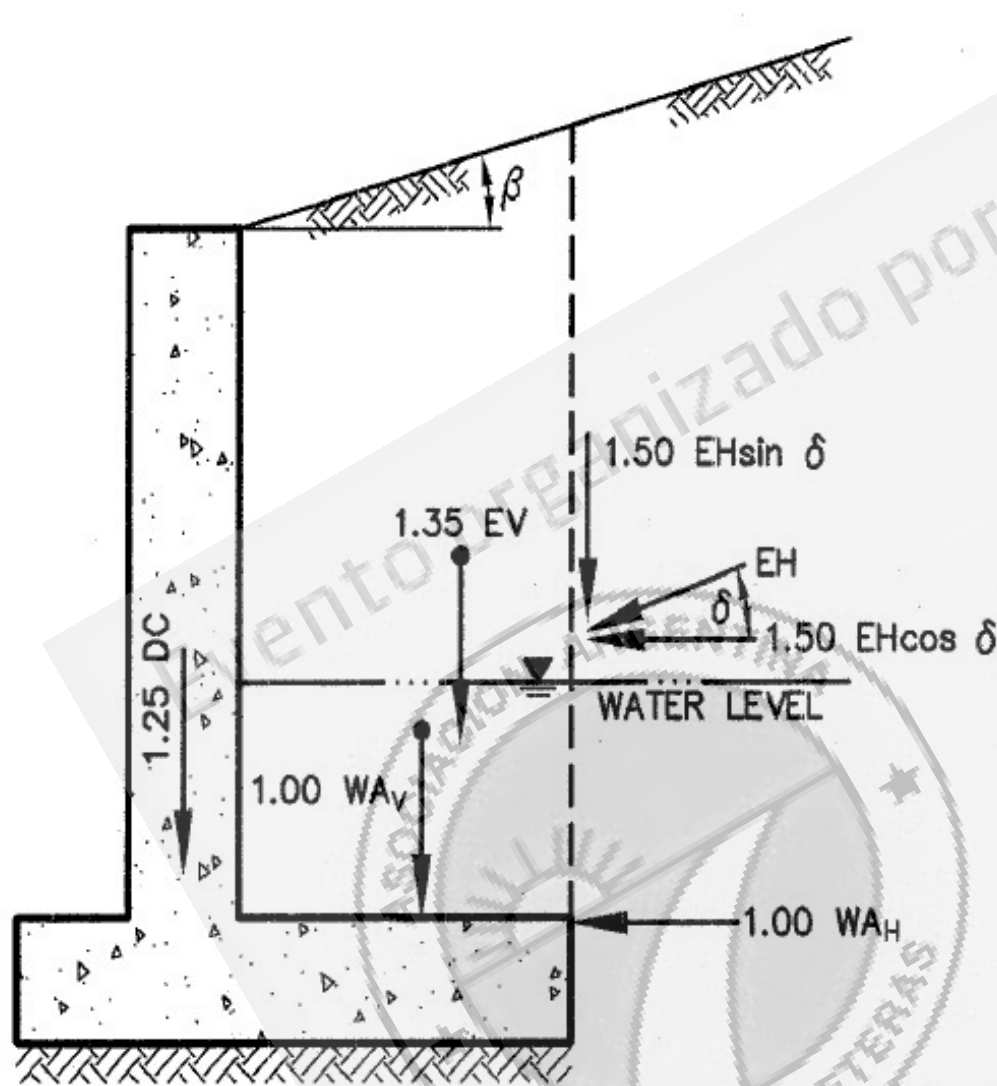
Figura 3.11.6.2-4 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal de longitud finita perpendicular al muro

» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

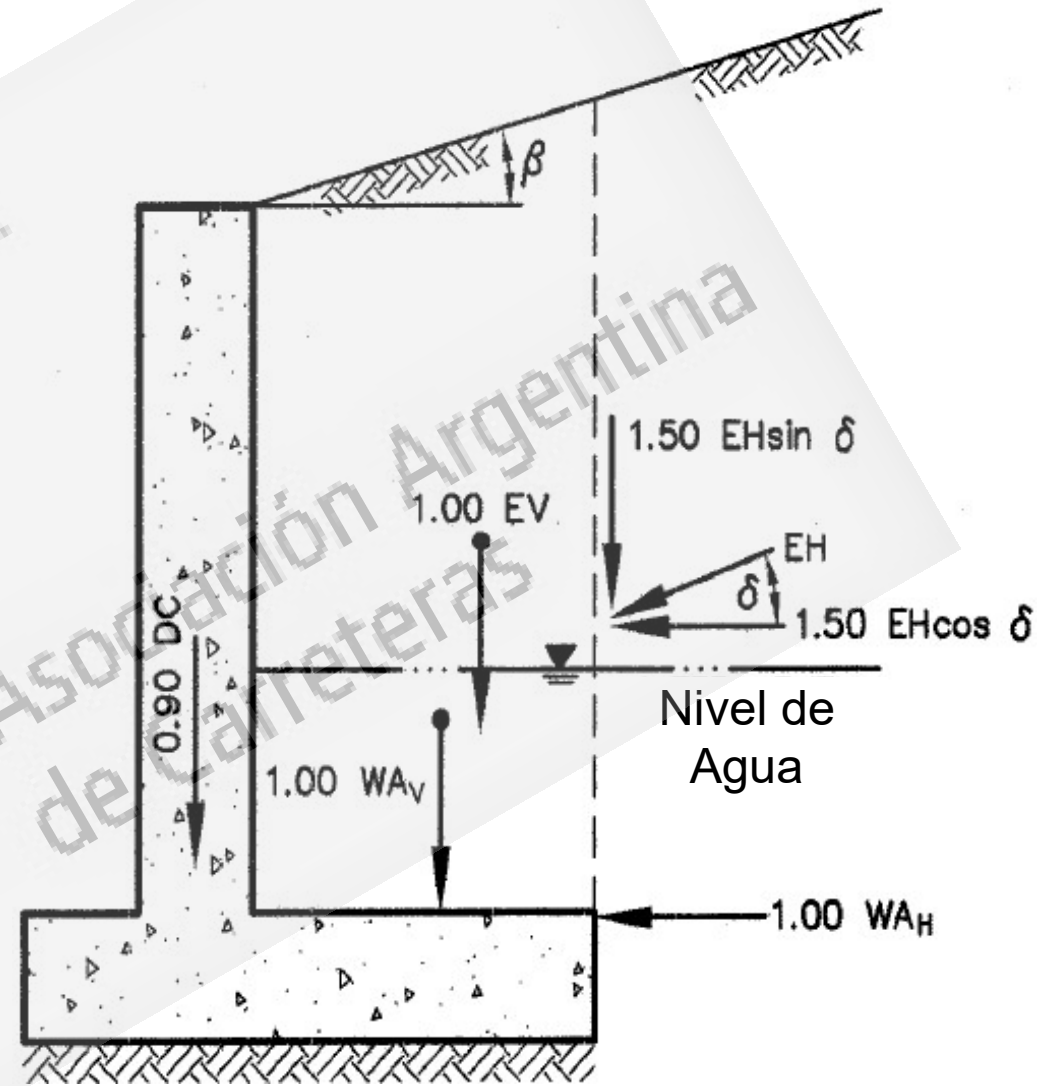
- C3.11.6. **Sobrecargas**: *ES* y *LS* 3-53
- C3.11.6.1. Sobrecarga Uniforme (*ES*) 3-53
- C3.11.6.2. Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (*ES*) – **Muros Restringidos contra el Movimiento** 3-53
- C3.11.6.3. Cargas de Faja (*ES*) – **Muros Flexibles** 3-54

» Ejemplo efecto sobrecarga sobre terraplén (flexible)

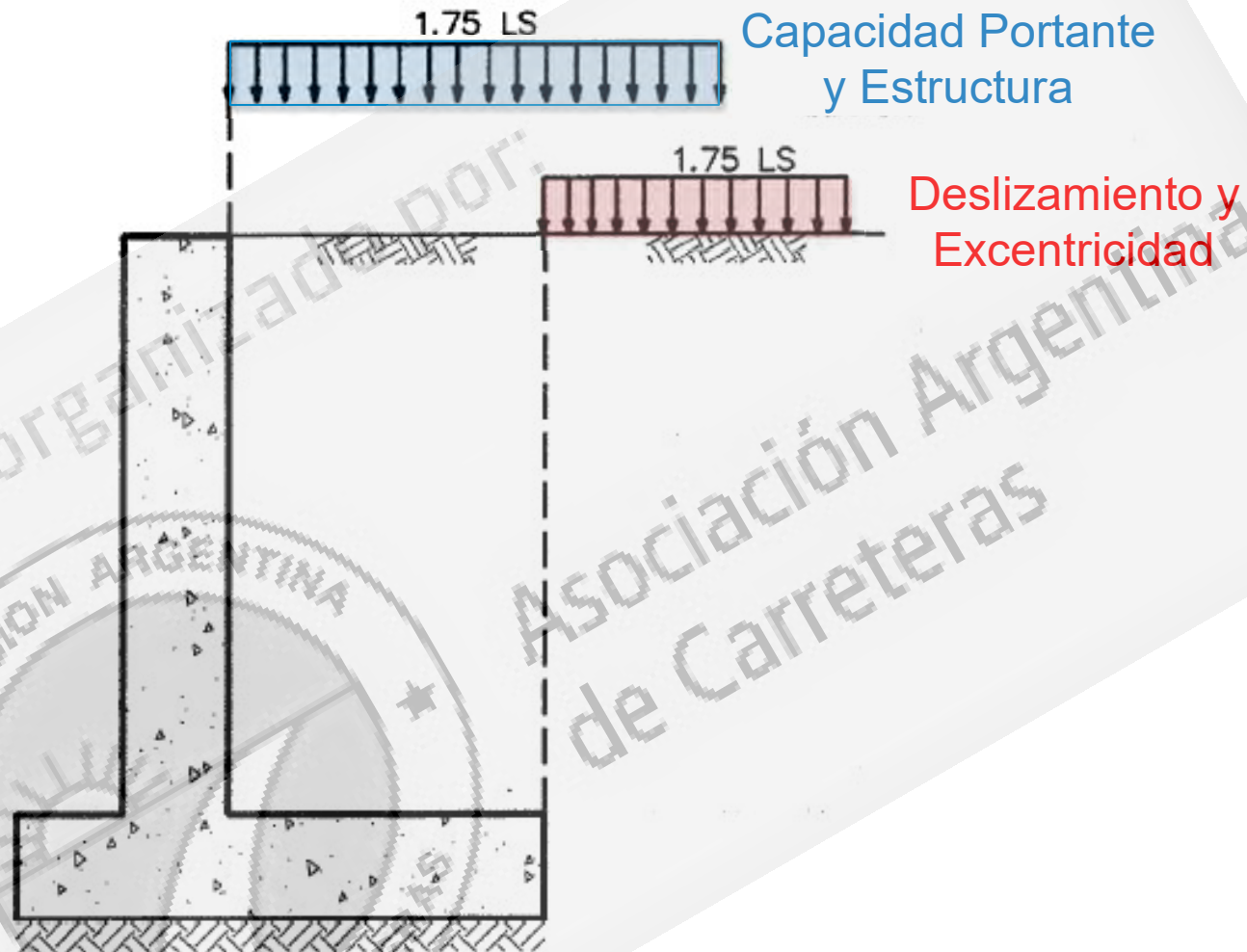




Estructura Convencional: Factores de Carga para Capacidad de Carga



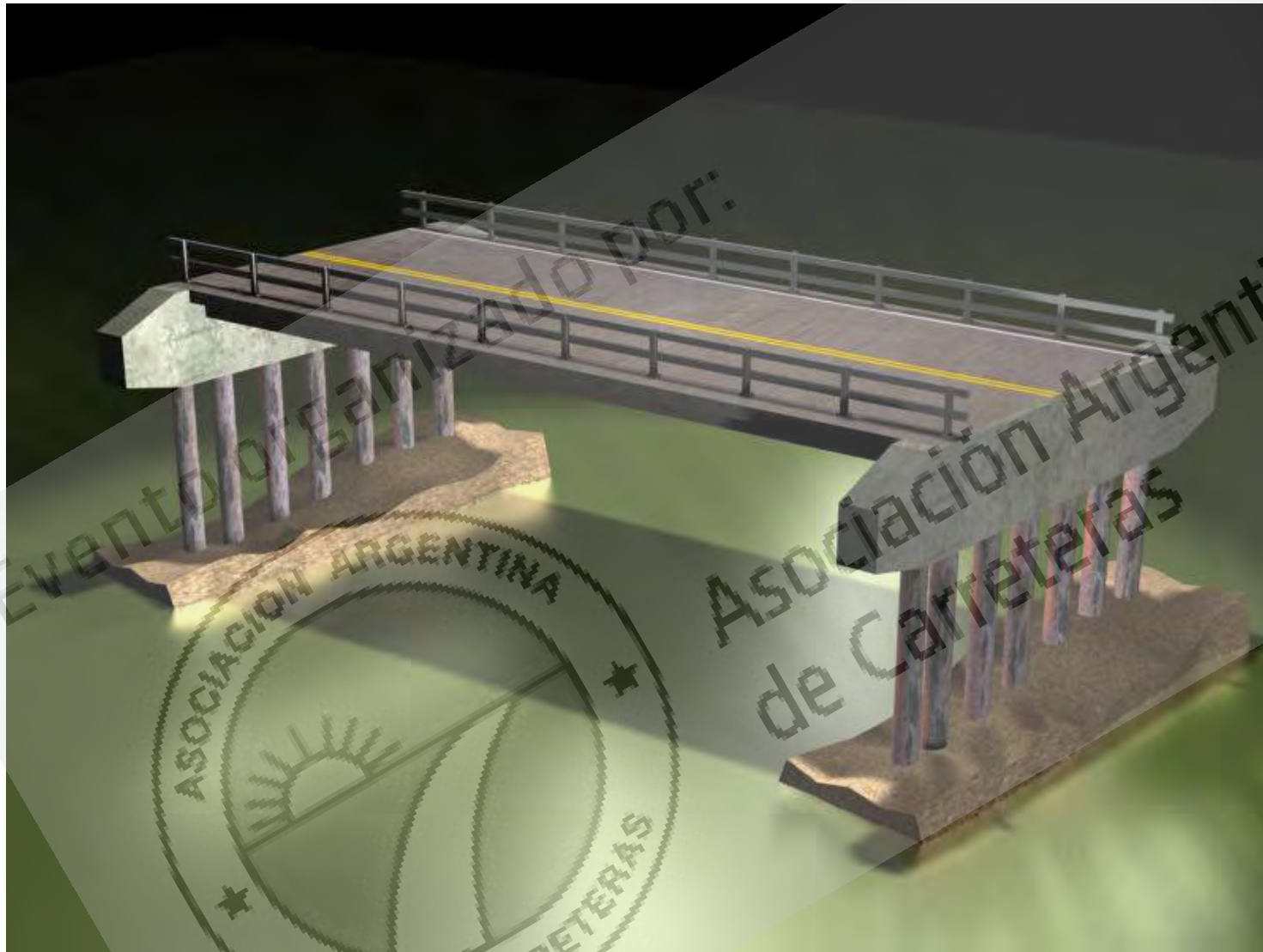
Estructura Convencional: Factores de Carga para Deslizamiento y Excentricidad



Estructura Convencional: Ubicación de la Sobrecarga Vehicular

» Qué provee el Reglamento 801 en el Apéndice A.11: Diseño Sísmico de Estructuras de Contención

- Método tradicional de Mononobe-Okabe
- Método de Mononobe-Okabe modificado para considerar cohesión
- Método de Equilibrio Límite Generalizado
- Métodos para considerar la aceleración actuante sobre la estructura de hormigón



Tipologías poco usuales en nuestro medio: Estribos Integrales

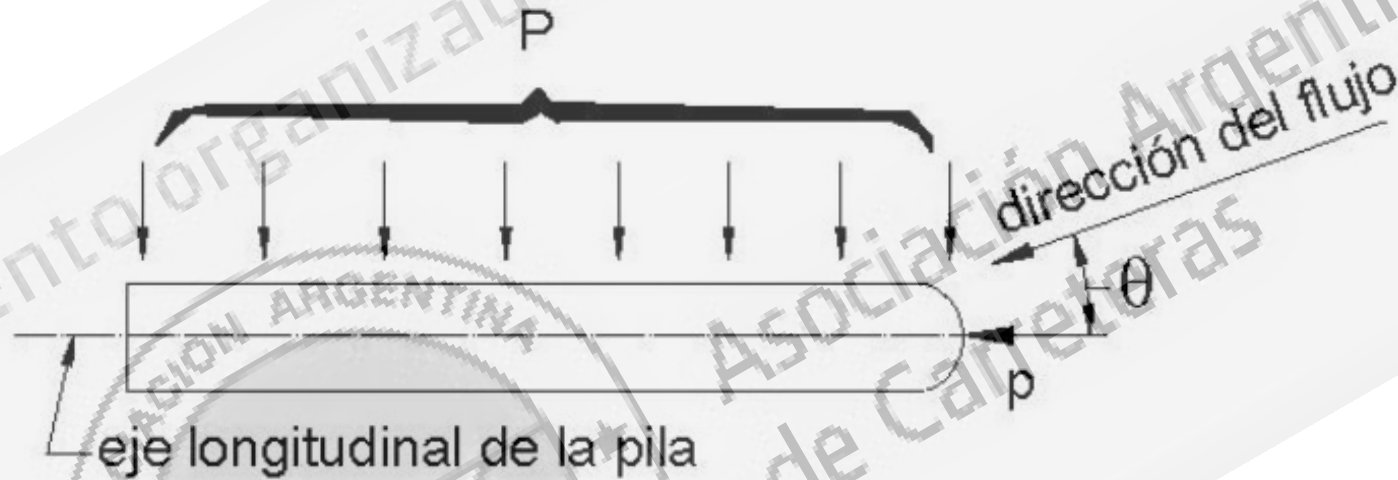
» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

- C3.7. **CARGAS HIDRÁULICAS**: WA 3-26
- C3.7.3. Acciones producidas por una **Corriente de Agua** 3-26
- C3.7.4. Acciones producidas por el **Oleaje** 3-28



Evento organizado por
Asociación Argentina
de Carreteras

PRESIONES POR FLUJO DE AGUA



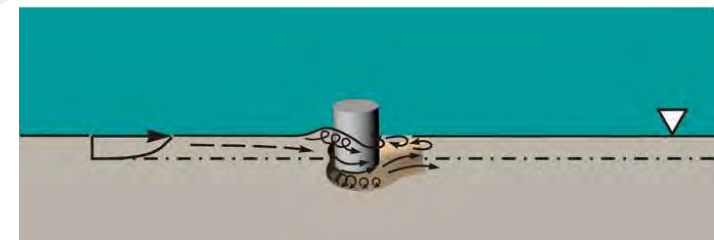
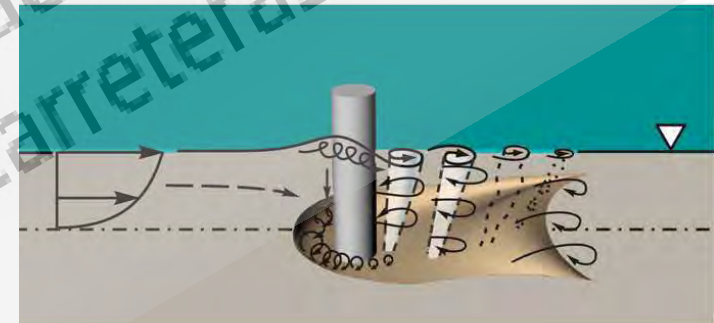
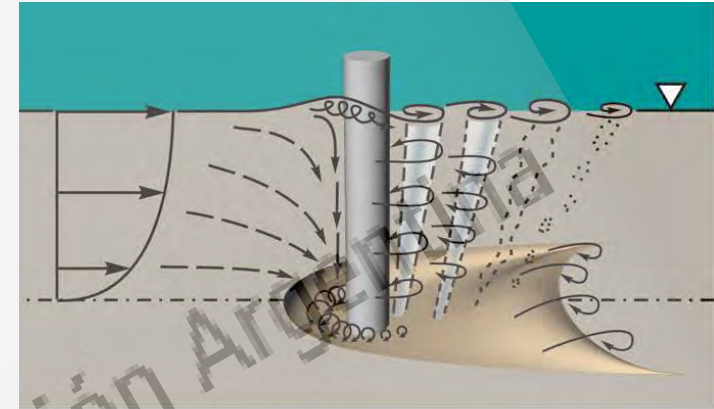
» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

- C3.7. **CARGAS HIDRÁULICAS**: WA 3-26
- C3.7.3. Acciones producidas por una **Corriente de Agua** 3-26
- C3.7.4. Acciones producidas por el **Oleaje** 3-28
- C3.7.5. Cambios en las Condiciones de Fundación debidos al Estado Límite de **Socavación** 3-28

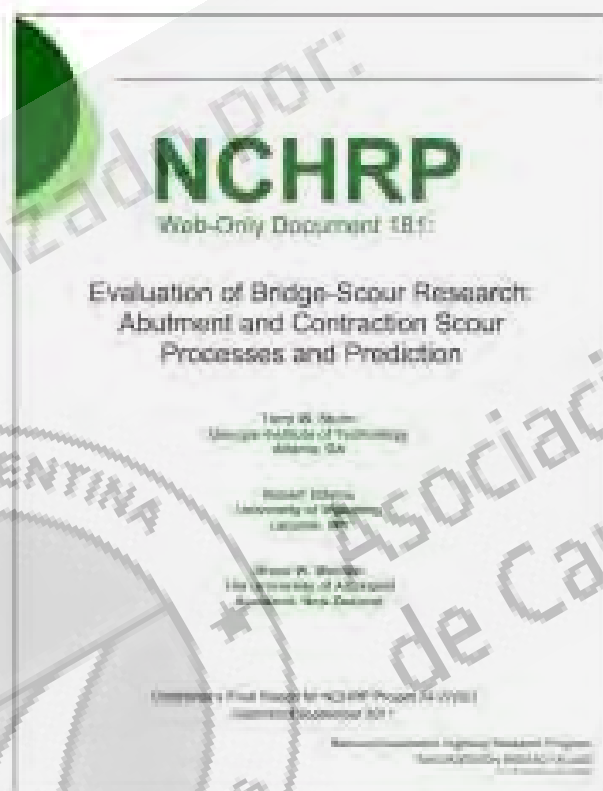
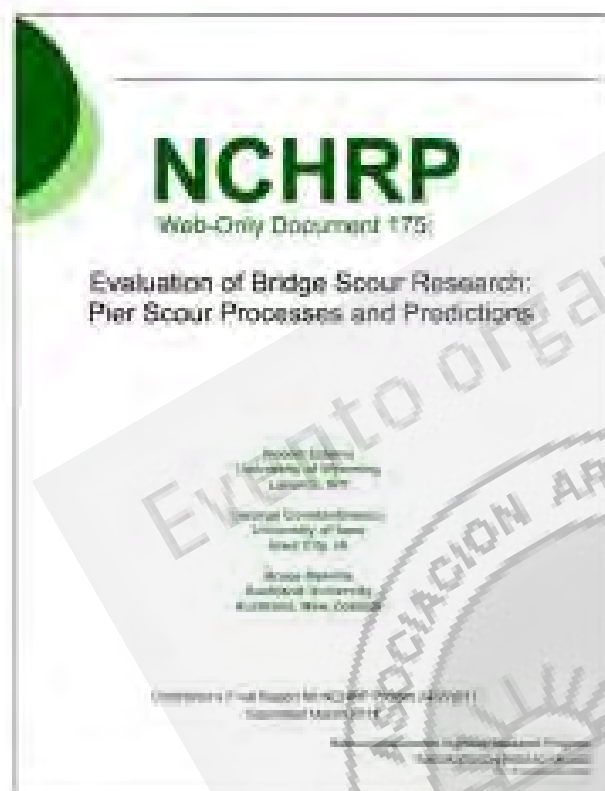
CRITERIOS PARA EL MANEJO DE LOS EFECTOS DE SOCAVACIÓN

Diseño: Recurrencia 100 años

Verificación : Recurrencia 500 años



» Socavación en Pilas y Estribos



NCHRP
REPORT 717

Scour at Bridge
Foundations on Rock

NATIONAL
COOPERATIVE
RESEARCH
PROGRAM



» Socavación en Pilas y Estribos

NCHRP Web-Only Document 83 (Project 24-14): Contractor's Final Report and Appendix A

Scour at Contracted Bridges

NCHRP
REPORT 682

NATIONAL
COOPERATIVE
HIGHWAY
RESEARCH
PROGRAM

Scour at Wide Piers
and Long Skewed Piers

Prepared for:
National Cooperative Highway Research Program
TRANSPORTATION RESEARCH BOARD
OF THE NATIONAL ACADEMIES

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM

DRAFT FINAL REPORT

**ESTIMATION OF SCOUR DEPTH AT
BRIDGE ABUTMENTS**

NCHRP 24-20

Robert Ettema, Tatsuki Nakato, and Marian Muste
The University of Iowa
Iowa City, Iowa 52242
USA



» Socavación en Pilas y Estribos

April 2012
Publication No. FHWA-HIF-12-003

Hydraulic Engineering Circular No. 18

Evaluating Scour at Bridges Fifth Edition



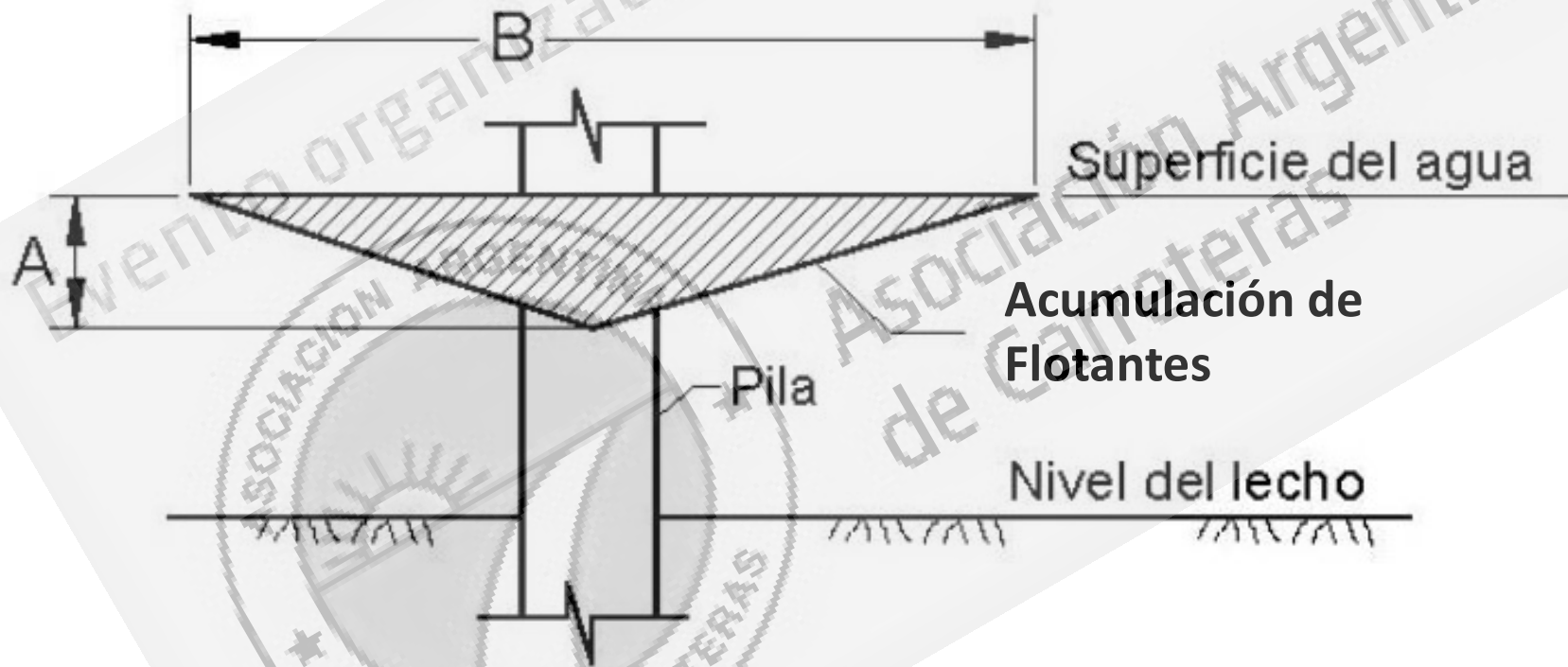
U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration



» Qué provee el Reglamento 801 en el Capítulo 3

- C3.7. **CARGAS HIDRÁULICAS**: WA 3-26
- C3.7.3. Acciones producidas por una **Corriente de Agua** 3-26
- C3.7.4. Acciones producidas por el **Oleaje** 3-28
- C3.7.5. Cambios en las Condiciones de Fundación debidos al Estado Límite de **Socavación** 3-28
- C3.9.2. **Fuerzas de Hielo Dinámicas sobre las Pilas** 3-35
- C3.9.3. **Cargas de Hielo Estáticas sobre Pilas de Puente** 3-40

ACUMULACIÓN DE FLOTANTES





Bibliografía específica de apoyo gratuita y actualizada:

- **National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)**
- **Federal Highway Administration (FHWA)**
- **Departments of Transportation (Vialidades)**



Evento organizado por:
Asociación Argentina
de Carreteras