

Curso Diseño de Puentes - AASHTO

Prof. Dr. Matías A. Valenzuela

Agradecimientos

- Dr. Rafael Foinquinos Mera
- Dr. Carlos G. Matos Flores-Guerra
- Dr. Sergio F. Breña
- Dr. Hernán Pinto Arancet
- Ing. José Luis Seguel

Tópicos del Curso

- 1. Filosofía del Código LRFD
- 2. Cargas de Servicio en Subestructuras
- 3. Cargas Extremas en Puentes
- 4. Análisis Estructural Caso 1
- 5. Introducción al Concreto Estructural
- 6. Propiedades materiales Concreto Estructural
- 7. Diseño Flexión
- 8. Diseño Corte
- 9. Diseño de Puente 1 Vano
- 10. Acero Estructural
- 11. Viga Acero Estructural
- 12. Diseño Puente 3 vanos continuo
- 13. Losa Estructural
- **14. Introducción Subestructura**

DEFINICION DE INFRAESTRUCTURA

Un **PUENTE CARRETERO**, en general, se puede dividir en dos sectores principales:

- **Superestructura**, que es un conjunto de elementos estructurales de uso directo, ya sea por el tránsito vehicular, cargas de camión, o por los peatones, destacando vigas longitudinales, tablero, losa, barandas, juntas, etc.
- **Infraestructura**, que corresponde a la parte del puente que sostiene propiamente tal a toda la superestructura, y es la encargada de transmitir estas cargas hacia las fundaciones.

La **Infraestructura** presente dos elementos importantes:

- **Estribos**, que corresponden a elementos estructurales que sirven de apoyo en los extremos del puente, y que además, contiene los terraplenes de acceso.
- **Cepas**, elementos estructurales que actúan como apoyos intermedios del puente, para superestructuras constituidas por mas de un tramo.

DEFINICION DE INFRAESTRUCTURA

En general, para efectos de calculo, se hablará de la **elevación** y de la **fundación** de los elementos de la Infraestructura.

La geometría de los estribos y cepas depende fundamentalmente de su emplazamiento, y debe adecuarse a la topografía del sector; por ejemplo, el estribo puede o no puede estar en el cauce, y eso hace gran diferencia en su geometría.

Las definiciones de estribos y cepas depende fundamentalmente de la **tipología estructural y de su emplazamiento**, que responde a las condiciones del entorno del puente: tipo y características del suelo, topografía, condiciones hidráulicas e hidrológicas, topografía, diseño vial que se propone, etc.

DEFINICION DE INFRAESTRUCTURA

- **Muro Espaldar y Muro Frontal**, destinados a contener los empujes de tierra en el sentido longitudinal; el muro espaldar a la altura de las vigas, y el muro frontal, entre este y la fundación.
- **Muro Ala**, muros de los estribos que contiene lateralmente los terraplenes de acceso o losas del tablero. Según su orientación en planta y ángulo que forman con el muro frontal pueden ser alas rectas o inclinadas.
- Se considera derrame de tierras 3:2 (Horizontal : Vertical), lo que significa longitud de muros de 1,5 veces su altura. Por lo general, son continuos con el muro frontal.
- **Dado de fundación**, elemento que permite distribuir cargas al suelo de fundación.
- **Mesa de apoyo**, lugar donde se apoyan las vigas y descargan a la Infraestructura; requisitos de ancho ver Criterios Sísmicos Anexo 3.1000-A.
- **Pilotes**, elementos de fundaciones profundas para cepas y estribos.
- **Cabezal y/o Viga de amarre**, elemento de hormigón que une los pilotes.

DEFINICION DE INFRAESTRUCTURA

Tipos de Estribo:

- Estribos con muro lleno, con alas en 90°
- Estribos con muro lleno, con alas en 45°
- Estribos transparentes, comúnmente utilizados en los pasos inferiores en las rutas concesionadas.
- Estribos huecos y/o estribos especiales, se disminuye el empuje de tierra sobre el muro frontal, y disminuir las solicitaciones que transmiten.

DEFINICION DE INFRAESTRUCTURA

Tipos de Cepas:

- Muro lleno (recto o variable)
- Columnas o marco
- 1 Columna
- Pila-pilotes, con o sin vigas de amarre
- Columnas circulares o rectangulares huecas (celdas)
- Otras

*Variaciones de la tipología a través del tiempo.

*Facilidad constructiva

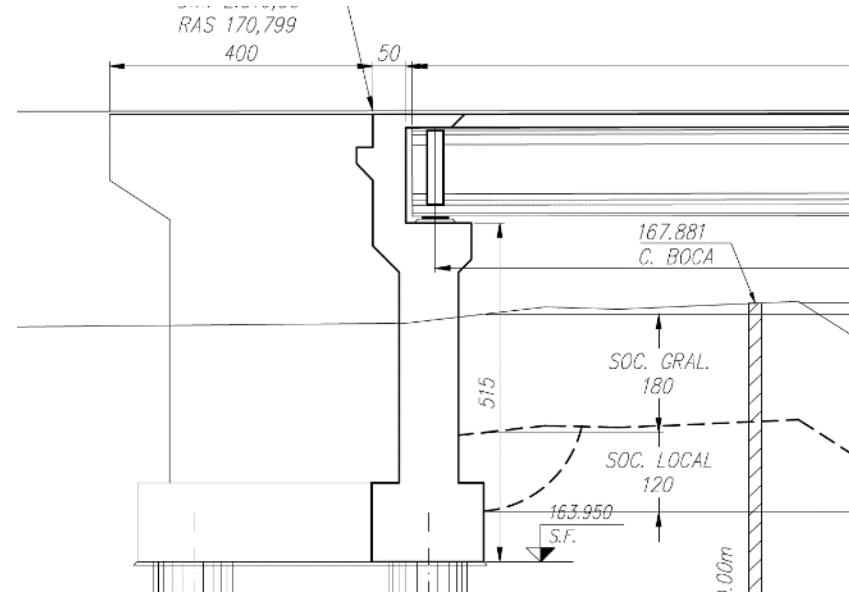
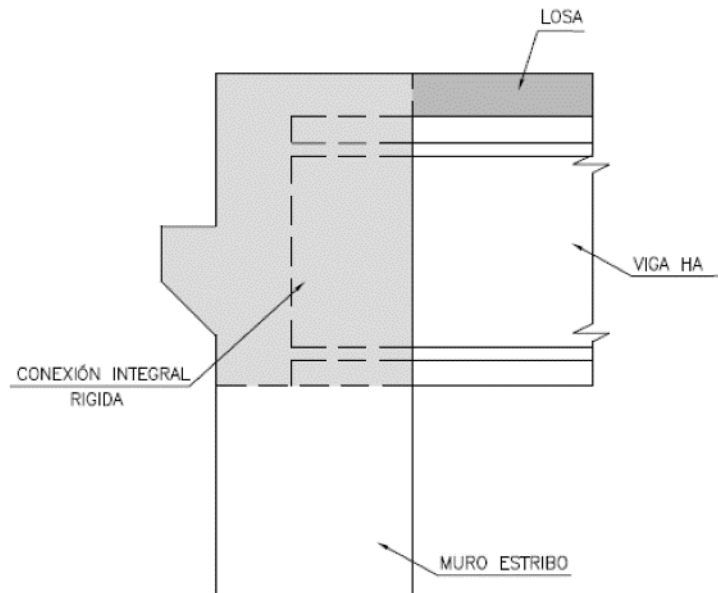
TIPOS DE FUNDACIONES

- Fundación directa:
 - Rectangular
 - Tipo C
- Fundación semiprofunda: Cajón o pila de fundación
 - Rectangular
 - Circular
- Fundación profunda: Pilotes
 - Hormigón
 - Acero (tubos, rieles)
 - Madera:
 - Pilas a mano (rectangular)
 - Muros pantallas

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Otras configuraciones estructurales:

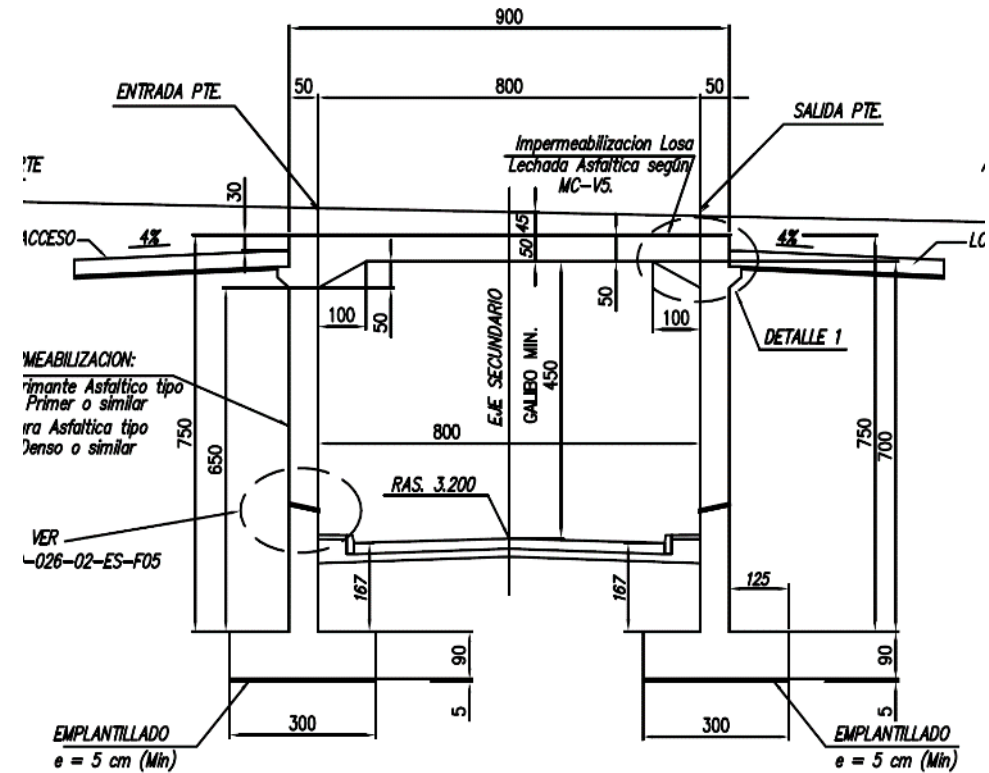
- Puente Integral: unión monolítica entre infraestructura y superestructura.
- Puente semi integral: unión con losa de continuidad (infraestructura - superestructura)



CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

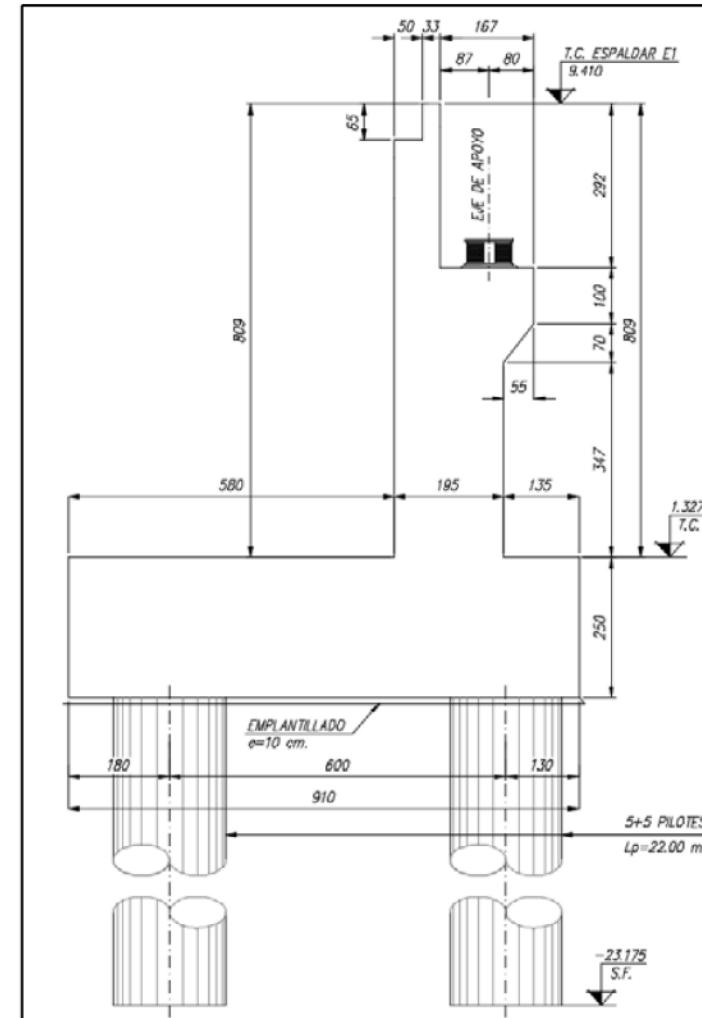
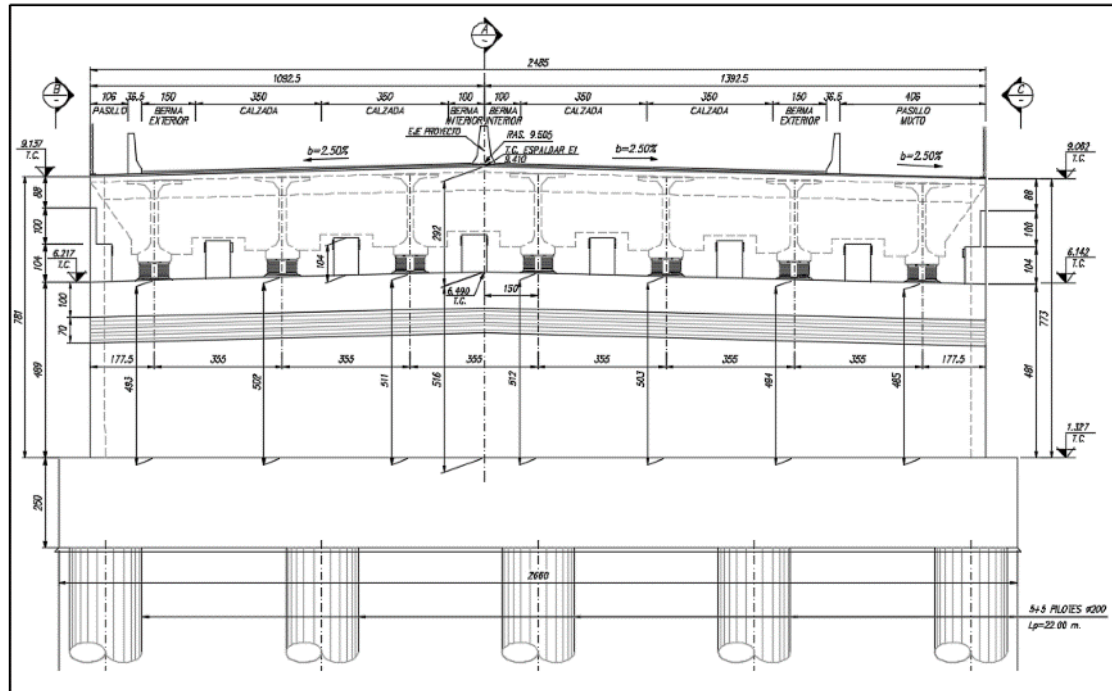
Otras configuraciones estructurales:

- Cajón in situ o prefabricado:
 - Losa superior, Losa inferior
- Marcos
- Muros de contención (cantiléver)



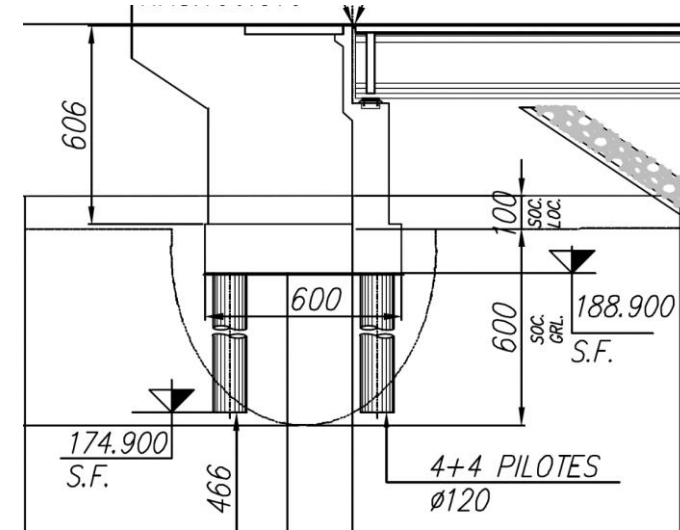
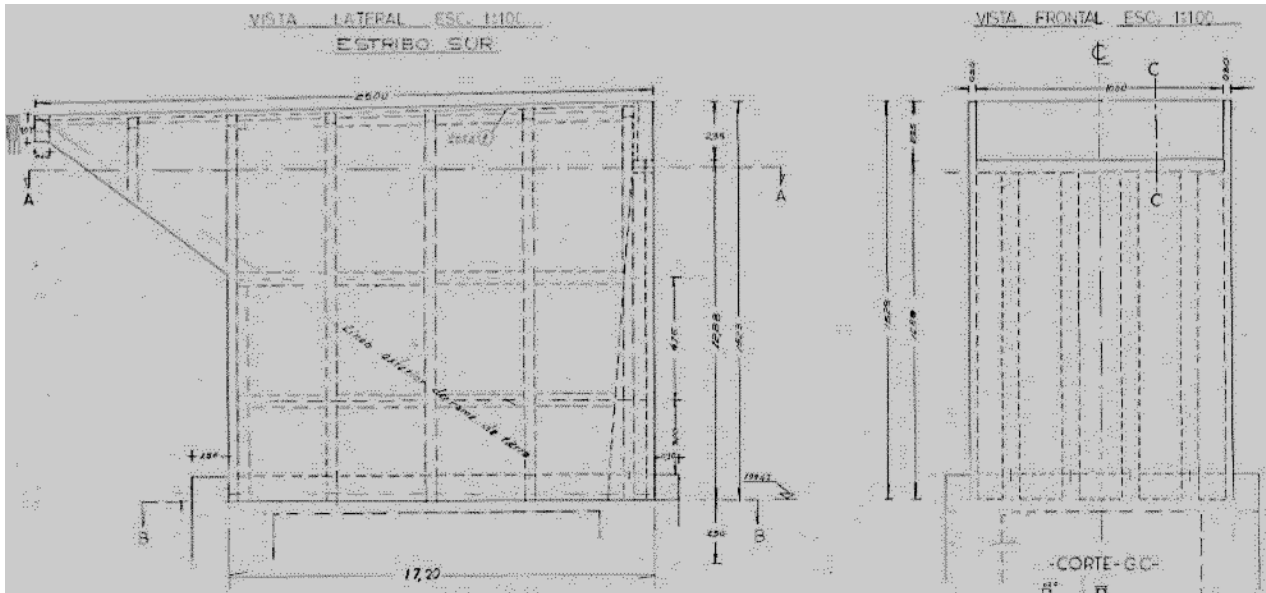
ESTRIBOS

- Ejemplos:



ESTRIBOS

- Ejemplos:



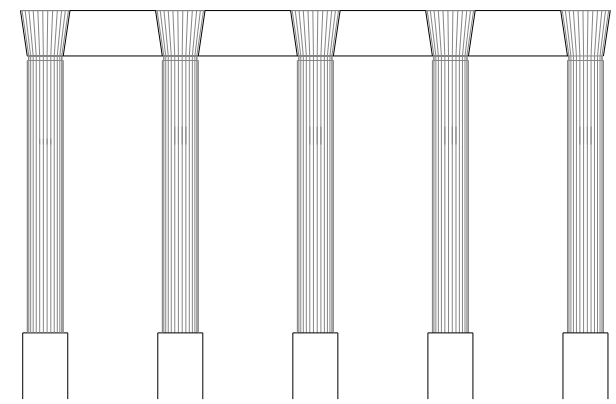
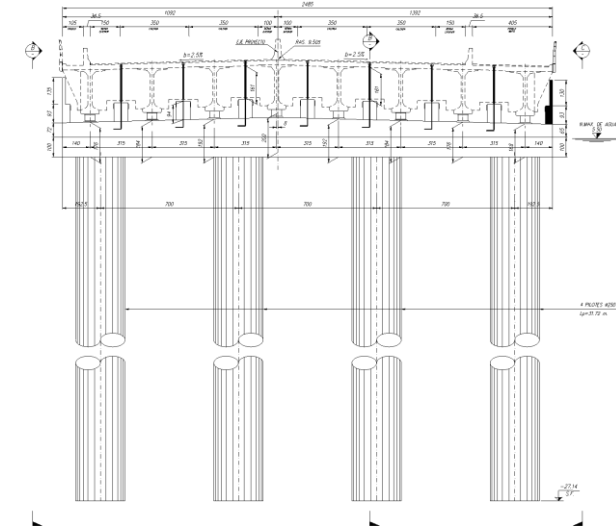
CEPAS

- Ejemplos:



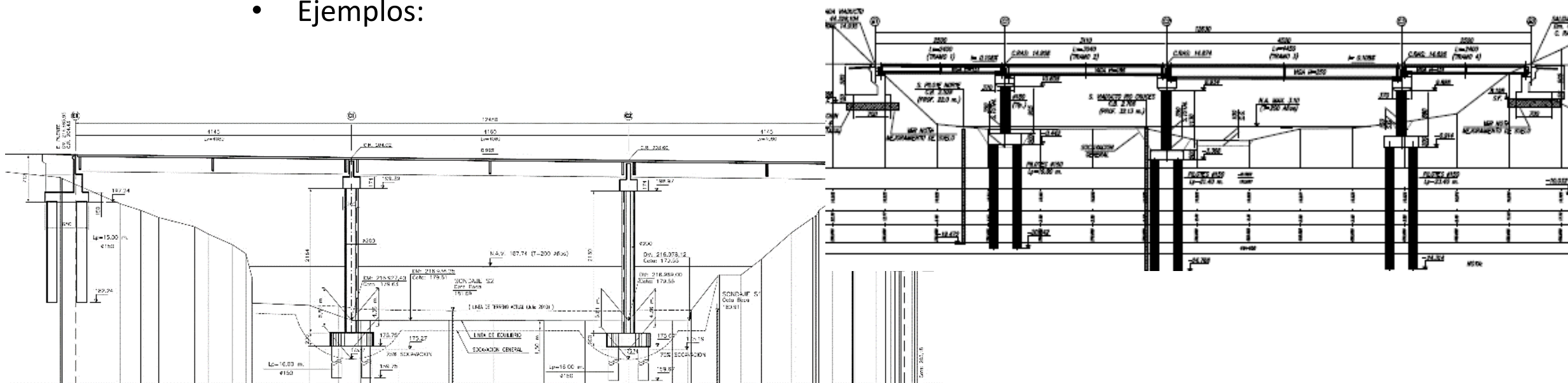
CEPAS

- Ejemplos:

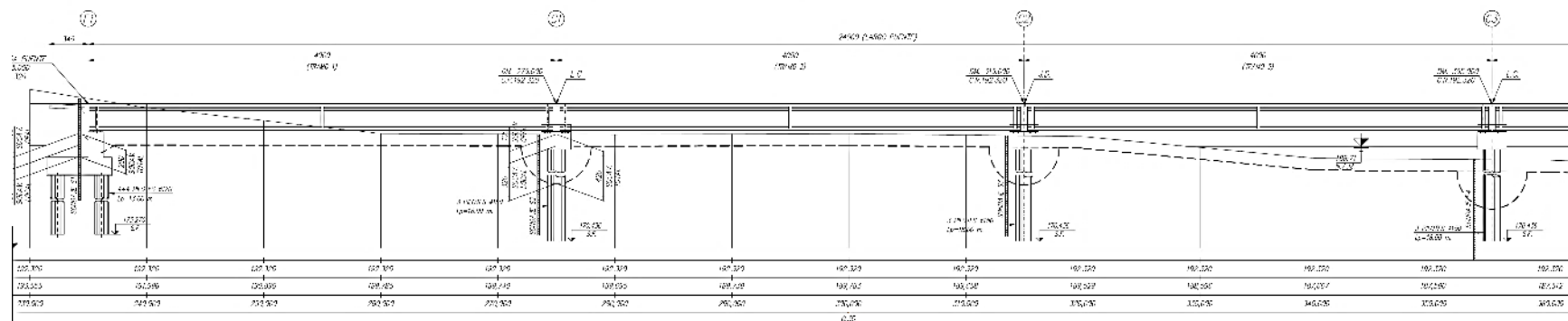


CEPAS

- Ejemplos:



PLANTA GENERAL PUENTE GUINQUILLO
ESC. 1:200



CEPAS

- Ejemplos:



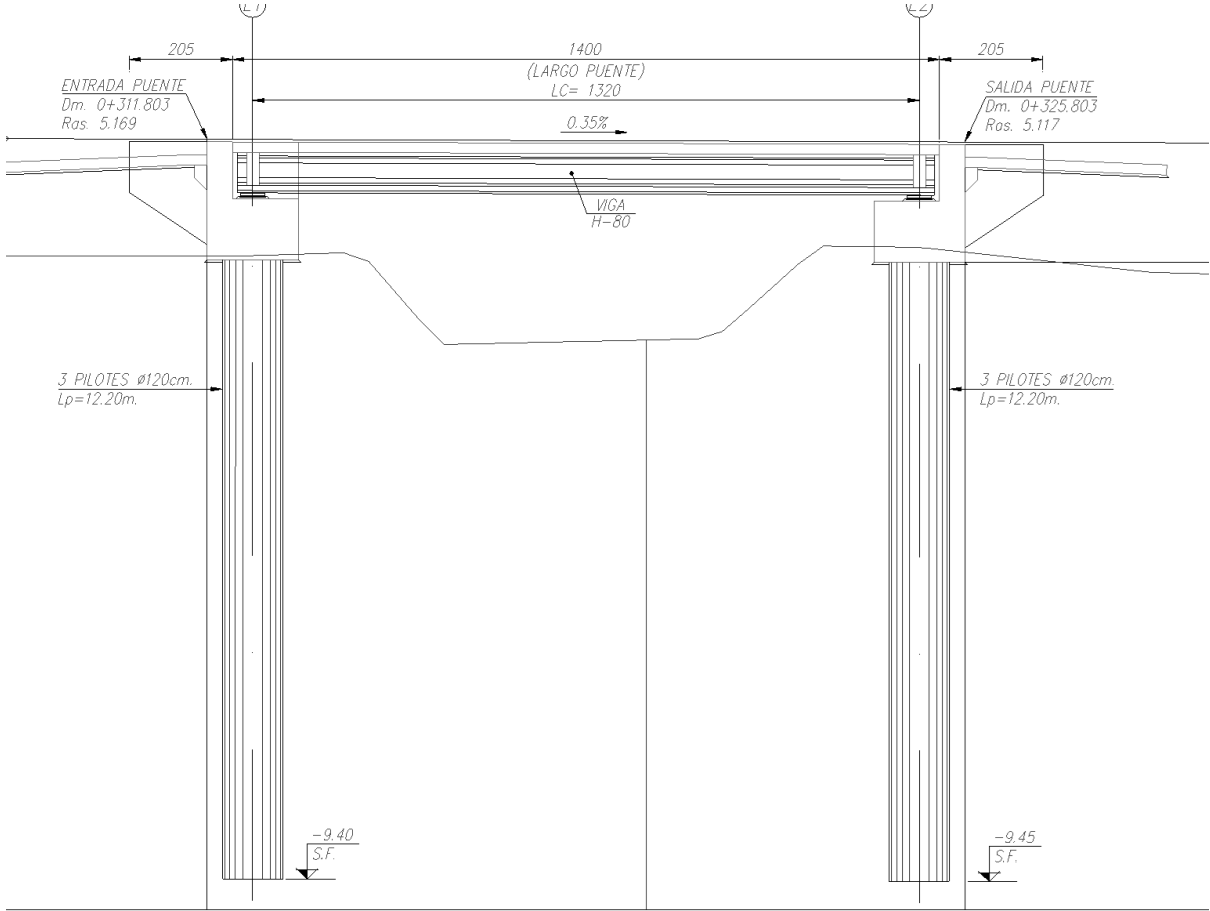
CEPAS

- Ejemplos:



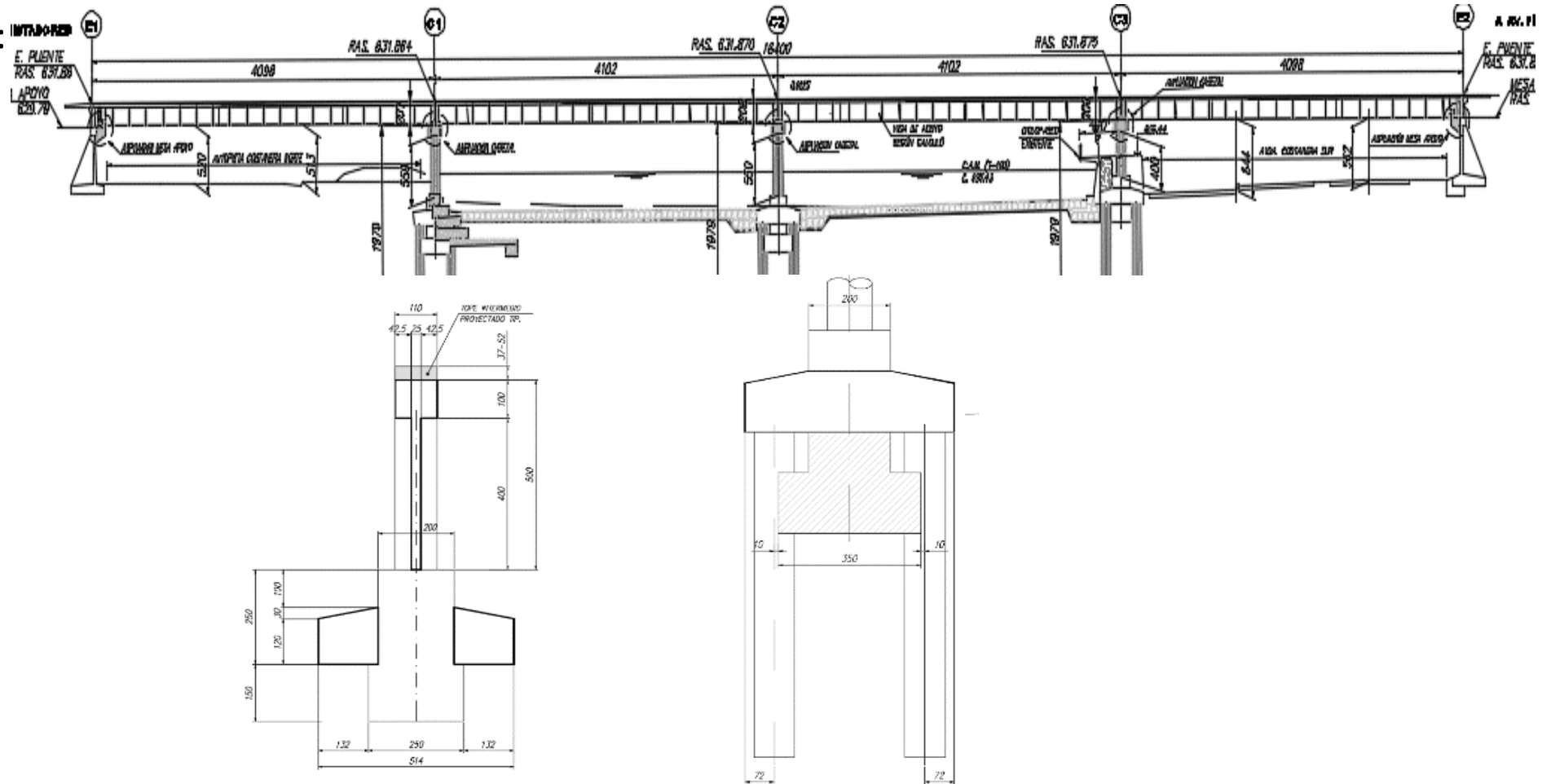
TIPOS DE FUNDACIONES

- Ejemplos:



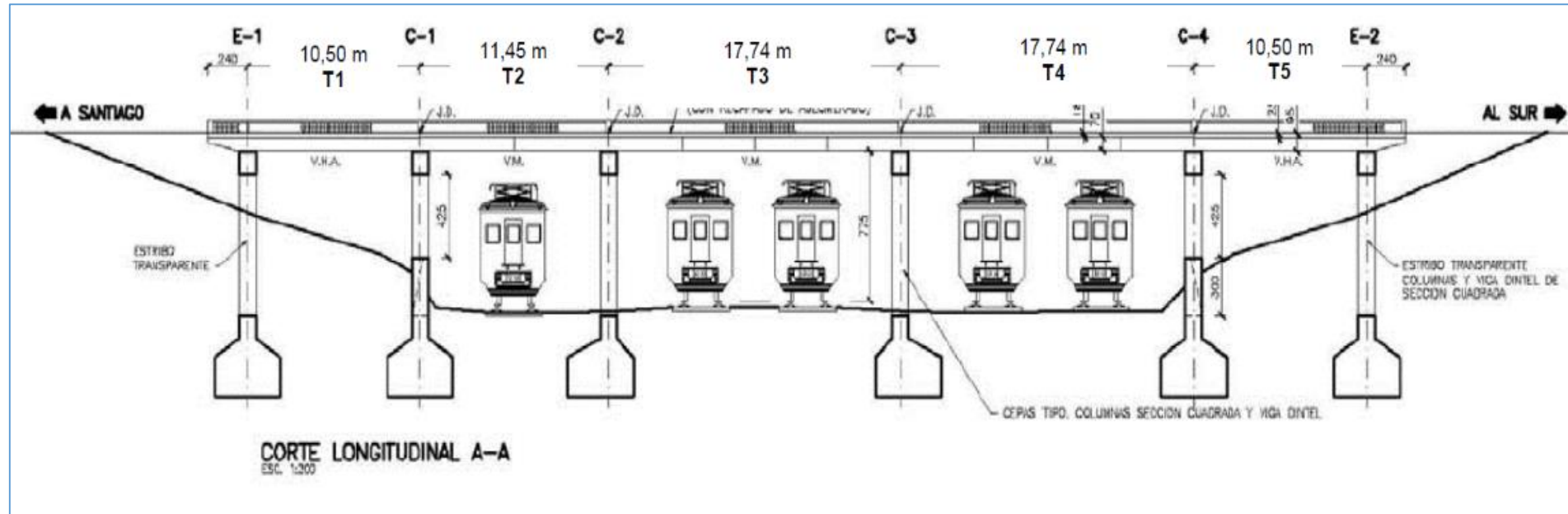
TIPOS DE FUNDACIONES

- Ejemplos:



TIPOS DE FUNDACIONES

- Ejemplos:



ACCIONES

Los estribos y cepas de los puentes soportan las siguientes cargas, entre otras:

- Peso Propio
- Descarga peso propio Superestructura, RDL
- Descarga carga móvil, RLL
- Empujes de tierra: activo, pasivo, reposo
- Empuje constructivo
- Sismo
- Efectos del agua: socavación, supresión
- Otras fuerzas

ACCIONES

Descarga peso propio Superestructura, RDL

Corresponde al peso propio de todos los elementos de la superestructura que descarga en infraestructura: viga, losa, pavimento, barandas, etc.

Dado lo anterior, se debe tener prediseñado la superestructura para poder diseñar las fundaciones. Importa entre otros peso del tablero, descargas por apoyo, y altura mesa de apoyo,

ACCIONES

Descarga carga móvil, RLL

Corresponde a la reacción a nivel de la mesa de apoyo de la carga móvil, bajo cada viga.

La idea es colocar el camión en la posición mas desfavorable para que la reacción sea mayor; no considerar coeficiente de impacto, pero si coeficiente de distribución por corte.

Para una viga simplemente apoyado, se tiene que:

$$\mathbf{RLL = P/4L (9L - 6 a)}$$

P: Carga por rueda del camión AASHTO

L: luz del puente

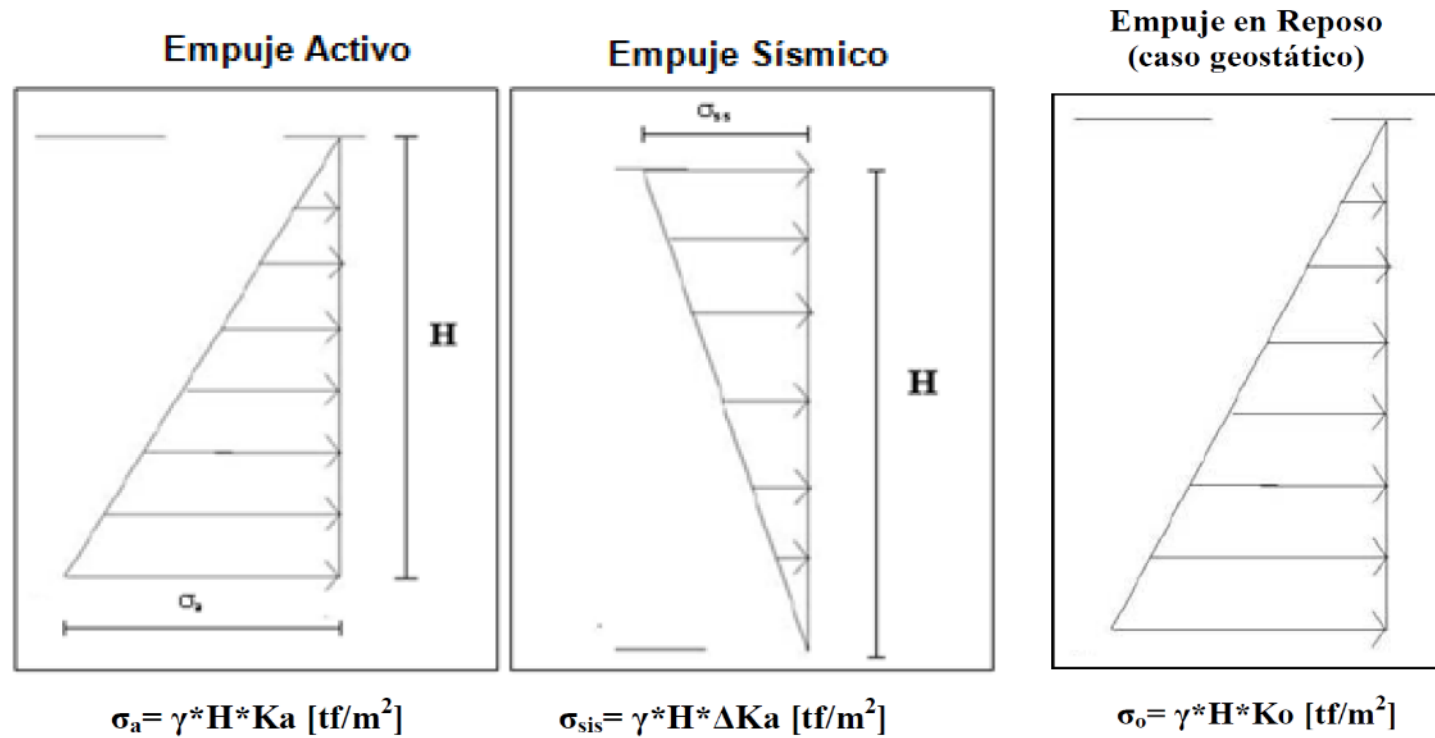
a: 4.27 m (separación entre ejes camión)

EMPUJES DE TIERRA

La presión de la tierra esta fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro; los empujes de tierra que actúan en la infraestructura de un puente corresponden a los siguientes:

- **Empuje activo**, corresponde cuando el relleno o tierra empuja la estructura; el muro se desplaza permitiendo la expansión lateral del suelo produciendo una falla por corte de suelo (cuña); mínimo valor posible del empuje.
- **Empuje pasivo**, corresponde cuando la estructura empuja al relleno, siendo la falla con una cuña mucho mas amplia; es el mayor valor posible.
- **Empuje en reposo**, cuando el suelo y el la estructura están en equilibrio; deformación del suelo y del elemento nulas.
- **Empuje constructivo**, corresponde al empuje producido por una carga durante la construcción (por lo general, equivalente a la carga de 2 pies – 60 cm - de altura),

EMPUJES DE TIERRA



***Discusión sobre la altura del empuje de tierras: nivel superior o inferior del dado de fundación.**

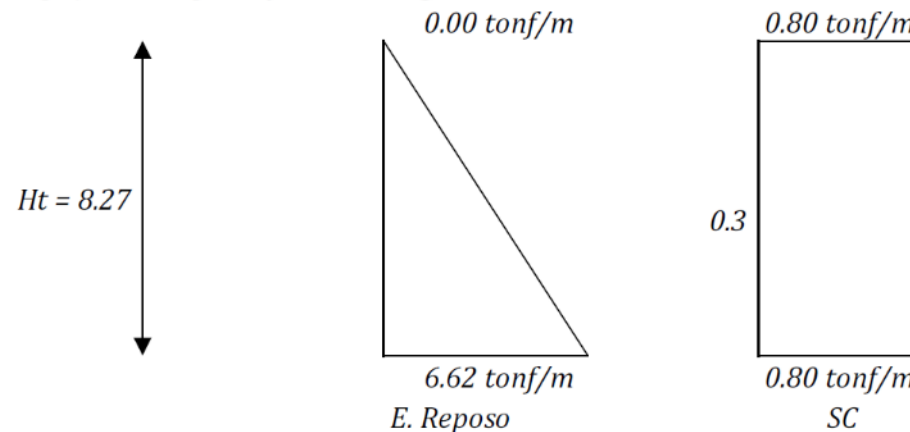
EMPUJES DE TIERRA

Ejemplo de empuje:

Los empujes que se consideran para el suelo son los siguientes:

ϕ :	35.00	[°]	
k_0 :	0.40	-	Según IMS
K_a :	0.28	-	Según IMS
Δk_a :	0.12	-	
Peso específico Suelo:	2.00	[ton/m ³]	
H total:	8.27	[m]	
H intermedio	7.84	[m]	
H inferior	0.00	[m]	
Ancho tributario	1.00	[m]	
Coefficiente sísmico, C_s	0.20	-	

Empujes de reposo y sobre carga:



EMPUJES DE TIERRA

Teoría de Rankine

- El suelo es homogéneo e isotrópico
- La superficie de falla es plana
- La superficie posterior del muro es vertical
- No existe fricción entre el suelo y la parte posterior del muro.

$$\sigma'_{h \text{ activo}} = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_{h \text{ pasivo}} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p}$$

EMPUJES DE TIERRA

Teoría de Coulomb, 1776

- El método de Coulomb considera la fricción entre el muro (trasdós) y el terreno, y es mas general que el desarrollado por Rankine
- Considera una cierta cuña de suelo, la cual ejerce una fuerza P sobre el muro, fuerza que satisface las condiciones de equilibrio
- a fuerza real que actuará sobre el muro en el caso activo será el valor máximo de P obtenido al considerar todas las cuñas posibles
- A pesar de que el empuje activo es el mínimo posible con el que el terreno puede estar en equilibrio, debemos determinar la cuña correspondiente al máximo valor de este empuje

EMPUJES DE TIERRA

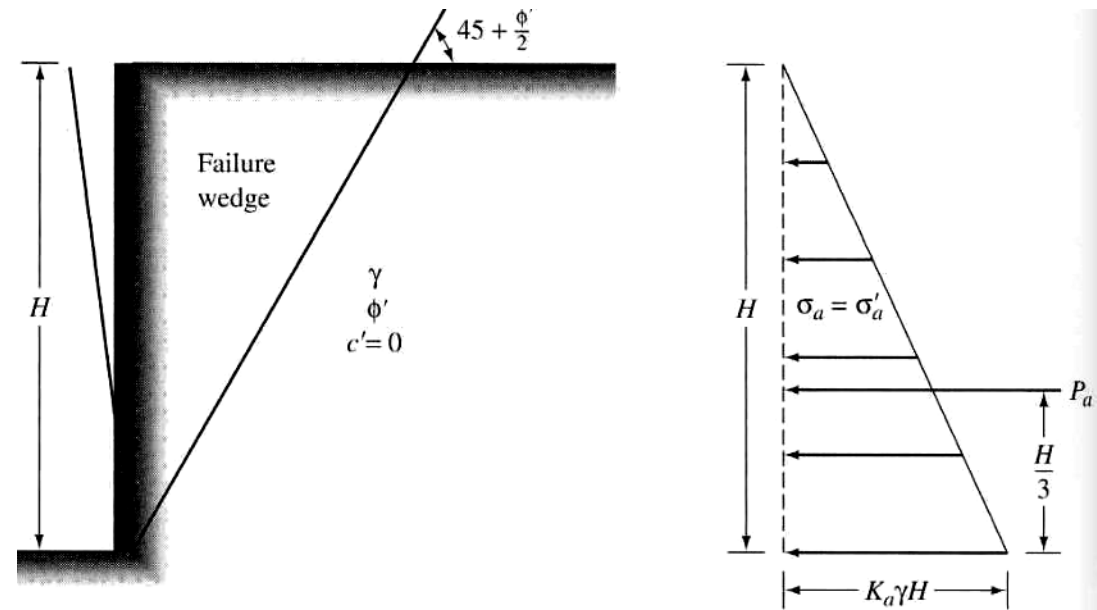
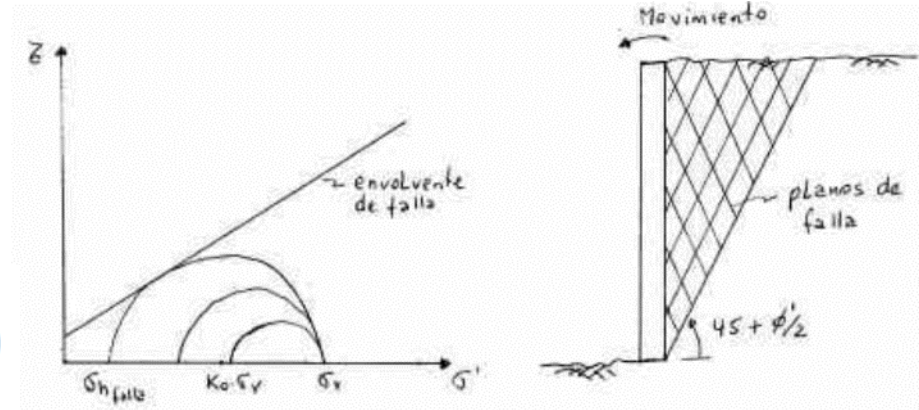
Empuje activo

(sin cohesión)

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$\sigma'_H = K_A \cdot \sigma'_V = K_A \cdot \gamma \cdot z$$

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$



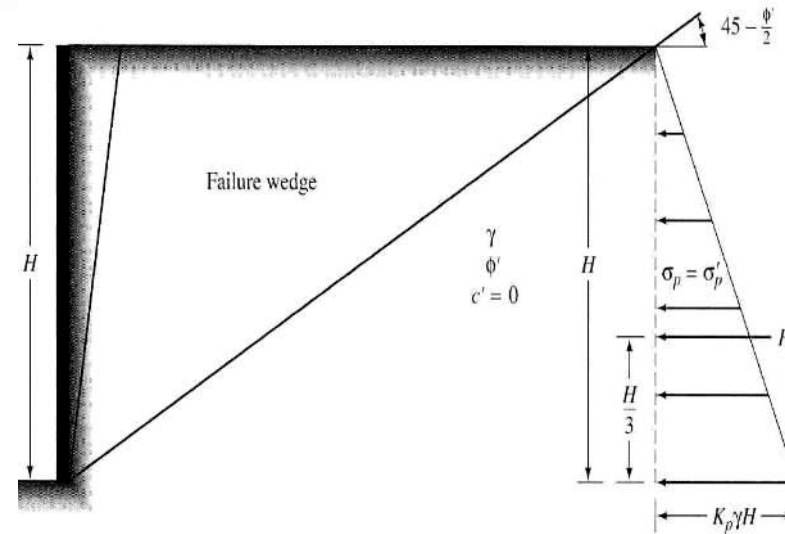
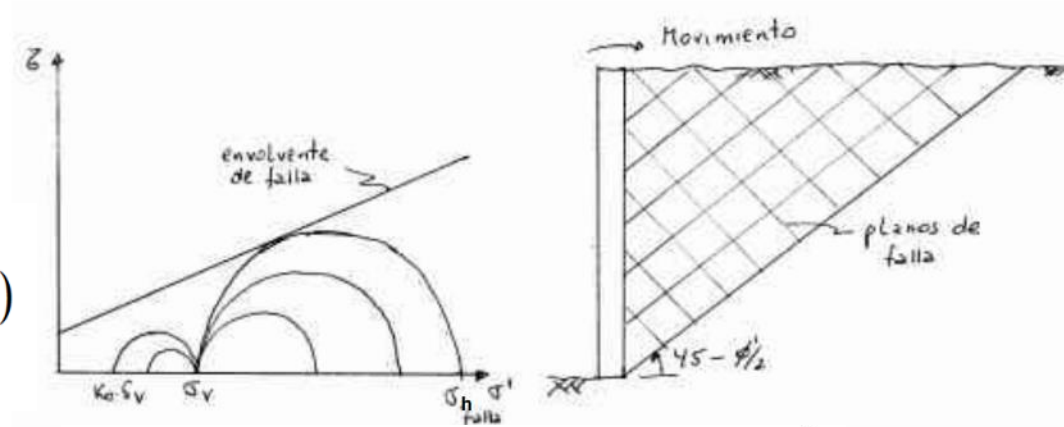
EMPUJES DE TIERRA

Empuje pasivo

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$\sigma'_H = K_p \cdot \sigma'_V = K_p \cdot \gamma \cdot z$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$



EMPUJES DE TIERRA

Empuje constructivo

Corresponde al peso de 2 pies de tierra (0,60 cm)

$$E_c = (0,6 \times \text{Peso suelo}) \times k_a \times H$$

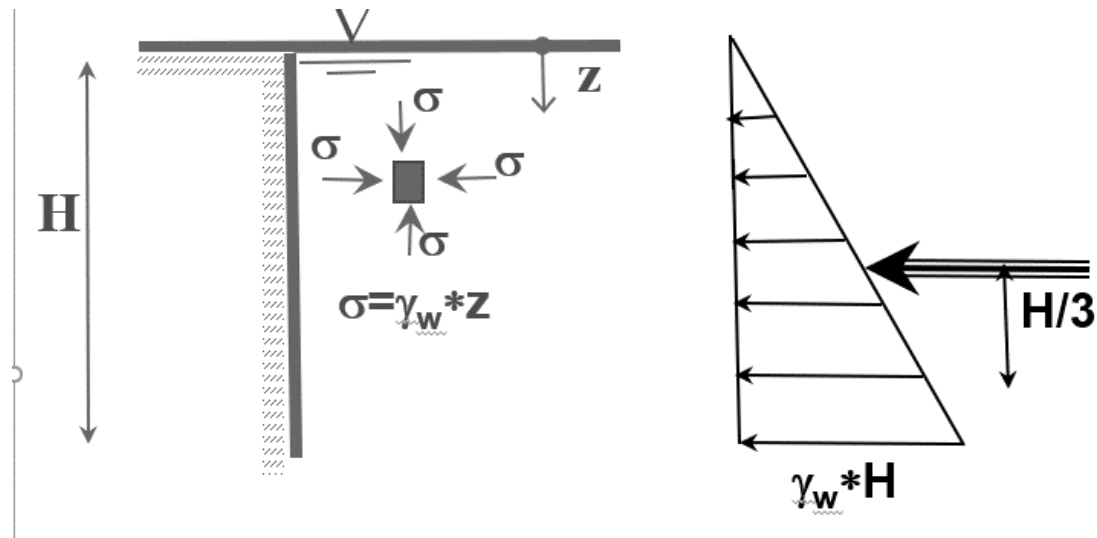
Presentes solo en estados constructivos para estribos y muros

EMPUJES DE TIERRA

Empuje hidrostático

La presión es igual en todas las direcciones, y aumenta linealmente con la profundidad.

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_w \cdot H) \cdot H = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$



EMPUJES DE TIERRA

- **Inercia relleno en estribos**

El relleno detrás de los estribos y muros de contención deben ser considerados en el calculo sísmico, multiplicando el peso del relleno por un coeficiente sísmico que equivale a una fuerza horizontal.

- **Inercia elementos de hormigón**

El peso de los elementos de hormigón también ser considerados como elementos con fuerza inercial : peso x coeficientes.

Para estribos con pequeños desplazamientos horizontales, sin restricciones significativas, el coeficiente sísmico será: **Cs= 0,5 A'0.**

- **Estructuras enterradas**

Aplicar Modelo Cinemático (ver MdeC).

- **Ejemplo:**

PARAMETROS:

1. Zonificación Sísmica

Comuna:	Chillan	
Zona sísmica:	3	(Tabla 3.1004.3004.A del M.C.)

2. Tipo de Suelo

Suelo	II	Mecánica de Suelos
-------	----	--------------------

3. Efecto del Suelo, S

Tipo de Suelo	II	
Efecto del suelo, S	1	(Tabla 3.1004.308A)

4. Aceleración Efectiva Máxima del Suelo, A₀

Zona Sísmica	3	
A ₀ ' =	0.4g	
A ₀ =	3.92	[m/seg ²] (Tabla 3.1004.302A)

5. Coeficiente de Importancia, CI

Estructura	Puentes y Estructuras Esenciales	
CI	I	(3.1004.305)

6. Coeficiente de Importancia, K₁

CI	I	
K ₁	1.0	(Tabla: 3.1004.309(1).A)

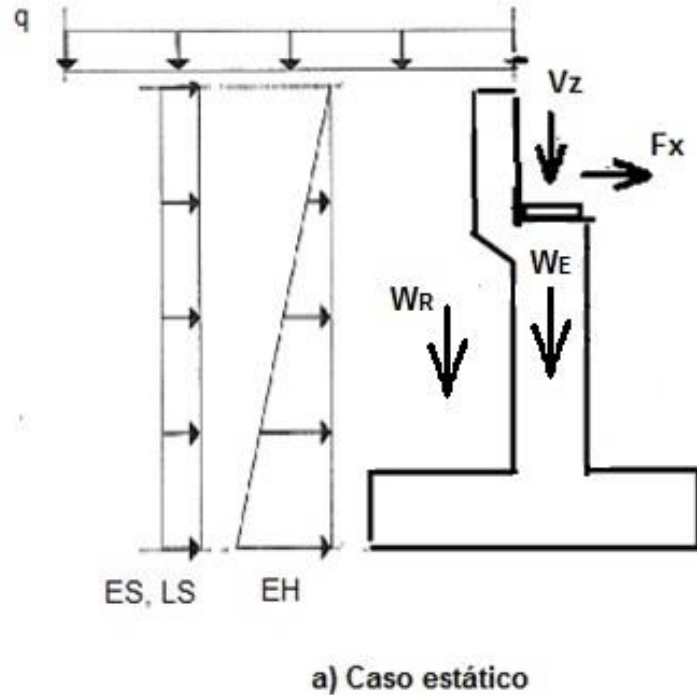
7. Categoría de Comportamiento Sísmico:

Peligro de Socavación	0	
Categoría		(Tabla 3.1004.307 A)

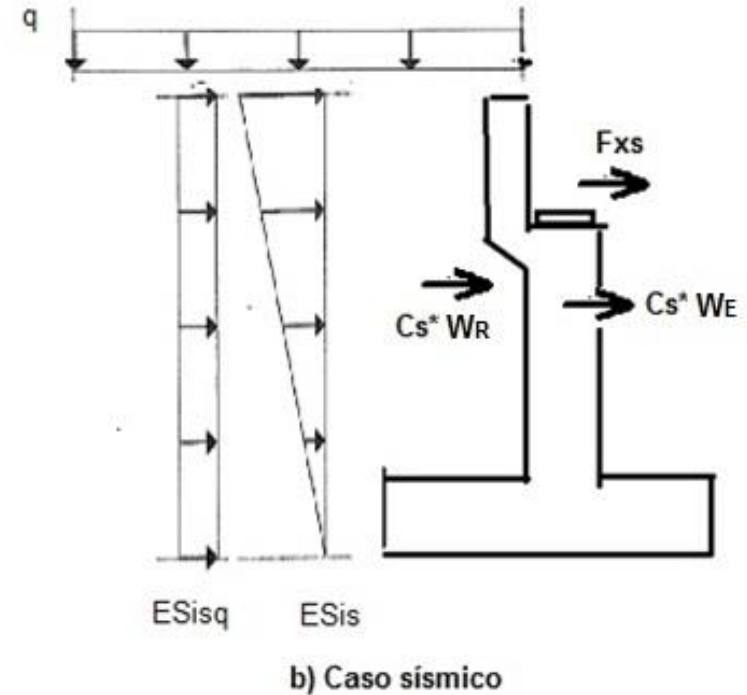
Por lo tanto, el coeficiente sísmico es:

$$K_h = \frac{K_1 \cdot S \cdot A_0}{2 \cdot g} = 0.20$$

CARGAS



Vz: Descarga vertical de la superestructura
 Fx: Fuerzas horizontales de la superestructura
 EH: Empuje lateral de tierras
 ES: Empuje lateral por sobrecarga permanente q
 LS: Empuje lateral por sobrecarga viva
 q: Sobrecarga permanente sobre losa de acceso
 WR: Peso propio del relleno
 WE: Peso propio del estribo



Fxs: Carga sísmica provocada por la superestructura
 Cs: Coeficiente sísmico
 Cs*WR: Fuerza sísmica provocada por el relleno
 Cs*WE: Fuerza sísmica provocada por el estribo
 ESis: Empuje lateral sísmico
 ESisq: Empuje lateral sísmico provocado por sobrecarga permanente

COMBINACIONES

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de carga y fuerzas a las cuales la estructura puede estar sometida.

Cada componente de la estructura debe ser calculado para resistir adecuadamente todas las combinaciones de carga que le son aplicadas en particular.

Los grupos de combinación de cargas para el diseño por cargas de servicio y para el diseño por factores de carga están dados por:

$$\begin{aligned} \text{Grupo(N)} = & \gamma \cdot (\beta_D \cdot \mathbf{D} + \beta_L \cdot (\mathbf{L} + \mathbf{I}) + \beta_C \cdot \mathbf{CF} + \beta_E \cdot \mathbf{E} + \beta_B \cdot \mathbf{B} + \beta_S \cdot \mathbf{SF} + \beta_W \cdot \mathbf{W} \\ & + \beta_{WL} \cdot \mathbf{WL} + \beta_L \cdot \mathbf{LF} + \beta_R \cdot (\mathbf{R} + \mathbf{S} + \mathbf{T}) + \beta_{EQ} \cdot \mathbf{EQ} + \beta_{ICE} \cdot \mathbf{ICE}) \end{aligned}$$

COMBINACIONES

- Combinaciones para empujes
- Sismo + (PSS x socavación)
 - Sismo X + 0.3 Sismo Y
 - Sismo 0.3X + Sismo Y
 - Sismo vertical

Caso Estático:

Peso propio + Carga móvil + Empujes de tierra + (PSS x socavación Máxima).

Caso Sísmico:

Peso propio + Sismo Longitudinal + Empujes de tierra Estáticos y sísmicos + PSS x socavación Máxima.

Etapas Constructivas: Peso propio + Empujes de tierra Estáticos

COMBINACIONES DE CARGA

- AASHTO LRFD

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

COMBINACIONES DE CARGA

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

COMBINACIONES DE CARGA

- AASHTO Standard

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		

Para ASD:

$\beta_E = 1.0$ para cargas verticales y laterales

Para LFD:

$\beta_E = 1.3$ para presiones laterales de tierra.

(Reposo = 1.15)

$\beta_E = 1.0$ para presión vertical de tierra

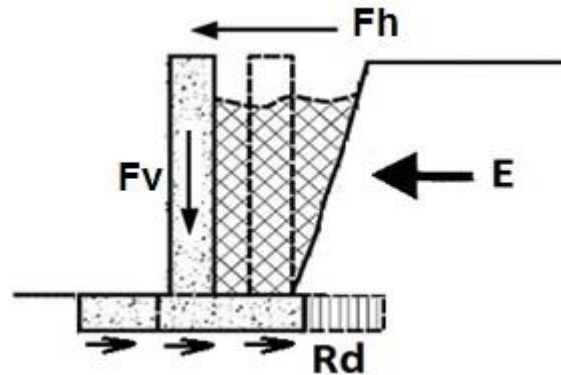
$\beta_E = 1.0$ para miembros en flexión y tensión

$\beta_E = 0.75$ para miembros sometidos a mínima carga axial y máximo momento o excentricidad. (columnas)

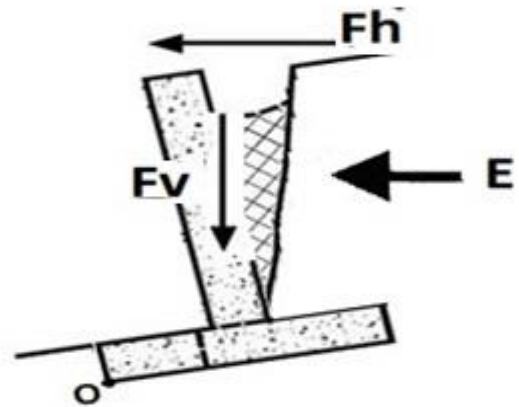
$\beta_E = 1.0$ para miembros sometidos a máxima carga axial y mínimo momento (columnas).

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

- Resistencia al deslizamiento



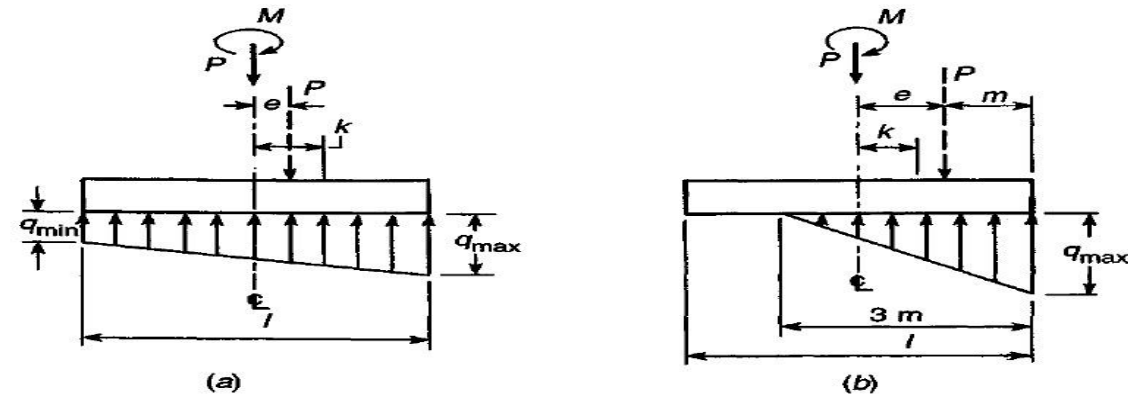
- Resistencia al vuelco



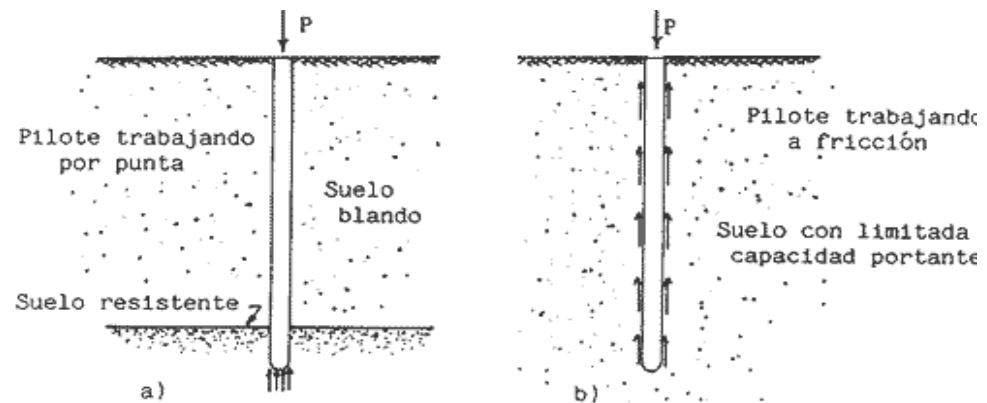
E: Empujes de tierra
Fh: Fuerzas horizontales actuantes en el estribo
Rq: Resistencia al deslizamiento
 $R_d = F_v$
Fv: Fuerzas verticales actuantes en el estribo
 μ : Coeficiente de roce

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

- Capacidad del suelo portante

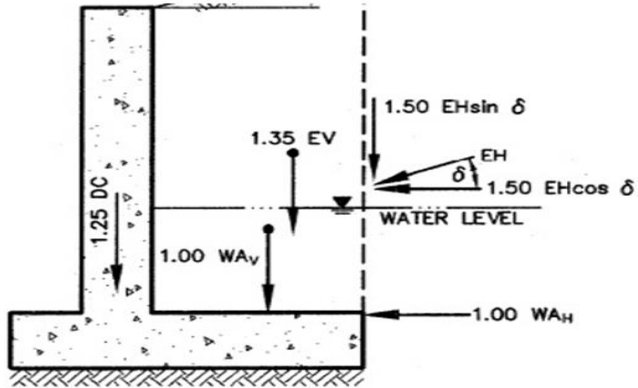


- Capacidad de los pilotes

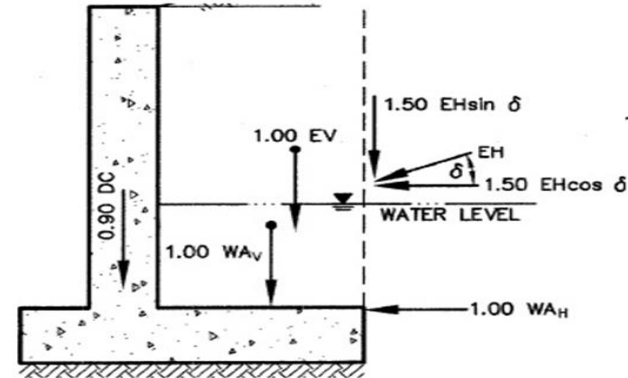


ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

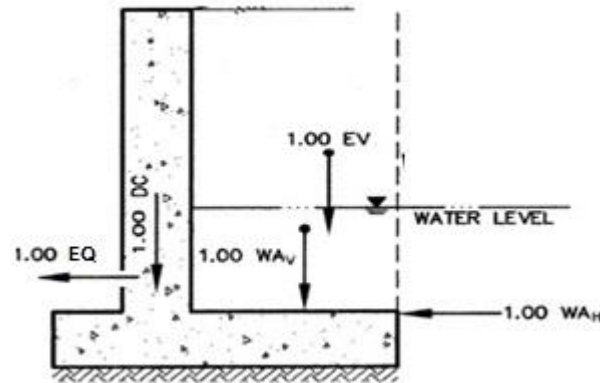
Factores de carga LRFD



Factores para capacidad de carga para estado límite de resistencia



Factores para excentricidad y deslizamiento para estado límite de resistencia



Factores para carga, deslizamiento y excentricidad para estado límite de evento extremo

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

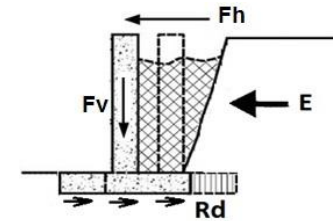
- Factor de seguridad para el deslizamiento de estribos sobre fundación directa:

?

- Condición estática: $FSED = \frac{\sum \text{Fuerzas verticales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1,5$

?

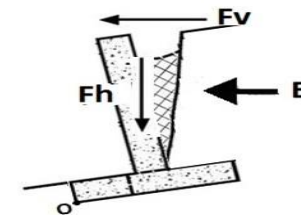
- Condición sísmica: $FSSD = \frac{\sum \text{Fuerzas verticales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1,25$



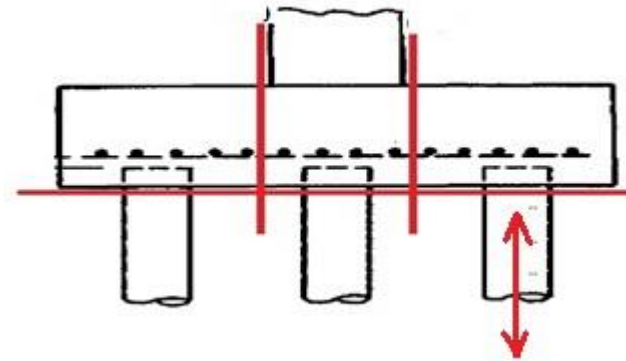
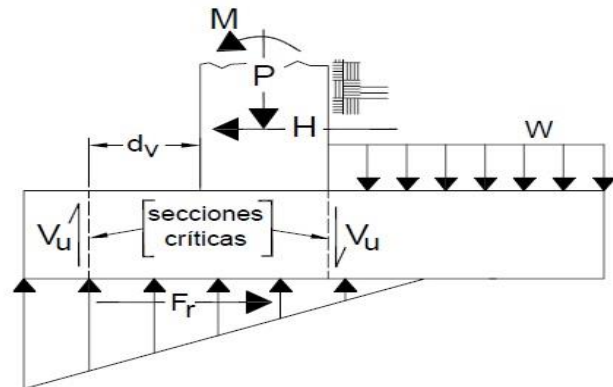
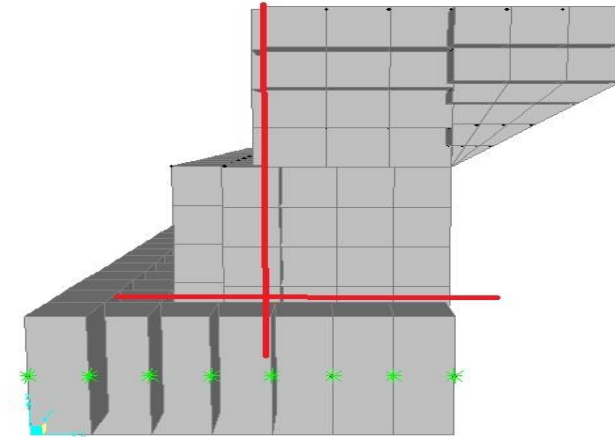
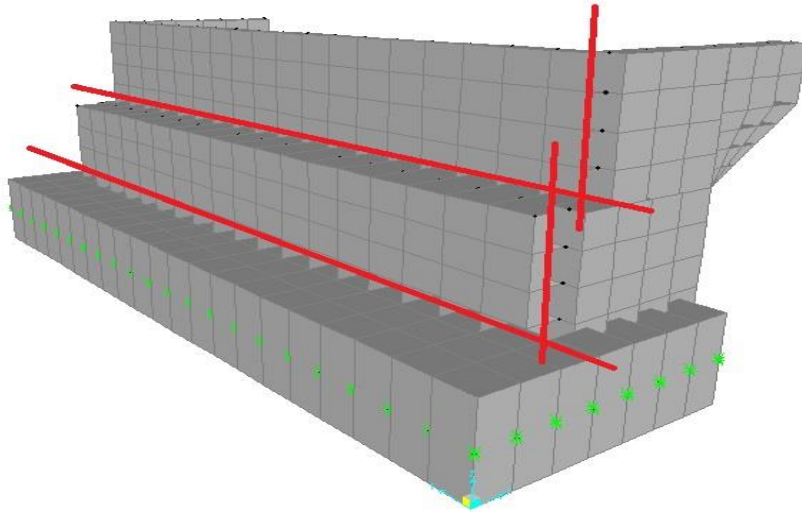
- Factor de seguridad para volcamiento de estribos sobre fundación directa:

- Condición estática: $FSEV = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas volcantes solicitantes}} \geq 1,5$

- Condición sísmica: $FSSV = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas volcantes solicitantes}} \geq 1,15 * FSSD$



MODOS DE FALLA



OTRAS ESPECIFICACIONES A CONSIDERAR

- Armaduras mínimas y máximas
- Recubrimientos
- Efecto de grupo de los pilotes para resistencia axial y lateral
- Armadura por temperatura
- Separación máxima y mínima
- Armadura para el control de fisuración

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

- Dimensiones del estribo:

- Muro frontal : 130 cm
- Muro espaldar: 30 cm
- Muros Alas: 50 cm
- Zapata: 200 cm

- Características del puente:

- Longitud de vano: 30 m
- No de vigas: 4 vigas postensadas longitudinales y 3 travesaños de hormigón armado
- Peso total de la superestructura: 885,248 tonf
- No de pistas: 2 y un pasillo peatonal
- Ancho de pista: 14,89 m
- Zona Sísmica: 2
- Coeficiente de importancia: $CI = I$
- Fundado sobre: Roca

- Capacidad portante del suelo:

- Estático: 75 tonf/m²
- Sísmico: 107 tonf/m²

- Materiales:

- f_c' : 28 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- γ_H : 2,5 tonf/m³
- γ_S : 2.1 tonf/m³

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

- Cargas

Cargas actuantes en el estribo	LRFD	Standard
Cargas permanentes		
Carga permanente superestructura (tonf)	442,624	442,624
Carga permanente Estribo + Relleno		
Zapata (tonf)	397,25	397,25
Muro Frontal (tonf)	116,142	116,142
Muro Espaldar (tonf)	29,371	29,371
Alas (tonf)	35,657	35,657
Relleno (tonf)	330,29	330,29
Total (tonf)	908,71	908,71
Cargas Móviles		
Factor de Presencia Múltiple	0,85	0,9
Incremento por Carga dinámica	0,3	0,3
Carga Vehicular (tonf)	100,39	91,428
Carga Peatonal (tonf)	4,117	4,941
Fuerza de Frenado		
Horizontal (tonf)	15,3	14,811
Vertical (tonf)	2,27	2,201
Empujes de Tierra		
Sobrecarga sobre losa de acceso (tonf)	39,743	39,743
Empuje de tierra estático (tonf)	158,661	158,661
Empuje por sobrecarga estática (tonf)	27,319	27,319
Empuje por sobrecarga móvil (tonf)	2,311	2,311
Empuje sísmico (tonf)	64,509	64,509
Empuje por sobrecarga sísmica (tonf)	10,503	10,503
Solicitaciones Sísmicas		
De la Superestructura (tonf)	82,07	80,849
Por el Estribo (tonf)	21,827	21,827
Por el Relleno (tonf)	49,544	49,544
Por las Alas del Estribo (tonf)	5,349	5,349

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

- Método LRFD: Factor de reducción capacidad de carga = 0,45

MÉTODO LRFD		
Condición a verificar	Calculado	Aceptable
Verificación al Delizamiento		
- Factor de seguridad estático al deslizamiento FSED	3,25	1,5
- Factor de seguridad sísmico al deslizamiento FSSD	2,359	1,25
Verificación al Vuelco		
- Factor de seguridad estático al volcamiento FSEV	4,108	1,5
- Factor de seguridad sísmico al volcamiento FSSV	2,556	1,4375
Verificación de Excentricidad		
- Excentricidad Combinación de cargas Estática (m)	0,445	2,25 (9B/20)
- Excentricidad Combinación de cargas Sísmica (m)	0,807	2,25 (9B/20)
Presiones admisibles		
- Situación Estática		
Tipo de Carga	Trapezoidal	
Carga Máxima (tonf/m2)	33,809	33,89
Carga Mínima (tonf/m2)	17,923	0
- Situación Sísmica		
Tipo de Carga	Triangular	
Carga Máxima (tonf/m2)	40,37	48,559
Carga Mínima (tonf/m2)	0	0

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

- Método ASD: Factor de seguridad para capacidad de carga = 3,0
- Aumento dimensiones zapatas de 5 [m] a 5,65 [m]

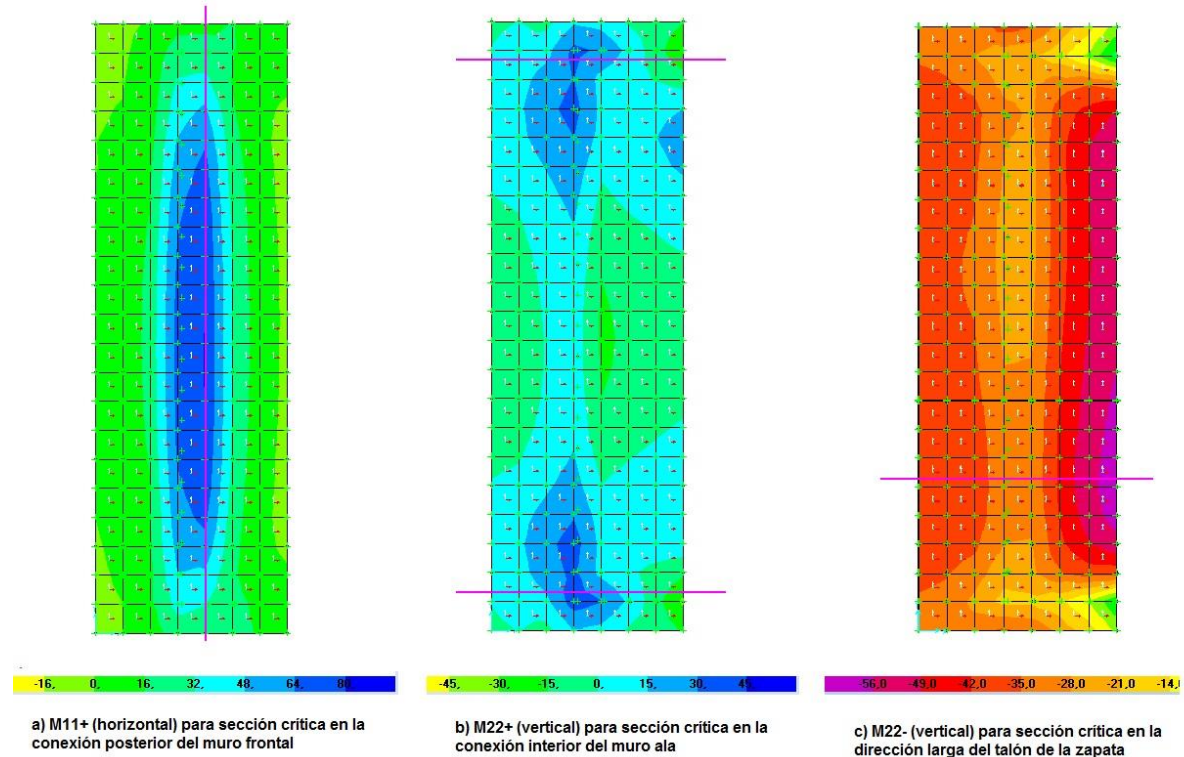
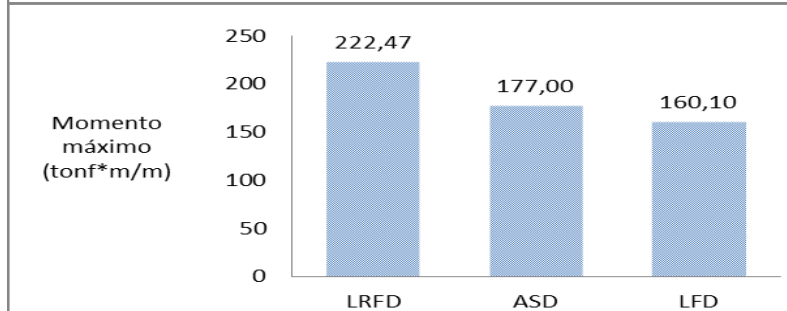
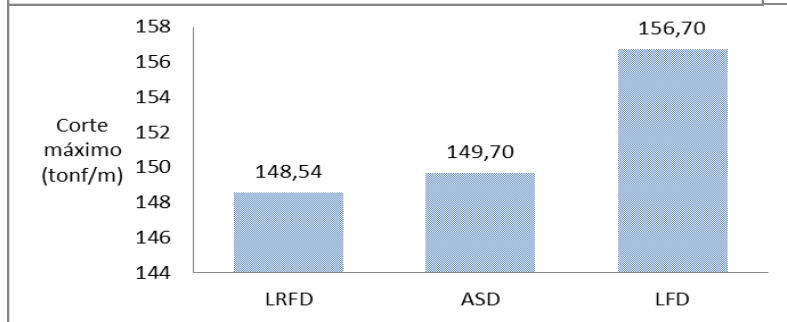
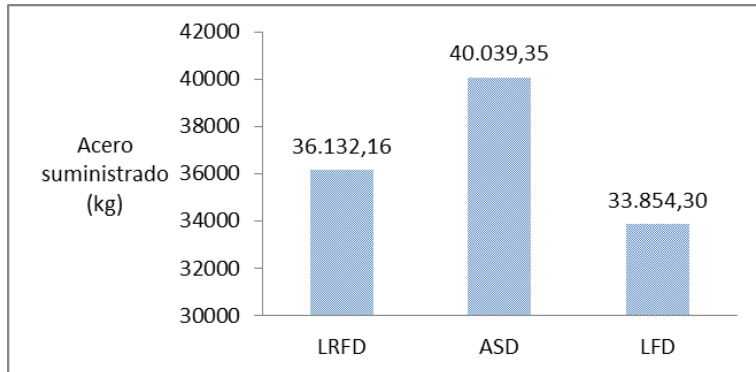
MÉTODO ASD			
Condición a verificar	Calculado	Aceptable	Modificado
Verificación al Delizamiento			
- Factor de seguridad estático al deslizamiento FSED	5,77	1,5	7,018
- Factor de seguridad sísmico al deslizamiento FSSD	2,708	1,25	3,199
Verificación al Vuelco			
- Factor de seguridad estático al volcamiento FSEV	7,412	1,5	10,831
- Factor de seguridad sísmico al volcamiento FSSV	3,066	1,4375	4,319
Verificación de Excentricidad			
- Excentricidad Combinación de cargas Estática (m)	0,111	1,25 (B/4)	0,089
- Excentricidad Combinación de cargas Sísmica (m)	0,608	1,67 (B/3)	0,497
Presiones admisibles			
- Situación Estática			
Tipo de Carga	Trapezoidal		Trapezoidal
Carga Máxima (tonf/m2)	22,687	25,104	21,311
Carga Mínima (tonf/m2)	17,339	0	17,945
- Situación Sísmica			
Tipo de Carga	Trapezoidal		Trapezoidal
Carga Máxima (tonf/m2)	42,018	35,969	35,724
Carga Mínima (tonf/m2)	6,574	0	12,532

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

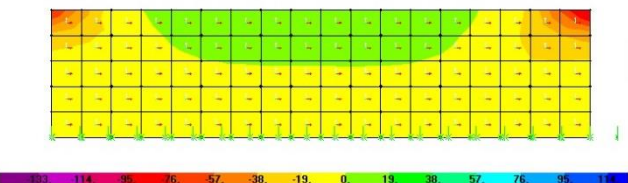
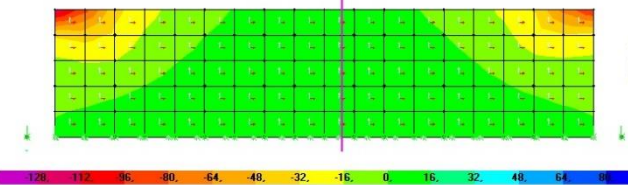
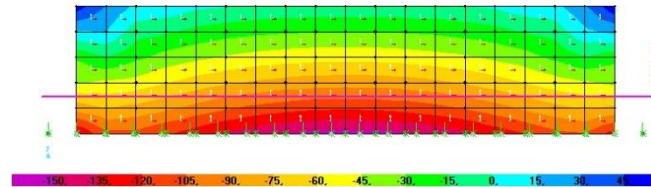
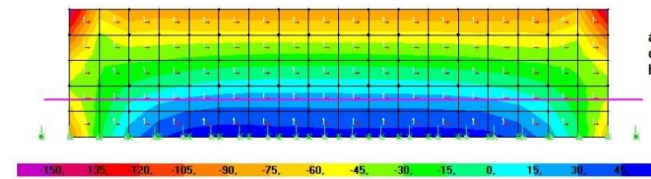
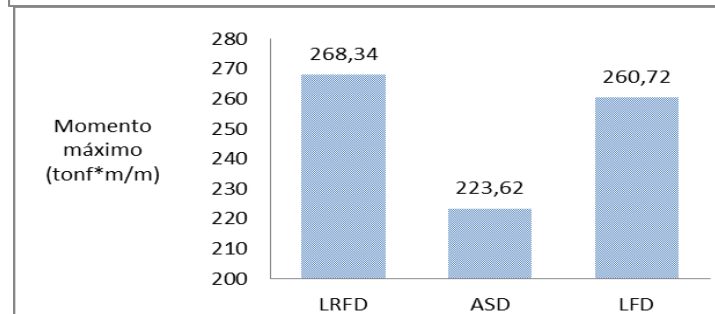
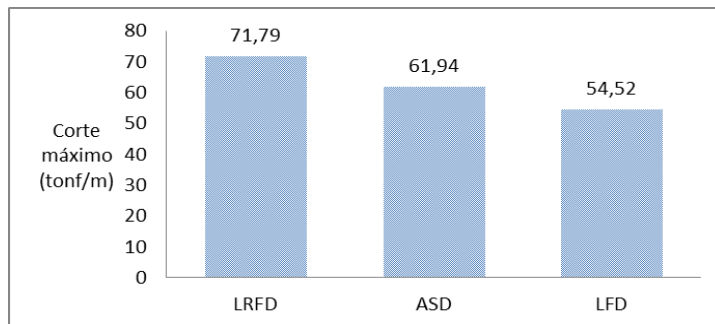
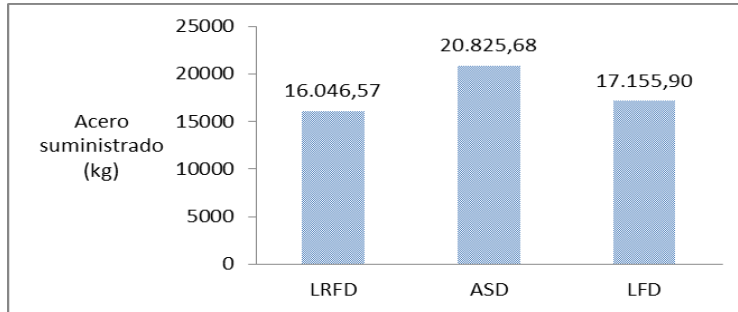
- Método LFD: Factor de reducción capacidad de carga = 0,6

MÉTODO LFD		
Condición a verificar	Calculado	Aceptable
Verificación al Delizamiento		
- Factor de seguridad estático al deslizamiento FSED	4,514	1,5
- Factor de seguridad sísmico al deslizamiento FSSD	2,383	1,25
Verificación al Vuelco		
- Factor de seguridad estático al volcamiento FSEV	5,501	1,5
- Factor de seguridad sísmico al volcamiento FSSV	2,793	1,4375
Verificación de Excentricidad		
- Excentricidad Combinación de cargas Estática (m)	0,264	1,25 (B/4)
- Excentricidad Combinación de cargas Sísmica (m)	0,697	1,67 (B/3)
Presiones admisibles		
- Situación Estática		
Tipo de Carga	Trapezoidal	
Carga Máxima (tonf/m2)	35,77	45,187
Carga Mínima (tonf/m2)	18,571	0
- Situación Sísmica		
Tipo de Carga	Trapezoidal	
Carga Máxima (tonf/m2)	44,631	64,745
Carga Mínima (tonf/m2)	3,96	0

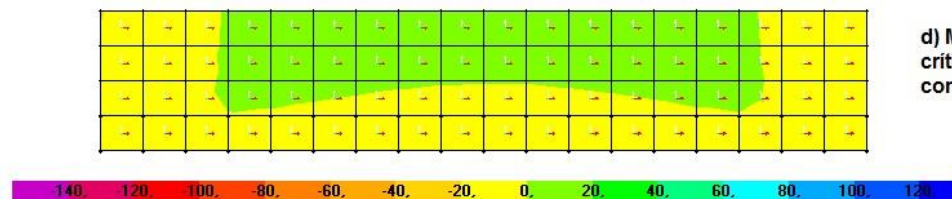
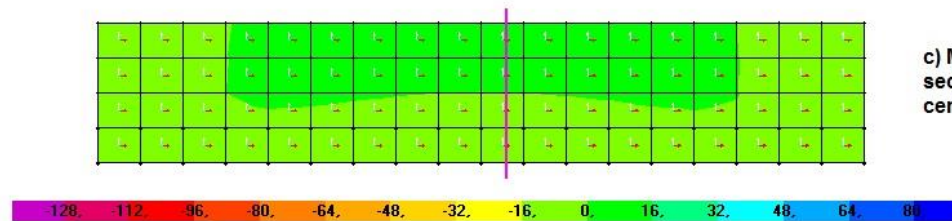
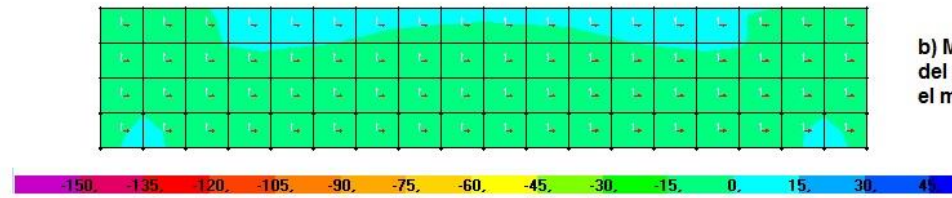
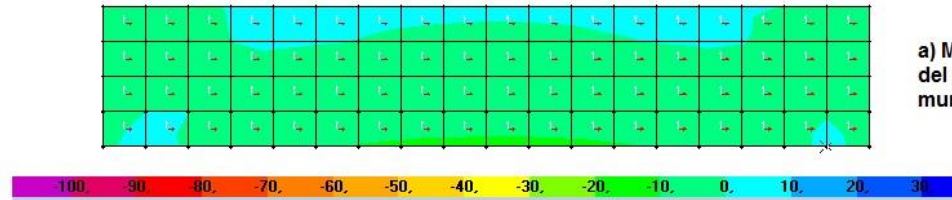
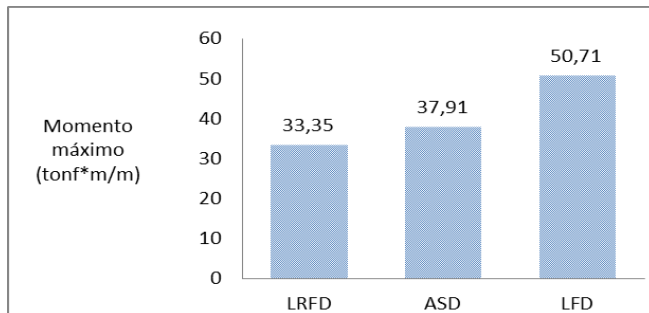
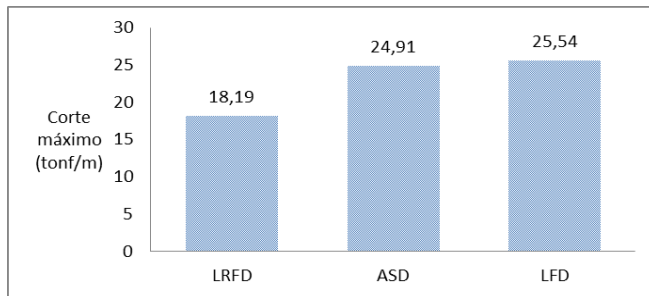
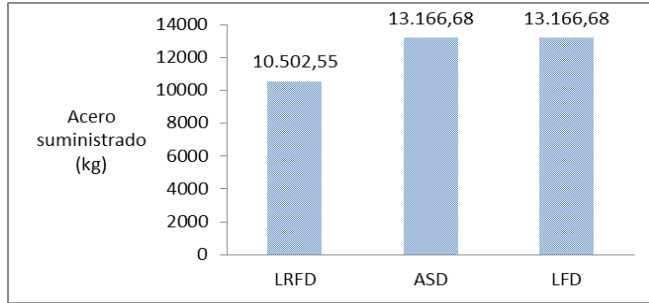
RESUMEN ZAPATA



RESUMEN MURO FRONTAL



RESUMEN MURO ESPALDAR



CEPAS / PILAS

Viga:

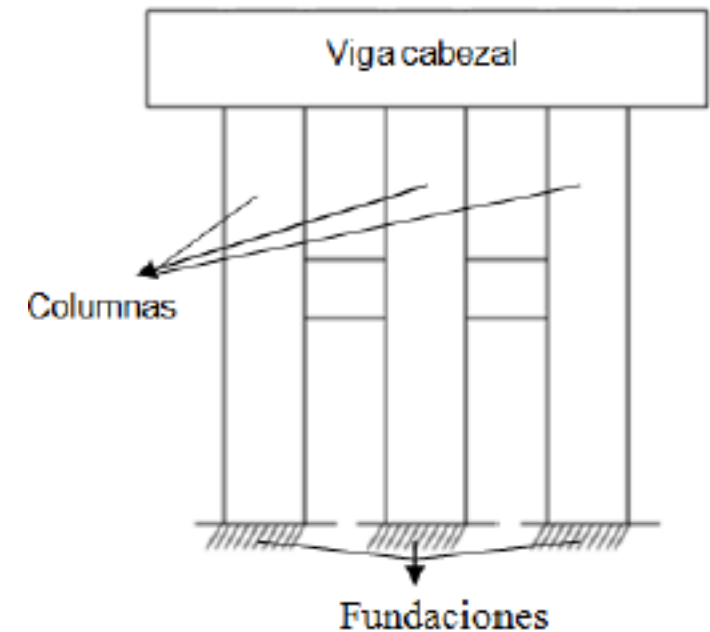
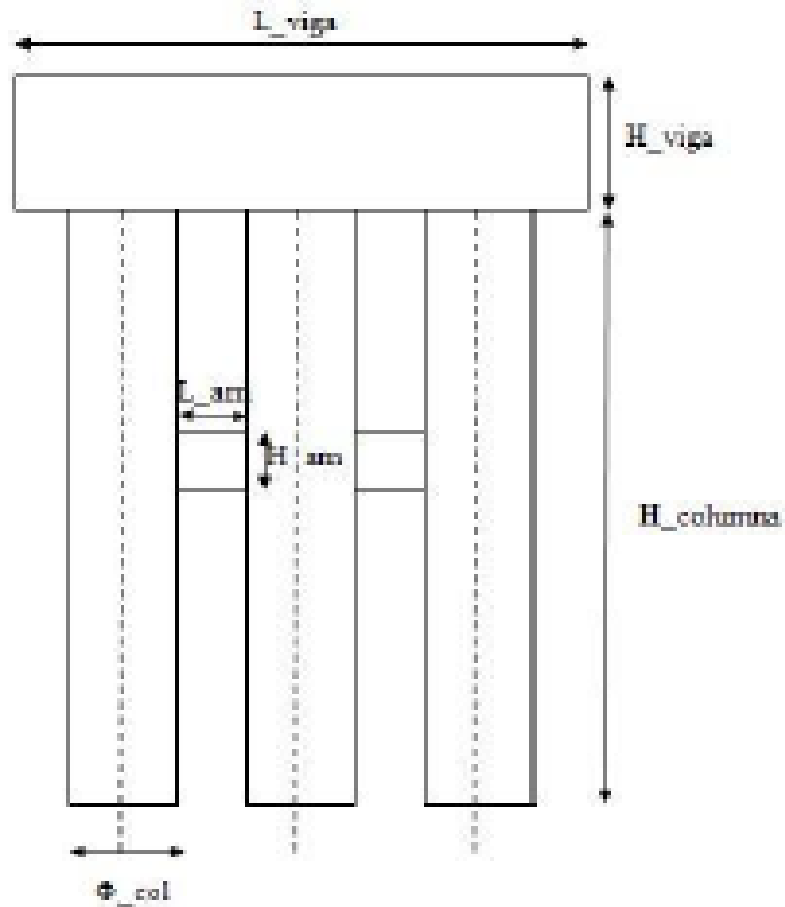
Largo (L_{viga})	950 cm
Ancho (a_{viga})	200 cm
Altura (H_{viga})	200 cm

Columna:

Diámetro (Φ_{col})	90 cm
Altura (H_{col})	705 cm

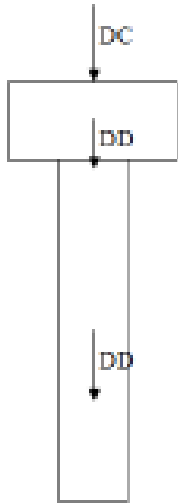
Viga amarre

Ancho (a_{am})	100 cm
Altura (H_{am})	100 cm
Largo (L_{am})	225 cm

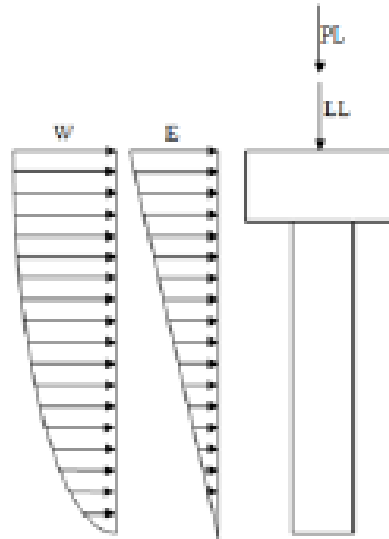


CEPAS / PILAS

Caso Estático



Caso dinámico



- Cargas estáticas: son cargas permanentes en la estructura.
 - DC: Cargas de peso propio de la superestructura
 - DD: Cargas de peso propio de la infraestructura
- Cargas dinámicas: son cargas que varían en el tiempo.
 - E: Carga de sismo
 - LL: Sobrecarga de uso
 - PL: Carga peatonal
 - W: Carga de viento

CEPAS / PILAS

Tabla 5-1 Comparación diseño a flexocompresión en columnas entre normas AASHTO LRFD y Standard

Flexocompresión	AASHTO LRFD	AASHTO Standard (LFD)
Factor de reducción a compresión (espiral)	$\phi = 0.75$	
Criterio de esbeltez	$\frac{k * l_u}{r} > 22$	
Módulo de elasticidad	$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d}$	
Factor de amplificación	$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_e}} \geq 1.0$	
Carga axial	$P_n = \phi * [0.85 * f'_c(Ag - Ast) + f_y * Ast]$	
Armadura longitudinal		
• Acero mínimo	$0.01 * Ag$	$0.01 * Ag$
• Acero máximo	$0.04 * Ag$	$0.06 * Ag$
Diámetro mínimo refuerzo	$\phi_{min} = 1.586 \text{ cm}$	<i>No considera</i>
Separación máxima refuerzo	$s_{max} = 8 \text{ pulg} = 20.32 \text{ cm}$	

Fuente: Elaboración propia

CEPAS / PILAS

Tabla 5-2 Comparación de diseño a corte en columnas entre normas AASHTO LFRD Y Standard

Corte	AASHTO LFRD	AASHTO Standard (LFD)
Factor de reducción de corte	$\phi_v = 0.8$	$\phi_v = 0.85$
Resistencia al corte nominal	$V_n = V_c + V_s$	
Resistencia al corte del hormigón	$V_c = 2 * \left(1 + \frac{P_u}{13.79 * A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b_w * d$	$V_c = 0.0316 * \beta * \sqrt{f'_c} * A_g$
Área de refuerzo	$A_v = \frac{s * V_s}{f_y * D_p}$	
Cuantía mínima	$\rho = 0.45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$	
Separación entre espiral <ul style="list-style-type: none"> • Mínima • Máxima 	<p style="text-align: center;"><i>No considera</i></p> <p>$s_{max} = 12 \text{ in} = 30.48 \text{ cm}$</p>	<p style="text-align: center;">$s_{min} = 1.0 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: center;"><i>No considera</i></p>
Resistencia al corte de refuerzo	$V_s = \frac{A_v * f_y * D_p}{s}$	

Fuente: Elaboración propia

CEPAS / PILAS

Tabla 5-3 Comparación diseño a flexión en vigas entre normas AASHTO LRFD Y Standard

Flexión	AASHTO LRFD	AASHTO Standard (LFD)
Factor de reducción a compresión (espiral)	$\phi = 0.9$	
Momento critico	$M_{cr} = \gamma_1 * \gamma_3 * f_r * S$	$M_{cr} = f_r * S$
Momento mínimo	$Mu_{min} = \min(1.2 * M_{cr}, 1.3 * Mu)$	
Acero mínimo	$As = 0.85 * b * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu_{min}}{0.85 * \phi_f * b * d^2 * f'_c}} \right)$	
Momento nominal	$M_n = As * \phi_f * f_y * \left(d - \frac{As * f_y}{0.85 * 2 * f'_c * b} \right)$	
Acero máximo	<i>No considera</i>	$\rho = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$ $As_{max} = 0.75 * \rho * b * h$
Recubrimiento mínimo	$rec = 1.0 \text{ in}$ $= 2.54 \text{ cm}$	$rec = 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm}$
Separación refuerzo <ul style="list-style-type: none"> • Mínimo • Máximo 	s_{min} $= 1.5 * \phi_{barra \text{ long}}$ $s_{max} = 18 \text{ in} = 45.72 \text{ cm}$	$s_{min} = 1.5 * \phi_{barra \text{ long}}$ <i>No considera</i>

Fuente: Elaboración propia

CEPAS / PILAS

Tabla 5-4 Comparación del diseño a corte de la viga entre normas AASHTO LRFD y Standard

Corte	AASHTO LRFD	AASHTO Standard (LFD)
Factor de reducción de corte	$\phi_v = 0.9$	$\phi_v = 0.85$
Cuantía acero de refuerzo en espiral	<i>No considera</i>	$\rho_w = \frac{A_s}{h}$
Resistencia al corte nominal	$V_n = V_c + V_s$	
Resistencia al corte del hormigón	$V_c = 0.0316 * \beta * \sqrt{f'c} * b * d$	$V_c = \min \left\{ \left(0.16 * \sqrt{f'c} + 17.2 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * d, 0.29 * \sqrt{f'c} * d \right\}$
Resistencia al corte del refuerzo	$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$	$V_s = \min \left\{ \frac{V_u}{\phi_v} - V_c, 8 * \sqrt{f'c} * b * d \right\}$
Acero mínimo	$A_{v_{min}} = 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$	<i>No considera</i>
Separación máxima entre estribo	$s_{max} = 0.8 * d$	$s_{max} = 25 \text{ cm}$

Fuente: Elaboración propia

CEPAS / PILAS

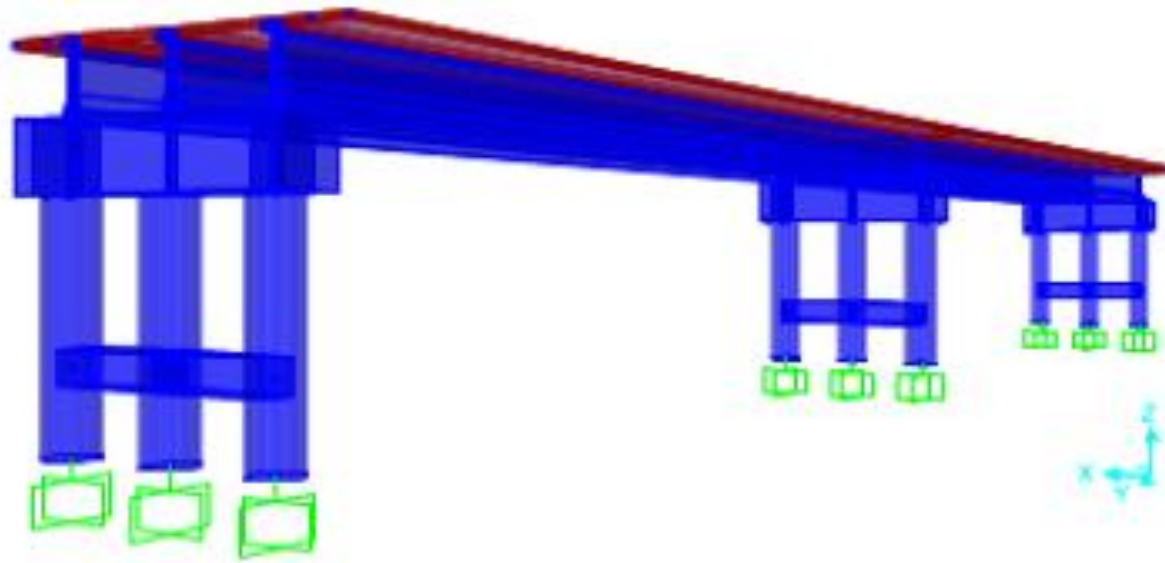


Tabla 6-1 Cargas actuantes en la cepa según norma AASHTO LRFD y Standard

Cargas actuantes en la Cepa	AASHTO LRFD (tonf)	AASHTO Standard (LFD) (tonf)	Incremento (%)
Cargas permanentes (D)	804.381	804.381	0 %
Cargas de peso propio (DC)	679.485	679.485	0
Cargas cepa (DD)	124.869	124.869	0
Viga cabezal	93.750	93.750	0
Columna	31.146	31.146	0
Cargas Móviles (LL)	116.098	120.463	4 %
Factor de presencia múltiple (Fpm)	0.65	0.75	15
Incremento de carga dinámica (IM)	1.330	1.303	2
Sobrecarga vehicular (Qc)	51.360	61.632	20
Carga faja (Qf)	20.997	10.512	100
Tandem de diseño (Qt)	35.975	-	-
Cargas Peatonales (PL)	5.877	7.685	24 %
Cargas sísmica (E)	Espectro de respuesta		

CEPAS / PILAS

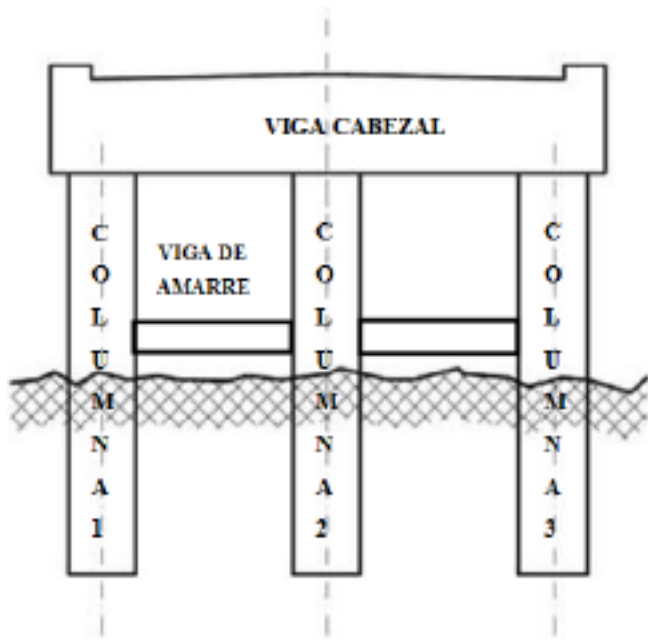


Figura 6.13 Elementos de la cepa enumerados

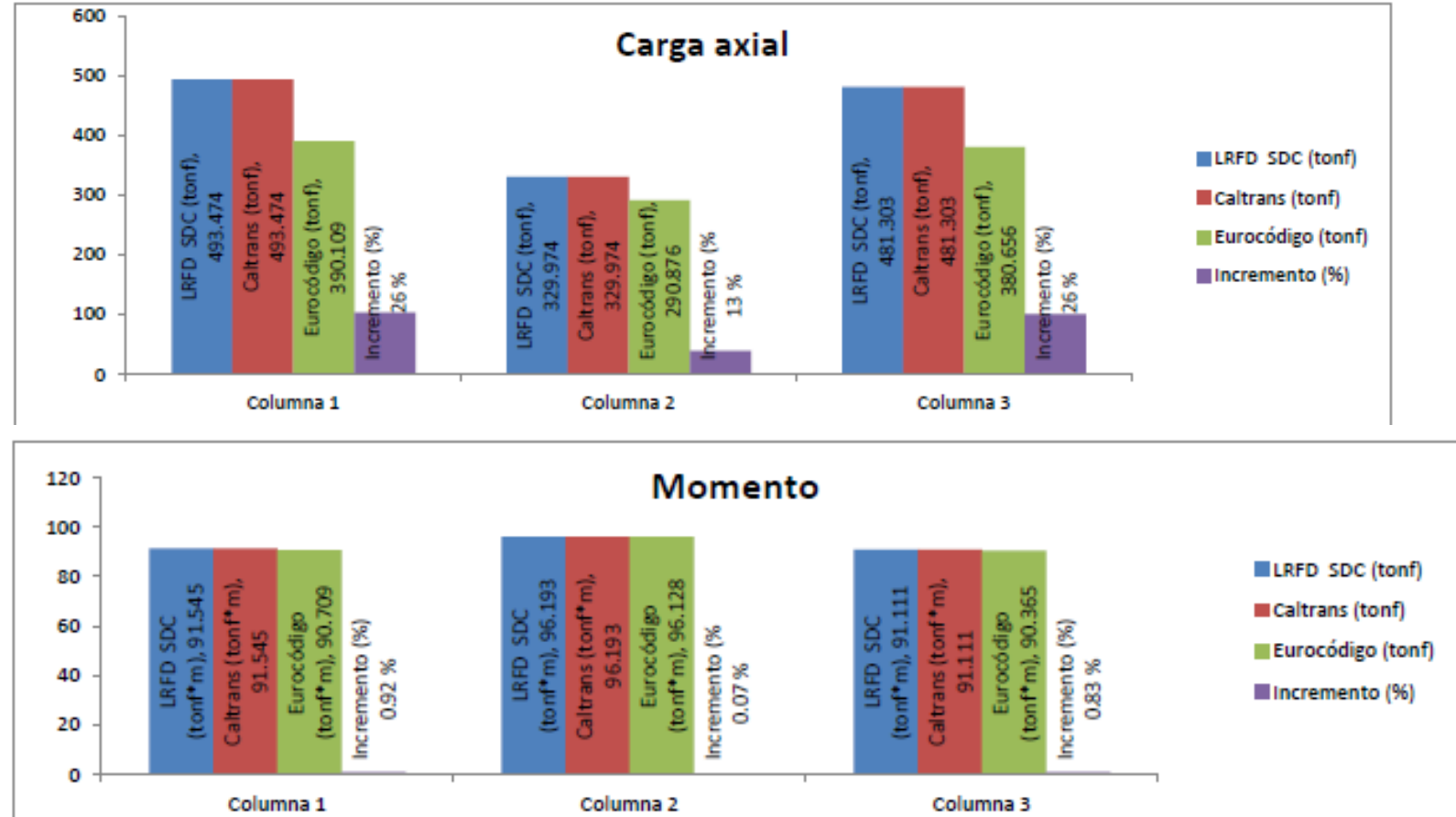


Figura 6.15 Incremento de momento en columnas.

CEPAS / PILAS

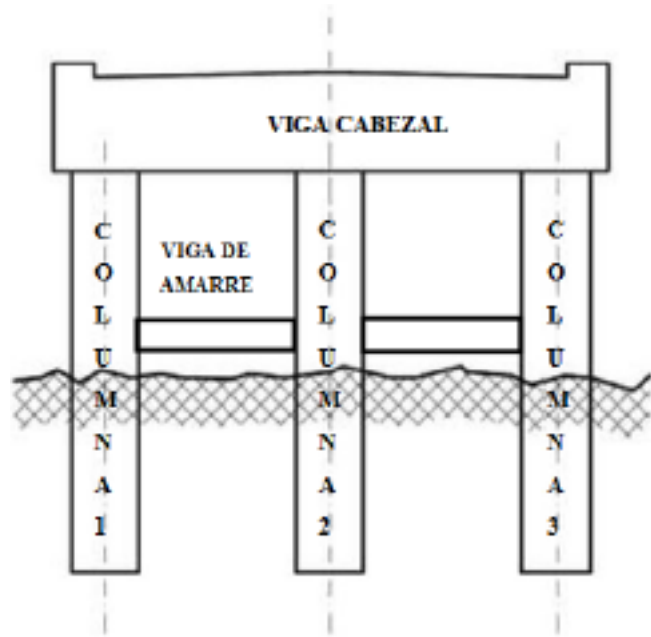


Figura 6.13 Elementos de la cepa enumerados

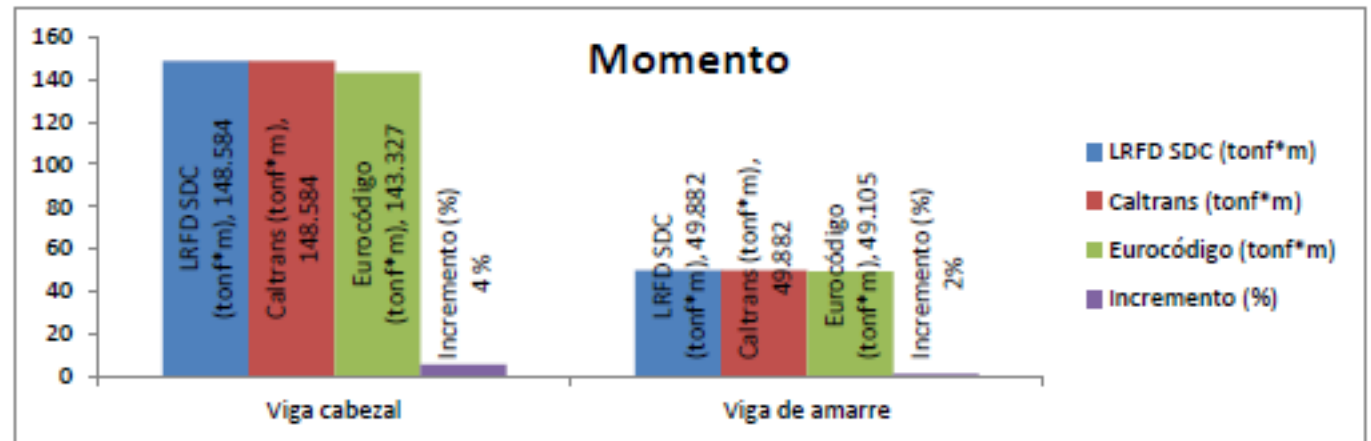
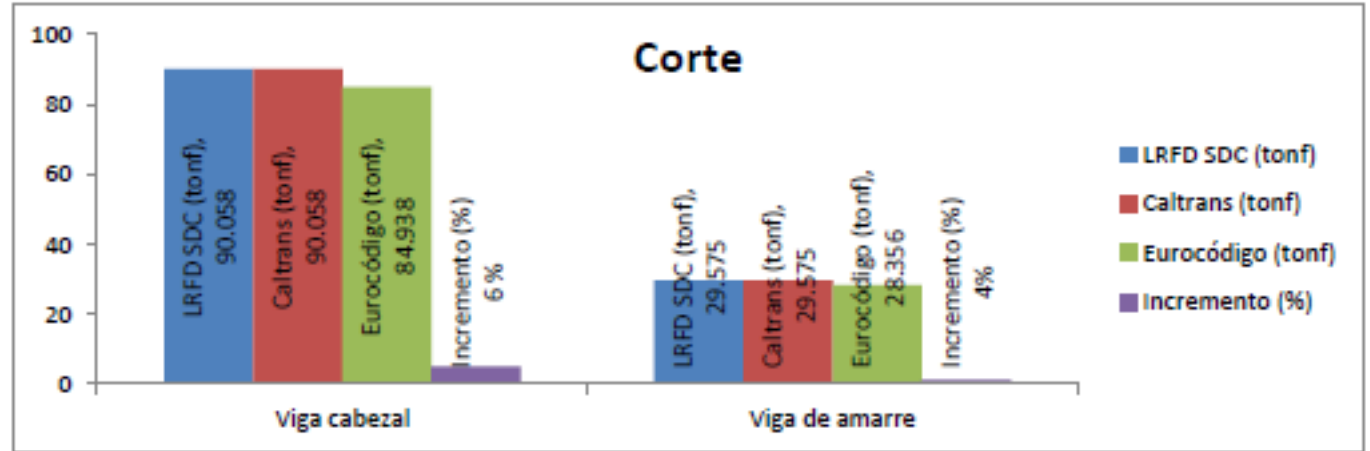


Figura 6.17 Incremento de momento en vigas.

CEPAS / PILAS

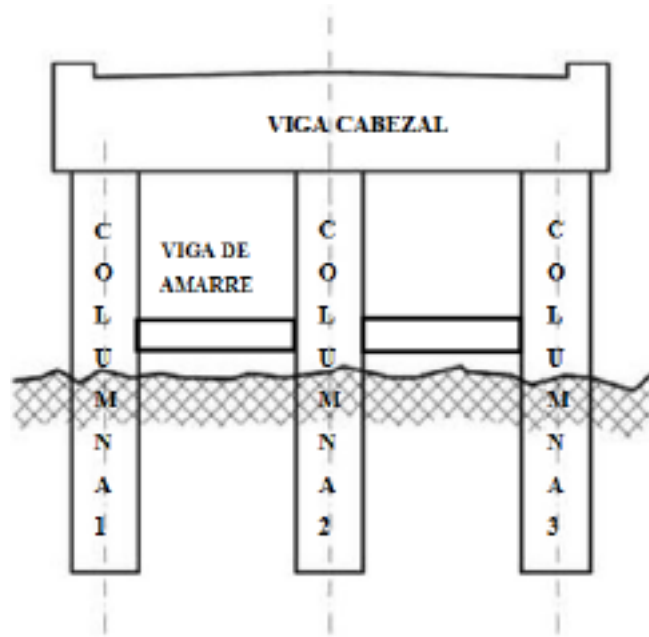


Figura 6.13 Elementos de la cepa enumerados

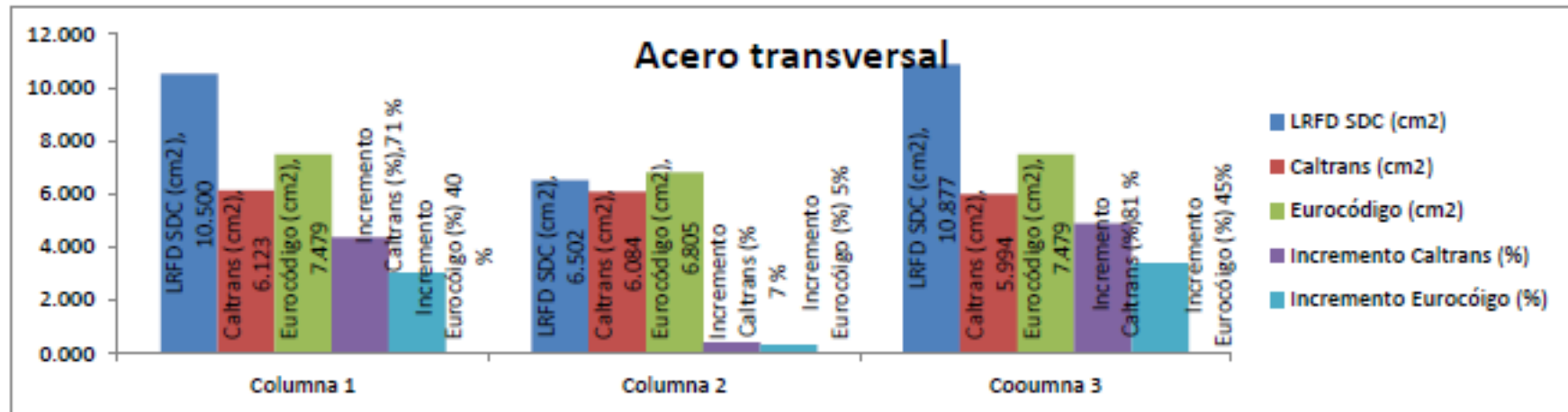
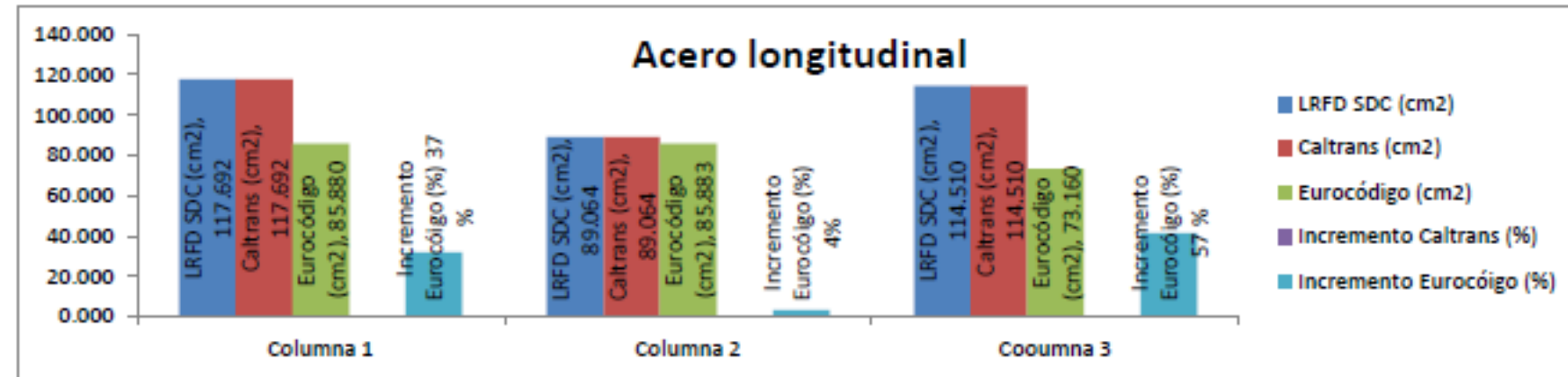


Figura 6.18 Incremento de acero longitudinal en columnas.