

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

Diseño de un puente con estructura de acero

ANEXOS

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Víctor Manuel Acevedo Laos

ASESOR: Luis Zegarra Ciquero

Lima, setiembre de 2015

ANEXO 1

AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL EMPUJE DEL SUELO

La AASTHO establece que, para muros ubicados en zonas con una aceleración pico A_g de 0.4g, no es necesario modificar los empujes laterales estáticos del suelo para incluir efectos dinámicos, siempre y cuando la licuefacción no produzca la falla del talud, ni el sismo produzca una falla del talud debido a la presencia de arcillas sensibles que pierdan resistencia debido al zarandeo producido. Por ello, no se amplificarán las presiones estáticas debido a efectos dinámicos.

Con respecto al tema, en el apéndice A11 de las especificaciones de la AASHTO se menciona:

“Incluso en 1970, Seed y Whitman (1970) concluyeron que muchos muros adecuadamente diseñados para presiones de tierra estáticas automáticamente serán capaces de resistir movimientos sísmicos de tierra de magnitudes sustanciales y, en muchos casos, no se necesitan consideraciones sísmicas especiales. Seed y Whitman indicaron que esta afirmación aplicaba para (...) aceleraciones pico de 0.25g. Más recientemente, Bray y otros (2010) y Lew y otros (2010) indicaron que el incremento de la presión lateral de la tierra debido a movimientos sísmicos era insignificante para aceleraciones pico de 0.3g a 0.4g o menos, indicando que los muros diseñados para resistir cargas estáticas (...) iban a tener una estabilidad adecuada para el caso de carga sísmica (...).” (AASHTO, 2012. Pág. 11-109)

La AASHTO además explica algunas de las numerosas experiencias reales que permiten avalar estas afirmaciones:

“Considerando el terremoto de San Fernando de 1971, Clough y Frigaszy (1977) (...) encontraron que no se observó ningún daño cuando las aceleraciones pico en las estructuras era menor a 0.5g. (...) Ellos notaron que las estructuras no fueron explícitamente diseñadas para resistir cargas sísmicas. Gazetas y otros (2004) observaron que los muros de semigravedad en voladizo con poca sobrecarga en el terreno expuestos al terremoto de Atenas de 1999 tuvieron un buen

comportamiento para aceleraciones pico de justo por debajo de 0.5g, incluso cuando los muros no fueron diseñados para resistir cargas sísmicas. Lew y otros (1995) hicieron observaciones similares (...) en el terremoto de Northridge de 1994 y Tatsuoka (2010) de forma similar observó un buen comportamiento de los muros de gravedad con tierra mecánicamente estabilizada en el terremoto de Kobe de 1995. (...) Sin embargo, ha habido fallas de muros notables en terremotos pasados. (...) En la mayoría de estos casos, la causa de la falla se debió a una significativa licuefacción del suelo.” (AASHTO, 2012. Pág. 11-109)

Por último, la AASHTO menciona que el límite de 0.4g proviene de las observaciones en modelos de laboratorio y de las situaciones a escala real:

“El límite de 0.4g (...) representa un compromiso razonable entre las observaciones de modelos de laboratorio y situaciones a escala completa (los modelos de laboratorio indican que las presiones sísmicas de tierra son muy bajas, por debajo de 0.4g, y los muros en terremotos reales empiezan a tener problemas serios cuando la aceleración es mayor a 0.5g y los muros no han sido diseñados para las cargas de sismo”. (AASHTO, 2012. Pág. 11-110)

ANEXO 2

LOSA DE APROXIMACIÓN

La losa de aproximación se modelará en el programa SAP2000. La superficie apoyada sobre el suelo se modelará apoyada sobre resortes, mientras que el punto de contacto entre la losa y el estribo se modelará como un apoyo fijo articulado (ver Figura A1).

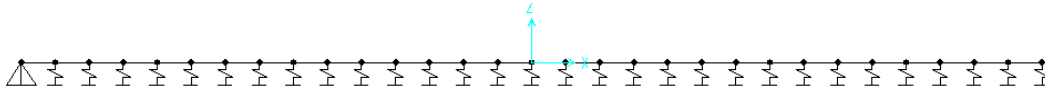


Figura A1. Modelamiento de la losa de aproximación en SAP2000

Se realizará el análisis en una dirección, considerando un ancho efectivo de losa que soportará las cargas provenientes del camión o tándem de diseño. La AASHTO permite calcular este ancho efectivo con la siguiente ecuación:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

(Ec. 4.6.2.3-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

E = Ancho equivalente (mm)

L_1 = Luz modificada, el menor de la luz ó 18000 mm

W_1 = Ancho modificado, el menor del ancho ó 18000 mm para varias líneas de carga ó 9000 mm para una línea de carga

W = Ancho real del puente (mm)

N_L = Número de líneas de carga

Se colocará además un acero inferior de repartición transversal, que se calcula como un porcentaje del acero principal calculado para momento positivo. Este acero permitirá que las cargas se repartan uniformemente en el ancho efectivo calculado, y tomará el momento flector en el eje secundario. El artículo 9.7.3.2 de las especificaciones de la AASHTO establece que el porcentaje de acero positivo principal que se utilizará como acero de repartición transversal, se calculará mediante la ecuación:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Donde:

L = Longitud de la losa (mm)

La losa de aproximación tendrá un ancho de 21.6 m, una longitud de 3 m y un espesor de 25 cm (Ver Figura A2).

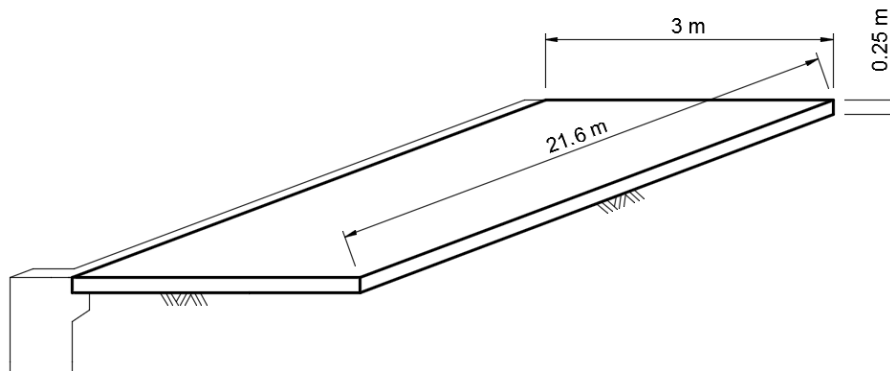


Figura A2. Dimensiones de la losa de aproximación

$$L_1 = 3000 \text{ mm}$$

$$W_1 = 18000 \text{ mm}$$

$$W = 21600 \text{ mm}$$

$$N_L = 4$$

Entonces:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{3000 \times 18000} \leq \frac{21600}{4}$$

$$E = 2982 \text{ mm} \leq 5400 \text{ mm}$$

Modelaremos la losa de aproximación en SAP2000, considerando un módulo de balasto del suelo de 12 kg/cm³. Se le aplicarán las cargas del camión y del tándem HL-93 para tomar las solicitaciones más desfavorables.

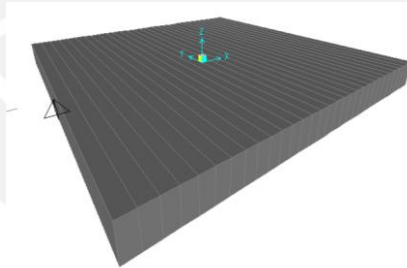


Figura A3. Modelo de la losa de aproximación

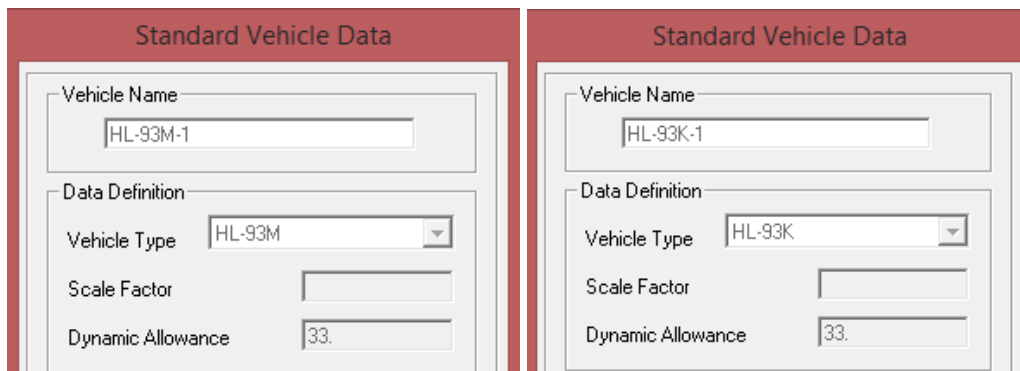


Figura A4. Asignación de cargas vehiculares HL-93. La terminación "M" se refiere a "Tándem", mientras que "K" se refiere a camión.

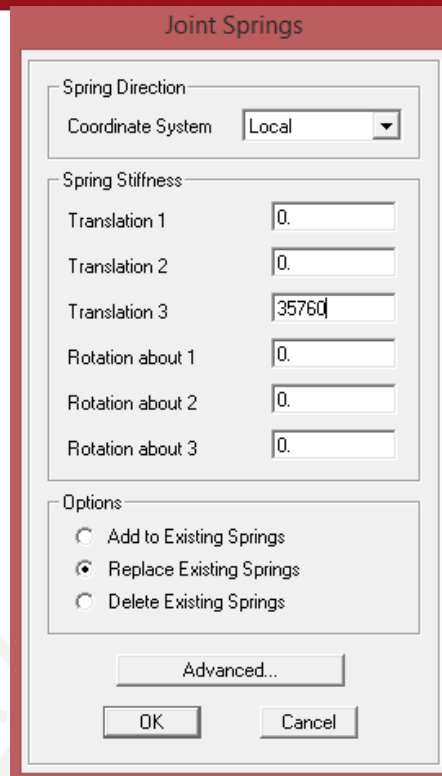


Figura A5. Asignación de resortes en los puntos a lo largo de la losa. Como se ha dividido el elemento en tramos de 10 cm, cada punto tiene un área de influencia de 298 cm x 10 cm, por lo cual la rigidez asignada es de $12 \times 298 \times 10 = 35760$ kg/cm.

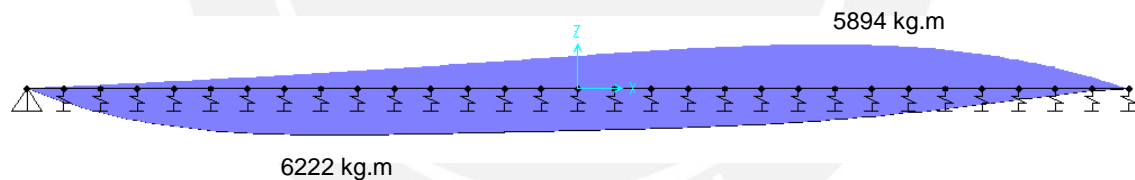


Figura A6. Envoltura de momentos debido al camión de diseño.

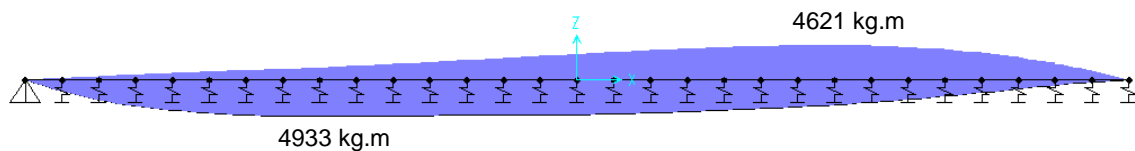


Figura A7. Envoltura de momentos debido al tándem de diseño.

A partir de las Figuras A6 y A7, comprobamos que el camión de diseño es el más desfavorable, por lo cual utilizaremos al camión para el diseño de la losa. Hallamos las solicitaciones considerando la combinación de carga para el estado límite de resistencia I:

Resistencia I: 1.25DC + 1.75LL

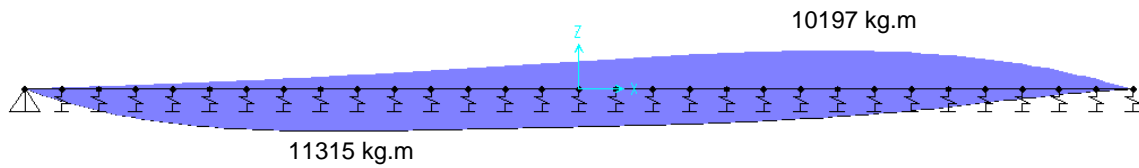


Figura A8. Envolvente de momentos para el estado límite de Resistencia I.

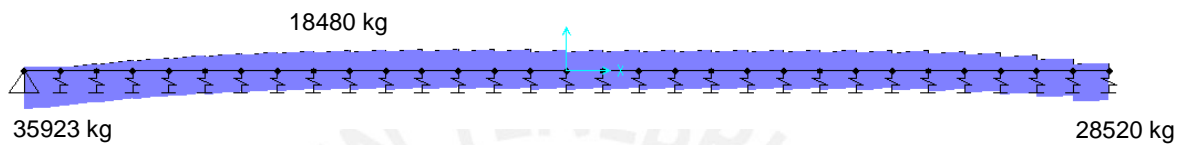


Figura A9. Envolvente de cortante para el estado límite de Resistencia I.

- Diseño por flexión

- Acero mínimo:

$$A_s \geq \frac{760 \times 25 \times 300}{2(25 + 300) \times 4200} = 2.09 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 3/8" @ 250 \text{ mm}$$

- Acero inferior

$$M_u = 11315 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 19 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 298 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 16.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2" @ 200 \text{ mm (cara inferior)}$$

- Acero superior

$$M_u = 10197 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 19 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 298 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 15.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2" @ 250 \text{ mm (cara superior)}$$

- Acero de repartición transversal

$$\frac{1750}{\sqrt{3000}} = 31.95\% \leq 50\%$$

$$A_s = 0.3195 \times (16.3/2.98) = 1.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 3/8" @ 250 \text{ mm (acero mínimo)}$$

- Verificación por cortante

$$V_u = 35923 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 298 \times 19 = 39138 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

- Conexión losa – estribo

Como se muestra en la Figura A10, se colocarán barras de acero en la unión losa – estribo, los cuales tomarán el cortante producido por las cargas de frenado mediante corte - fricción. Se calculará la carga de frenado debido a un tándem de diseño, y esta carga se supondrá actuando en el ancho efectivo E previamente hallado.

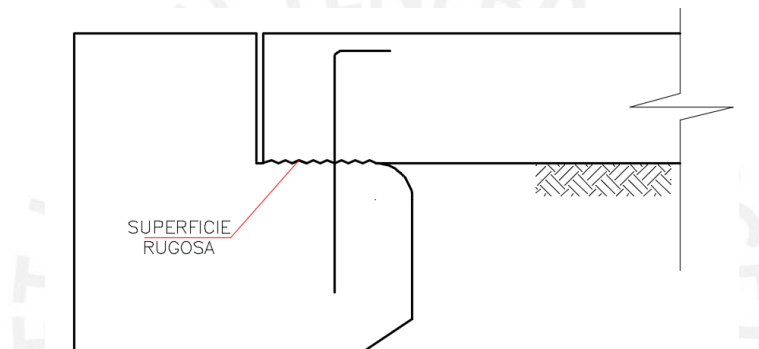


Figura A10. Unión Losa - Estribo

Carga de frenado para un tándem de diseño:

$$F_{BR} = 0.25(11200 \times 2) = 5600 \text{ kg}$$

Considerando barras de 1/2" @ 30 cm:

$$A_{vf} = \left(\frac{2.98}{0.30} \right) \times 1.29 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 12.8 \times 4200 = 29030 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

ANEXO 3

MURO DE CONTENCIÓN A LO LARGO DEL BY PASS

Se mostrará el diseño del primer tramo del muro de contención, cuya geometría se muestra en la Figura A10. Esta figura ha sido dividida en 6 elementos (enumerados del 1 al 7) para poder tabular los cálculos de estabilidad del muro. Se analizará 1 m de longitud de muro.

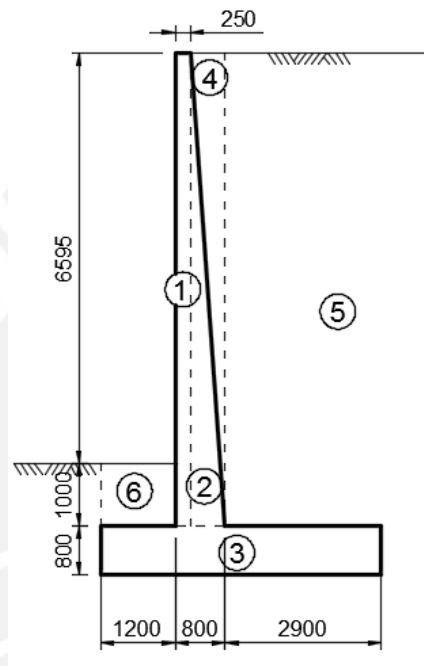


Figura A10. Geometría del muro.

- Empujes actuantes en el muro:

- Empuje Activo:

$$E_A = \frac{k_a \gamma_{suelo} (H)^2}{2} = \frac{0.33 \times 1900 \times 8.395^2}{2} = 22094 \text{ kg}$$

- Sobrecarga:

$$s/c = 0.61 \times 1900 = 1159 \text{ kg/m}^2$$

A3.1. Estabilidad del muro

Se considerarán las combinaciones de carga de la Tabla A1.

Tabla A1. Combinaciones de carga para el análisis de la estabilidad del muro.

	Estado Límite	Combinación de carga
Volteo	Resistencia I	0.9DC + 1.0EV + 1.5EH+1.75BR+1.75LS
Capacidad portante del suelo	Resistencia I	1.25DC+1.35EV+1.5EH+1.75BR+1.75LS
Deslizamiento	Resistencia I	0.9DC+1.0EV+1.5EH+1.75BR+1.75LS
Donde:		
DC: Carga Muerta		BR: Carga de frenado
EV: Empuje Vertical del suelo		LS: Carga viva superficial
EH: Empuje Horizontal del suelo		EQ : Carga de sismo

A3.2. Resistencia al volteo

Tabla A2. Cargas verticales para el estado límite de resistencia I, para volteo.

Pesos propios						
Elemento	Vol (m³)	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	1.90	4557	0.9	4101	-0.93	-3794
2	2.089	5013	0.9	4511	-0.62	-2782
3	3.92	9408	0.9	8467	0	0
4	2.089	3968	1	3968	-0.43	-1720
5	22.03	41848	1	41848	1	41848
6	1.2	2280	1	2280	-1.65	-3762
			TOT:	65177	TOT:	26819

* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

Tabla A3. Cargas horizontales para el estado límite de resistencia I, para volteo.

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
E_A	22094	1.5	33141	2.80	-92741
$E_{S/c}$	3210	1.75	5617	4.20	-23576
			TOT:	38758	TOT:
					-116317

* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

Carga vertical factorizada resultante: 65177 kg

Momento factorizado resultante: 26819 – 116317 = -89498 kg.m

$$e = \frac{89498}{65177} = 1.37 = \frac{B}{3.6} \rightarrow OK$$

A3.3. Capacidad portante del suelo

$$\sigma_{max} = 4 \times 3 \times 0.55 = 6.6 \text{ kg/cm}^2$$

.Tabla A4. Cargas verticales para el estado límite de Resistencia I, para capacidad del suelo.

Pesos propios						
Elemento	Vol (m³)	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	1.90	4557	1.25	5696	-0.93	-5269
2	2.089	5013	1.25	6266	-0.62	-3864
3	3.92	9408	1.25	11760	0	0
4	2.089	3968	1.35	5357	-0.43	-2322
5	22.03	41848	1.35	56495	1	56495
6	1.2	2280	1.35	3078	-1.65	-5079
Sobrecarga sobre la superficie del relleno						
s/c		3360	1.75	5880	1	5880
			TOT:	94532	TOT:	41762

* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

Cargas horizontales:

Momento factorizado = -116317 kg.m (previamente hallado, Tabla A3)

Carga factorizada resultante: 94532 kg

Momento factorizado resultante: 41762 – 116317 = -74554 kg.m

$$e = \frac{74554}{94532} = 0.789 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{94.53}{4.9 - 2 \times 0.789} = 28.5 \text{ ton/m}^2 < 66 \text{ ton/m}^2 \rightarrow OK$$

A3.4. Deslizamiento

- Cargas horizontales:

De la tabla A3: Carga factorizada horizontal total = 38758 kg

- Cargas verticales:

De la tabla A2: Carga factorizada vertical total = 65177 kg

$$R_{\tau} = 0.55 \times 65177 = 35847 \text{ kg}$$

- Empujen pasivo:

$$R_{ep} = \frac{k_p \gamma_{suelo} (h)^2}{2} = \frac{3 \times 1900 \times (1 + 0.8)^2}{2} = 9234 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep} = 0.8 \times 35847 + 0.5 \times 9234 = 33295 \text{ kg} < 38758 \rightarrow \text{NO PASA}$$

Considerando una cuña de 0.90 m:

$$R_{ep} = \frac{k_p \gamma_{suelo} (h)^2}{2} = \frac{3 \times 1900 \times (1 + 0.8 + 0.9)^2}{2} = 20776 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep} = 0.8 \times 35847 + 0.5 \times 20776 = 39066 \text{ kg} > 38758 \rightarrow \text{OK}$$

→ Se considerará una cuña de 0.9 m de profundidad.

A3.5. Diseño del muro

A3.5.1. Acero mínimo

$$A_s \geq \frac{760 \times 759.5 \times 80}{2(759.5 + 80)4200} = 6.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 300 \text{ mm}$$

A3.5.2. Diseño por flexión

$$E_A = \frac{0.33 \times 1900 \times 7.595^2}{2} = 18084 \text{ kg} , \quad \text{Brazo} = \frac{7.595}{3} = 2.53 \text{ m}$$

$$E_{s/c} = 0.33 \times 1159 \times 7.595 = 2905 \text{ kg} , \quad \text{Brazo} = \frac{7.595}{2} = 3.80 \text{ m}$$

$$M_u = 1.5 \times 18084 \times 2.53 + 1.75 \times 2905 \times 3.80 = 87950 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 74 \text{ cm} \\ f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 33.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1" @ 300 + 1\phi 1" @ 300 \text{ (cara tierra)}$$

A3.5.3. Verificación por cortante

$$V_u = 20989 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 74 = 51150 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

A3.6. Diseño de la punta

A3.6.1. Acero mínimo

$$A_s \geq \frac{760 \times 490 \times 80}{2(490 + 80)4200} = 6.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 250 \text{ mm}$$

A3.6.2. Diseño por flexión

Carga factorizada resultante: 94532 kg

Momento factorizado resultante: -74554 kg.m

$$e = \frac{74554}{94532} = 0.789 \text{ m}$$

Ancho efectivo de zapata:

$$B' = 4.9 - 2 \times 0.789 = 3.32 \text{ m}$$

Distribución uniforme de esfuerzo:

$$\frac{94532}{3.32 \times 1} = 28473 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre la punta:

$$w_{pp} = 2400 \times 1 \times 0.8 = 1920 \text{ kg/m}$$

$$w_{suelo} = 1900 \times 1 \times 1 = 1900 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 28473 - 1920 \times 0.9 - 1900 \times 1.0 = 24823 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 24823 \times 1.2 \times 1.2 / 2 = 17872 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 70 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 6.83 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 25 \text{ (cara inferior)}$$

A3.6.3. Verificación por cortante

$$V_u = 24823 \times 1.2 = 29788 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 70 = 48387 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

A3.7. Diseño del talón

A3.7.1. Diseño por flexión

$$w_{pp} = 2400 \times 1 \times 0.8 = 1920 \text{ kg/m}$$

$$w_{suelo} = 1900 \times 7.595 \times 1 = 14430 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.25(1920 \times 2.9^2 / 2) + 1.35(14430 \times 2.9^2 / 2) - 28473 \times (3.32 - 2)^2 / 2 = 67202 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 74 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 25.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1" @ 20 \text{ (cara sup)}$$

A3.7.2. Verificación por cortante

$$V_u = 1.25(1920 \times 2.9) + 1.35(14430 \times 2.9) - 28473 \times 1.32 = 25870 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 51152 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

A3.8. Diseño de la cuña

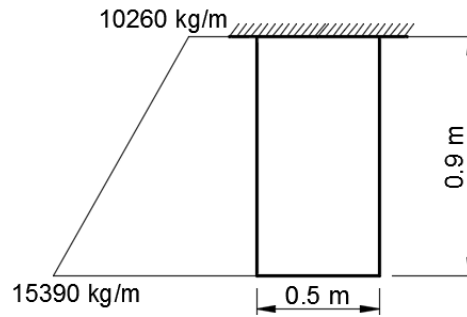


Figura 44. Cargas actuantes en la cuña.

- Diseño por flexión

$$M_u = 5540 \text{ kg.m}$$

Se le colocará el acero de 5/8" cada 30 cm, proveniente de la cara exterior del muro.

- Área total de acero: $A_s = \left(\frac{100}{30}\right) (2) = 6.67 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo: $d = 44 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 1.57 \text{ cm}$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 10895 \text{ kg.m} > M_u \rightarrow OK$$

- Verificación por cortante:

$$V_u = 9512 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 44 = 30414 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$