



DISEÑO ESTRUCTURAL MURO KM 1+400 VÍA LA USA - CAICEDO

MEMORIAS DE CÁLCULO

**DEACIVIL S.A.S
MEDELLÍN, OCTUBRE DEL 2022**

Elaborado por:	Fecha de revisión	Custodia documento original
Nombre: Daniel Eduardo Arias	04/10/2022	Oficinas de DEACIVIL SAS.
Firma: 		

Proyecto: Diseñador: DEACIVIL S.A.S Muro: Muro de contención Descripción: k1+400 Cliente: Fecha: 30/09/2022

INFORMACIÓN DE GEOMETRÍA

Altura de vástago	H=	3,35	m	
Espesor parte superior vástago	T _{top} =	0,30	m	
Espesor en parte inferior vástago	T _{bot} =	0,30	m	
Ancho de zapata	B=	2,30	m	
Espesor de la zapata	T _F =	0,40	m	
Distancia de la puntera	S=	0,30	m	
Altura de relleno sobre la puntera	H _{rt} =	0,30	m	
Empotramiento mínimo de la zapata	H _{rt} +T _F =	0,70	m	
Altura de New Jersey	H _B =	0,00	m	
Distancia a la sobrecarga Vertical	R=	0,30	m	
Altura de la sobrecarga viva	h _{sur} =	0,60	m	CCP14 Tabla 3.11.6.4.2
Carga de colisión del vehículo	P _{CT} =	0,00	kN	CCP14 Tabla A13.2-1
Distribución de carga de colisión	L _t =	1070,00	m	CCP14 Tabla A13.2-1
Altura de aplicación de carga de colisión	h _{ct} =	0,00	m	
Altura de llave	d _{key} =	0,30	m	
Ancho de la llave	T _{key} =	0,30	m	
Dist. Punta de zapata a llave de corte	X _{key} =	1,38	m	
Altura total del muro	H+T _F	3,75	m	

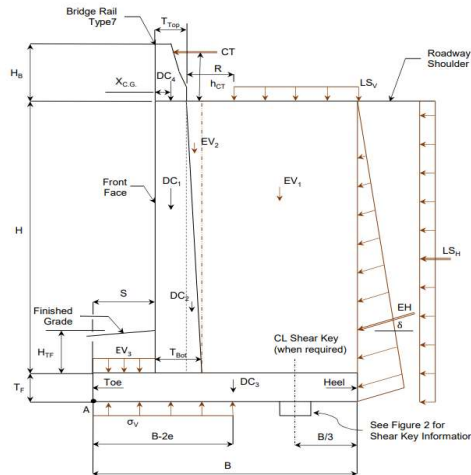


Imagen de referencia

Figure 1 - Typical Section

La estabilidad de la estructura de contención se evalúa para los siguientes condiciones

1. Excentricidad
2. Deslizamiento
3. Capacidad de soporte

PROPIEDADES DE MATERIALES

Suelo de relleno:

Peso unitario del suelo	γ_s =	19,00	kN/m ³	
Angulo de fricción	ϕ =	30,00	deg	
Angulo de fricción suelo estructura	$\delta=2/3\phi$ =	20,00	deg	
Angulo de inclinación del relleno	β =	0,00	deg	
Angulo de la cara trasera del muro	θ =	90,00	deg	
Coefficiente de presión lateral activa	K _a =	0,30	(Coulomb)	CCP14 eq 3.11.5.3-1

Suelo de fundación: para capacidad y deslizamiento

Resistencia nominal del suelo	q _n	390,00	kPa	
Peso unitario del suelo	γ_{sf} =	16,00	kN/m ³	
Angulo de fricción (Fundación)	ϕ_f =	22,00	deg	
Angulo de fricción suelo estructura	$\delta_f=2/3\phi_f$ =	14,67	deg	
Coefficiente de deslizamiento nominal del suelo	$\mu_n=\tan \phi_f$ =	0,40	adm	CCP14 Art 10.6.3.4
Coefficiente de presión lateral pasiva	K _p =	5,61		CCP14 fig 3.11.5.4-1

Concreto:

Resistencia a la compresión	$f_c =$	21,00	MPa
Peso unitario del concreto	$\gamma_c =$	24,00	kN/m ³

Barrera:

Peso de la barrera	$W_b =$	0,00	kN
Centro de gravedad desde cara externa del muro	$X_{cg} =$	0,00	m

FACTORES DE RESISTENCIA

Soporte	$\phi_b =$	0,55	CCP14 Tabla 11.5.7-1
Deslizamiento	$\phi_T =$	0,80	CCP14 Tabla 11.5.7-1
Presión pasiva	$\phi_{ep} =$	0,50	CCP14 Tabla 10.5.5.2.2-1
Evento extremo	$\phi_{EE} =$	1,00	CCP14 Art 11.5.8

CARGAS APLICADAS

DC: Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales

EH: Empuje horizontal de suelo

EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

CT: Fuerza de colisión vehicular

LS: Sobrecarga de carga viva

EQ: Carga sísmica

Fuerza sísmica

Coefficiente F_{PGA}	$F_{PGA} =$	1,3	adm	CCP14 Tabla 3.10.3.2-1
Coefficiente PGA	$PGA =$	0,25	adm	CCP14 Fig 3.10.2.1-1
Coefficiente de aceleración sísmica horizontal	$k_h =$	0,1625	adm	CCP14 Art 11.6.5.2.1
Coefficiente de aceleración sísmica horizontal	$k_v =$	0	adm	CCP14 Art 11.6.5.2.1
Para Análisis MO	$\theta_{MO} =$	9,23	deg	CCP14 eq 11.6.5.3-1
Coefficiente de presión sísmica activa de suelo	$K_{AE} =$	0,42	adm	CCP14 A11.3.1-1
Empuje dinámico horizontal activo	$P_{AE} =$	55,86	kN	CCP14 eq 11.6.5.3-2
Empuje horizontal del suelo	$EH =$	39,72	kN	CCP14 Art 3.11.5.1
Diferencia entre empujes	$\Delta P_{AE} = P_{AE} - EH =$	16,14	kN	
Fuerza inercial horizontal	$P_{IR} =$	25,09	kN	CCP14 eq 11.6.5.1-1
Fuerza sísmica	$EQ = \text{Max}(\Delta P_{AE} + 0.5 P_{IR}; 0.5 \text{Max}(\Delta P_{AE}; EH) + P_{IR}) =$	44,95	kN	CCP14 Art 11.6.5.1

Cargas verticales y momentos				
Tipo	Descripción	V (kN)	d (m)	MV(kN-m)
DC1	Carga muerta del vástago	24,12	0,45	10,85
DC2	Carga muerta del vástago	0,00	0,60	0,00
DC3	Carga muerta de zapata	22,08	1,15	25,39
DC4	Carga muerta de barrera	0,00	0,00	0,00
EV1	Presión vertical de relleno en el talón	108,21	1,45	156,90
EV2	Presión vertical de relleno en el talón	0,00	0,60	0,00
EV3	Presión vertical de relleno en la puntera	1,71	0,15	0,26
EHv	Componente vertical de la presión suelo	13,58	2,30	31,25
LSv	Componente vertical sobrecarga de carga viva	15,96	1,60	25,54

Cargas horizontales y momentos				
Tipo	Descripción	H(kN)	d(m)	MH(kN-m)
EHh	Componente horizontal de la presión suelo	37,32	1,25	46,65
LSH	Componente horizontal sobrecarga de carga viva	12,71	1,88	23,83
CT	Carga de colisión vehicular	0,00	3,75	0,00
EQ	Fuerza sísmica	44,95	1,88	84,28

COMBINACIONES DE CARGA

Carga total mayorada

Fuerza interna

Modificaciones de carga:

Ductilidad

Redundancia

Importancia operacional

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

$$Q_i$$

$$\eta_D = 1,00$$

$$\eta_R = 1,00$$

$$\eta_I = 1,00$$

CCP14 eq 3.4.1-1

CCP14 Art 1.3.3

CCP14 Art 1.3.4

CCP14 Art 1.3.5

Factores de carga

Combinación de carga	γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{LS_V}	γ_{LS_H}	γ_{EH}	γ_{CT}	EQ	Aplicación
Resistencia Ia	0,90	1,00	-	1,75	1,50	-	-	Exc y Desl
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	1,75	1,50	-	-	Cap - Dis
Resistencia IV	1,50	1,35	-	-	1,50	-	-	Cap
Ev Extremo Ia	0,90	1,00	-	-	-	-	1,00	Exc y Desl
Ev Extremo Ib	1,25	1,35	-	0,50	-	-	1,00	Cap
Ev Extremo IIa	0,90	1,00	-	-	-	1,00	-	Exc y Desl
Ev Extremo IIb	1,25	1,35	-	-	-	1,00	-	Cap
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	Grietas

CCP14 Tabla 3.4.1-1

Resumen de grupos de carga mayoradas

Combinación de carga	V (kN)	MV(kN-m)	H(kN)	MH(kN-m)
Resistencia Ia	151,50	189,78	78,23	111,69
Resistencia Ib	254,44	349,02	78,23	111,69
Resistencia IV	238,06	313,39	55,99	69,98
Ev Extremo Ia	151,50	189,78	44,95	84,28
Ev Extremo Ib	206,14	257,47	51,31	96,20
Ev Extremo IIa	151,50	189,78	0,00	0,00
Ev Extremo IIb	206,14	257,47	0,00	0,00
Servicio I	185,66	250,18	50,03	70,49

V: Fuerzas verticales mayoradas

H: Fuerzas horizontales mayoradas

MV: Momento debido a cargas verticales

MH: Momento debido a cargas horizontales

ESTABILIDAD

Chequeo de excentricidad: Vuelco

Límite de excentricidad - Estado límite de resistencia

$$e_{max} = B/3 =$$

0,77

m

CCP14 Art 11.6.3.3

Límite de excentricidad - Estado límite de evento extremo

$$e_{max} = 2B/5 =$$

0,92

m

CCP14 Art 11.6.5.1

Cálculo de Excentricidad

$$e = B/2 - (MV - MH)/V$$

Combinación de carga	V (kN)	MV(kN-m)	MH(kN-m)	e (m)	e_{max} (m)	Chequeo	
Resistencia Ia	151,50	189,78	111,69	0,635	0,77	Cumple	✓
Ev Extremo Ia	151,50	189,78	84,28	0,454	0,92	Cumple	✓
Ev Extremo IIa	151,50	189,78	0,00	-0,103	0,92	Cumple	✓

Chequeo de capacidad:

Combinación de carga	V (kN)	MV(kN-m)	MH(kN-m)	e (m)	σ_v (kPa)	q_R (kPa)	Chequeo	
Resistencia Ib	254,44	349,02	111,69	0,22	136,39	214,50	Cumple	✓
Resistencia IV	238,06	313,39	69,98	0,13	116,42	214,50	Cumple	✓
Ev Extremo Ib	206,14	257,47	96,20	0,37	131,74	390,00	Cumple	✓
Ev Extremo IIb	206,14	257,47	0,00	-0,10	82,52	390,00	Cumple	✓

Chequeo de deslizamiento:

Combinación de carga	V (kN)	H(kN)	R_T (kN)	R_{EP} (kN)	R_R (kN)	Chequeo	
Resistencia Ia	151,50	78,23	61,21	72,72	85,33	Cumple	✓
Ev Extremo Ia	151,50	44,95	61,21	72,72	85,33	Cumple	✓
Ev Extremo IIa	151,50	0,00	61,21	72,72	85,33	Cumple	✓

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1,00	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f _c =	21,00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ _c =	24,00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400,00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1,00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	=	23168,34	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420,00	MPa	
Es	Es=	200000,00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	8,63		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0,90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0,90		CCP14 Art 5.5.4.2

Vástago

Diseño a Flexión

Momento ultimo	M _u =	111,69	kN-m
Recubrimiento	r=	75,00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diámetro barra	d _b =	15,88	mm
Área barra	A _b =	197,93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	217,06	mm
Espaciamiento	s=	100,00	mm

Acero principal Vástago **5/8" @0,1**

Área de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	1979,33	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	54,79	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	46,57	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - \frac{a}{2}) =$	161,09	kN-m
Momento resistente factorado	M _R =φ _R M _n =	144,98	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r, la cual no debe ser menor a 1,33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0,30	m
Distancia al eje neutro	y _i =T _{bot} / 2=	0,15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0,00	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f' _c =	2,84	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	Sc=I _g / y _i =	0,015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1,60	
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0,67	
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	148,54	kN-m
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) Sc]=	45,69	kN-m

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple}$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2,00	Usamos clase 2 para el vástago y clase 1 para la zapata	
Factor de exposición	$\gamma_e =$	0,75	CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto	$d_c =$	75,00 mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Cuantía de acero de refuerzo	$\rho = A_s / b d_e =$	0,0091	
Relación de los Módulos elásticos	$n =$	8,63	
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0,33	
	$j = 1 - k/3 =$	0,89	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	70,49 kN-m	
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	$f_{ss} = M_{serv} / A_s j d_e =$	184,05 Mpa	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(T_{bot} - d_c)} =$	1,48	
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	189,54 mm	CCP14 Art.5.7.3.4
Separación provista	$S =$	100,00 mm	
	$S < S_{max}$	Cumple	✓

Acero por retracción y temperatura

Altura efectiva del vástago	$h =$	3,35 m	
Área de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2,46 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo área	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	Cumple	✓ CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$Bar =$	1/2"	
Diámetro barra	$D =$	12,70 mm	
Área barra	$A_b =$	126,68 mm ²	
Espaciamiento	$s =$	300,00 mm	
Cantidad de barras x metro	$N =$	3,00	
Acero de refuerzo	<u>1/2" @0,3</u>	$A_s =$ 3,80 cm ²	
	$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retracción y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	78,23 kN	
Altura efectiva	$d_v =$	0,22 m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado	$M_u = \max(M_u, V_u \cdot d_v) =$	111,69 kN-m	
Fuerza axial mayorada	$N_u = 1.25(DC1 + DC2 + DC4) =$	30,15 kN	
Área de acero de refuerzo a flexión	$A_s =$	1979,33 mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u }{E_s A_s} =$	0,0015	CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parámetro de separación	$S_x =$	300,00 mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño máximo del agregado	$a_g =$	19,05 mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x (1.38 / a_g + 0.63) =$	300,00 mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$	Cumple	✓
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})} =$	2,29	CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v =$	188,55 kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	169,69 kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple	✓

ZAPATA

Diseño a Flexión Talón

Momento ultimo	Mu=	169,44	kN-m
Recubrimiento	r=	75,00	mm
Barra	Bar=	3/4"	
Diámetro barra	db=	19,05	mm
Área barra	Ab=	285,02	mm ²
Altura efectiva	de=	315,48	mm
Espaciamento	s=	150,00	mm

Acero principal **3/4" @0,15**

Área de acero de diseño	As=Ab b/s=	1900,15	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	52,60	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	$\alpha = \beta_1 C_b =$	44,71	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - \frac{a}{2}) =$	233,93	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n =$	210,54	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión Mr, la cual no debe ser menor a 1,33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó Mcr. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=Tr=	0,40	m
Distancia al eje neutro	y=Tr / 2=	0,20	m
Momento de inercia del vástago	Ig=b d ³ / 12=	0,01	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	fr=0.62 √f'c=	2,84	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	Sc=Ig / y=	0,027	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ1=	1,60	
Relación entre fy/fu	γ3=	0,67	

Momento aplicado factorado * 1.33	1.33Mu=	225,35	kN-m
Momento de fisuración	Mcr=γ3 [(γ1fr) Sc]=	81,22	kN-m

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple}$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	1,00	Usamos clase 2 para el vástago y clase 1 para la zapata
Factor de exposición	γe=	1,00
Espesor de recubrimiento de concreto	dc=	75,00
Cuantía de acero de refuerzo	ρ=As/bde=	0,0060
Relación de los Módulos elásticos	n=	8,63
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0,27
	$j = 1 - \frac{k}{3} =$	0,91
Momento de servicio	Mserv=	119,41
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	fss=Mserv/Asjde=	219,28
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(T_F - d_c)} =$	1,33
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	271,86
Separación provista	S=	150,00

$$S < S_{max} \quad \text{Cumple}$$

Acero por retracción y temperatura

Ancho de la zapata	B=	2,30	m
Área de acero por temperatura	Ast=750 Tr B/ 2 (Tr + B) fy=	3,04	cm ²
Chequeo área	2.34cm ² <= Ast <= 12.78cm ²	Cumple	

Barra	Bar=	1/2"	
Diámetro barra	D=	12,70	mm
Área barra	Ab=	126,68	mm ²
Espaciamento	s=	300,00	mm
Cantidad de barras x metro	N=	3,00	

Acero de refuerzo	1/2" @0,3	As=	3,80	cm ²
-------------------	------------------	-----	------	-----------------

$$As > A_{st} \quad \text{Cumple}$$

Se dispone acero de refuerzo por retracción y temperatura para el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	194,41	kN	
Altura efectiva	$d_v = \max(d_e - C_b/2, 0.9d_e, 0.72T_f) =$	0,29	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Factor β	$\beta =$	2,00		CCP14 Art 5.8.3.4.1
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v =$	219,98	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	197,98	kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple		✓

Diseño a Flexión Punta

Momento ultimo	$M_u =$	20,46	kN-m
Recubrimiento	$r =$	75,00	mm
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"	
Diámetro barra	$d_b =$	12,70	mm
Área barra	$A_b =$	126,68	mm ²
Altura efectiva	$d_e =$	318,65	mm
Espaciamento	$s =$	300,00	mm

Acero principal **1/2" @0,3**

Área de acero de diseño	$A_s = A_b b/s =$	422,26	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	11,69	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	$\alpha = \beta_1 C_b =$	9,94	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - \alpha/2) =$	55,63	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n =$	50,07	kN-m

$M_R = \phi M_n = M_R > M_u$ Cumple

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_R , la cual no debe ser menor a 1,33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr} . CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	$d = T_f =$	0,40	m
Distancia al eje neutro	$y_i = T_f / 2 =$	0,20	m
Momento de inercia del vástago	$I_g = b d^3 / 12 =$	0,01	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} =$	2,84	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	$S_c = I_g / y_i =$	0,027	m ³
Factor de variación de la fisuración	$\gamma_1 =$	1,60	
Relación entre f_y/f_u	$\gamma_3 =$	0,67	
Momento aplicado factorado * 1.33	$1.33M_u =$	27,21	kN-m
Momento de fisuración	$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c] =$	81,22	kN-m

$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) =$ Cumple

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	1,00	Usamos clase 2 para el vástago y clase 1 para la zapata
Factor de exposición	$\gamma_e =$	1,00
Espesor de recubrimiento de concreto	$d_c =$	75,00 mm
Cuantía de acero de refuerzo	$\rho = A_s/bd_e =$	0,0013
Relación de los Módulos elásticos	$n =$	8,63
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0,14
	$j = 1 - k/3 =$	0,95
Momento de servicio	$M_{serv} =$	14,39 kN-m
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	$f_{ss} = M_{serv}/A_s j d_e =$	112,17 Mpa

	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_f - d_c)} =$	1,33
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	674,70 mm
Separación prevista	$S =$	300,00 mm
	$S < S_{max}$	Cumple

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	140,12	kN	
Altura efectiva	$d_v = \max(d_e - C_b/2, 0.9d_e, 0.72T_f) =$	0,31	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Factor β	$\beta =$	2,00		CCP14 Art 5.8.3.4.1
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v =$	237,95	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	214,16	kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple		✓