

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	1	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILA MURO: P1

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PILA

DATOS GENERALES			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia del hormigón	f'c	350.0	kg/cm2
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	282495	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	Fy	4200.0	kg/cm2

DIMENSIONES			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Longitud de cabezal	Lc	3.50	m
Ancho de cabezal	bc	0.00	m
Altura de cabezal	hc	0.00	m
Altura total libre	htot	6.20	m
Longitud de muro	Lm	3.50	m
Espesor de muro	tm	0.70	m
Altura del muro	hm	6.20	m
Relación altura libre/máxima dimension	htot/Lm	1.77	
htot/Lm<2.5, comportamiento como muro			
Area gruesa	Ag	24500.00	cm2
Altura de zapata	tz	0.80	m
Ancho de zapata	Bz	4.00	m
Longitud de zapata	Lz	4.00	m
Desplante	Df	3.00	m
Altura de relleno sobre la zapata	hr	2.20	m

Direcc. Longitudinal
Direcc. Transversal

2. ANÁLISIS DE CARGAS Y SOLICITACIONES

2.1 CARGAS DEBIDAS A LA SUPERESTRUCTURA

ITEM		PESO (t)	bpx (m)	Mx (tm)	bpy (m)	My (tm)
Peso DC de super	PDCsuper	52.75	2.00	105.50	2.00	105.50
Peso DW de super	PDWsuper	2.45	2.00	4.90	2.00	4.90
Carga viva super	PPLsuper	30.25	2.00	60.50	2.00	60.50

2.2 CARGAS POR LA PILA

ITEM		PESO (t)	bpz (m)	Mz (tm)	bpx (m)	Mx (tm)	bpy (m)	My (tm)
Viga cabezal	PDCinfra	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00
Muro	PDCinfra	36.46	3.10	113.01	2.00	72.91	2.00	72.91
Sumatoria		36.46		113.01		72.91		72.91

Cota de centro de masa de la pila	zp	3.100	m
-----------------------------------	----	-------	---

Peso de pila						
ITEM		PESO (t)	bpx (m)	Mx (tm)	bpy (m)	My (tm)
Zapata	PDCinfra	30.72	2.00	61.44	2.00	61.44
Relleno	EVrell	53.658	2.00	107.32	2.00	107.32

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	2	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

2.3 CARGA HIDRAULICA

NO APLICA

Presión de flujo del agua

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Coeficiente de arrastre para pilas, tabla 3.7.3.1-1	CD	0.00	su
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo	θ	60	º
Velocidad del agua para la inundación de diseño	V	0.00	m/s
Presión de flujo de agua	p	0.00	kg/m2
Espesor del muro	tm	0.70	m
Tirante de agua en máxima crecida, medida al fondo del cauce	y	0.00	m
Fuerza de flujo de agua en el muro de la pila	WA	0.00	t
Centroide z, a la base del muro	zm	2.20	m
Centroide z, a la base de zapata	zz	3.00	m

2.4. ACCION SISMICA EQ

Determinación de periodo fundamental de pila

Peso parcial, media columna y sin LL	Pparcial	73.43	t	Por aparatos de apoyo
Relación de carga axial	P/f' cAg	0.01	su	
Relación de inercia agrietada	Ie/Ig	0.40	su	
Factor de disipación de carga muerta de super	FP	1.00	su	
Masa sísmica x	M'x	9.34	t s2/m	
Masa sísmica y	M'y	9.34	t s2/m	
Inercia del muro direcc x	Imx	2.50	m4	Direcc. Transversal
Inercia del muro direcc y	Imy	0.10	m4	Direcc. Longitudinal
Inercia efectiva del muro direcc x	Iex	1.00	m4	Direcc. Transversal
Inercia efectiva del muro direcc y	Iey	0.04	m4	Direcc. Longitudinal
Rigidez transversal	Kt	35574.44	t/m	Direcc. Transversal
Rigidez longitudinal	Kl	1422.98	t/m	Direcc. Longitudinal
Periodo transversal	Tt	0.40	s	Direcc. Transversal
Periodo longitudinal	Tl	1.18	s	Direcc. Longitudinal

Determinación de periodo fundamental de pila y coeficiente sísmico

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Zona Sísmica	PGA	V	
Aceleración horizontal máxima del terreno en roca esperada para el sismo de diseño		0.50	g
Aceleración horizontal máxima del terreno en roca para 0.1 seg	Sa(0.1)	0.85	g
Clase de sitio	Suelo	E	
Provincias de la costa			
Relacion de amplificación espectral Sa(0.1)/PGA	η	1.70	
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	Fa	0.85	
Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	2.00	
Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.50	
Exponente para periodos mayores a Tc	r	1.50	
Período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones	T ₀	0.353	s
Período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente	T _C	1.941	s
Factor de modificación de respuesta Tabla 3.10.7.1-1	R	3.0	Columna, mayor dimensión
		3.0	Columna, menor dimensión
			Direcc. Transversal
			Direcc. Longitudinal

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	3	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Del espectro elástico de repuesta: ROCA Tr = 1000 yr

Aceleración espectral X, elástica	Sax(g)	0.723	Columna, mayor dimensión	Direcc. Transversal
Aceleración espectral Y, elástica	Say(g)	0.723	Columna, menor dimensión	Direcc. Longitudinal
Aceleración espectral X, diseño	Sax(g)/R	0.241	Columna, mayor dimensión	Direcc. Transversal
Aceleración espectral Y, diseño	Say(g)/R	0.241	Columna, menor dimensión	Direcc. Longitudinal

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	Dirección
Cortante basal sismo x	VEQx	22.07	t	Direcc. Transversal
Cortante basal sismo y	VEQy	22.07	t	Direcc. Longitudinal
Centroide z, a la base del muro	zm	3.100	m	
Centroide z, a la base de zapata	zz	3.900	m	

2.5 RESUMEN DE LAS FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA PILA

Fuerzas a la base del muro						
Item	Carga	V (t)	Hx (t)	Hy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
Superestructura	DC	52.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	DW	2.45	0.00	0.00	0.00	0.00
	LL+IM	30.25	0.00	0.00	0.00	0.00
Pila	DC	36.46	0.00	0.00	0.00	0.00
Relleno	EV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corriente de agua	WA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sismo X	EQ	0.00	22.07	6.62	68.43	20.53
Sismo Y	EQ	0.00	6.62	22.07	20.53	68.43

Fuerzas a la base de la zapata						
Item	Carga	V (t)	Hx (t)	Hy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
Superestructura	DC	52.75	0.00	0.00	105.50	105.50
	DW	2.45	0.00	0.00	4.90	4.90
	LL+IM	30.25	0.00	0.00	60.50	60.50
Pila	DC	67.18	0.00	0.00	134.35	134.35
Relleno	EV	53.66	0.00	0.00	107.32	107.32
Corriente de agua	WA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sismo X	EQ	0.00	22.07	6.62	86.09	25.83
Sismo Y	EQ	0.00	6.62	22.07	25.83	86.09

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	4	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

6. ESTADOS LIMITES APLICABLES

Las cargas factoradas, Q, deben ser determinadas para el cálculo de los estados límites, de acuerdo a:

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

η_i = modificador de carga

γ_i = factor de carga

Q_i = efectos de la cargas

Se toma en cuenta los estado límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n=n_D n_R n_I=1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se considera las cargas actuantes del flujo del agua y la acción sísmica (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del borde de la zapata y deslizamiento en la base (WA y EQ) y y las acciones mínimas de las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores y máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

El factor de modificación de cargas, η_i , (LRFD 1.2.2.1), está dado por:

Descripción	Símbolo	Ecuación	Valor
Factor de modificacion de cargas por ductilidad	η_D	Art. 1.3.3	1
Factor de modificacion de cargas por renundancia	η_R	Art. 1.3.4	1
Factor de modificacion de cargas por importancia operativa	η_I	Art. 1.3.5	1
Factor de modificacion de cargas Art. 1.2.2.1	η_i	$\eta_D \times \eta_R \times \eta_I$	1

FACTORES DE CARGA

Caso de carga	DC	DW	PL	WA	EQ	EV
Resistencia Ia	1.25	1.5	1.75	1	0	1.25
Resistencia Ib	1.25	0.65	1.75	1	0	1.25
Resistencia Ic	0.9	1.5	1.75	1	0	0.9
Resistencia Id	0.9	0.65	1.75	1	0	0.9
Evento Extremo Ia	1.25	1.5	0.5	1	1	1.25
Evento Extremo Ib	1.25	0.65	0.5	1	1	1.25
Evento Extremo Ic	0.9	1.5	0.5	1	1	0.9
Evento Extremo Id	0.9	0.65	0.5	1	1	0.9
ASD	1	1	1	1	0	1
ASD (sismo)	1	1	1	1	1	1

CASO: PILA CON PUENTE

CARGAS VERTIVALES - Vu

Estado Límite	DC		DW	EV	PL	Vu (t)
	Pila	Superestr	Superestr	Relleno	Pila	
Resistencia Ia	83.97	65.94	3.68	67.07	52.94	273.59
Resistencia Ib	83.97	65.94	1.59	67.07	52.94	271.51
Resistencia Ic	60.46	47.48	3.68	48.29	52.94	212.84
Resistencia Id	60.46	47.48	1.59	48.29	52.94	210.76

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS		5
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Estado Límite	DC		DW	EV	PL	Vu (t)
	Pila	Superestr	Superestr	Relleno	Pila	
Evento Extremo Ia	83.97	65.94	3.68	67.07	15.13	235.78
Evento Extremo Ib	83.97	65.94	1.59	67.07	15.13	233.70
Evento Extremo Ic	60.46	47.48	3.68	48.29	15.13	175.03
Evento Extremo Id	60.46	47.48	1.59	48.29	15.13	172.94
ASD	67.18	52.75	2.45	53.66	30.25	206.28
ASD (sismo)	67.18	52.75	2.45	53.66	30.25	206.28

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES - Mvu - dirección X

Estado Límite	DC		DW	EV	PL	Mvu (t-m)
	Pila	Superestr	Superestr	Relleno	Pila	
Resistencia Ia	167.94	131.88	7.35	134.15	105.88	547.19
Resistencia Ib	167.94	131.88	3.19	134.15	105.88	543.02
Resistencia Ic	120.92	94.95	7.35	96.58	105.88	425.68
Resistencia Id	120.92	94.95	3.19	96.58	105.88	421.51
Evento Extremo Ia	167.94	131.88	7.35	134.15	30.25	471.56
Evento Extremo Ib	167.94	131.88	3.19	134.15	30.25	467.40
Evento Extremo Ic	120.92	94.95	7.35	96.58	30.25	350.05
Evento Extremo Id	120.92	94.95	3.19	96.58	30.25	345.89
ASD	134.35	105.50	4.90	107.32	60.50	412.57
ASD (sismo)	134.35	105.50	4.90	107.32	60.50	412.57

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES - Mvu - dirección Y

Estado Límite	DC		DW	EV	PL	Mvu (t-m)
	Pila	Superestr	Superestr	Relleno	Pila	
Resistencia Ia	167.94	131.88	7.35	134.15	105.88	547.19
Resistencia Ib	167.94	131.88	3.19	134.15	105.88	543.02
Resistencia Ic	120.92	94.95	7.35	96.58	105.88	425.68
Resistencia Id	120.92	94.95	3.19	96.58	105.88	421.51
Evento Extremo Ia	167.94	131.88	7.35	134.15	30.25	471.56
Evento Extremo Ib	167.94	131.88	3.19	134.15	30.25	467.40
Evento Extremo Ic	120.92	94.95	7.35	96.58	30.25	350.05
Evento Extremo Id	120.92	94.95	3.19	96.58	30.25	345.89
ASD	134.35	105.50	4.90	107.32	60.50	412.57
ASD (sismo)	134.35	105.50	4.90	107.32	60.50	412.57

CARGAS HORIZONTALES - Hu - Dirección X

Estado Límite	WA	EQ	Hu (t)
	Agua	Conjunto	
Resistencia Ia	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ib	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ic	0.00	0.00	0.00
Resistencia Id	0.00	0.00	0.00
Evento Extremo Ia	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Ib	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Ic	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Id	0.00	23.05	23.05
ASD	0.00	0.00	0.00
ASD (sismo)	0.00	23.05	23.05

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	6	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

CARGAS HORIZONTALES - Hu - Dirección Y

Estado Límite	WA	EQ	Hu (t)
	Agua	Conjunto	
Resistencia Ia	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ib	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ic	0.00	0.00	0.00
Resistencia Id	0.00	0.00	0.00
Evento Extremo Ia	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Ib	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Ic	0.00	23.05	23.05
Evento Extremo Id	0.00	23.05	23.05
ASD	0.00	0.00	0.00
ASD (sismo)	0.00	23.05	23.05

MOMENTO DE VOLCAMIENTO POR CARGAS HORIZONTALES - Mhu - Dirección X

Estado Límite	WA	EQ	Mhu (t-m)
	Agua	Conjunto	
Resistencia Ia	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ib	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ic	0.00	0.00	0.00
Resistencia Id	0.00	0.00	0.00
Evento Extremo Ia	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Ib	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Ic	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Id	0.00	89.88	89.88
ASD	0.00	0.00	0.00
ASD (sismo)	0.00	89.88	89.88

MOMENTO DE VOLCAMIENTO POR CARGAS HORIZONTALES - Mhu - Dirección Y

Estado Límite	WA	EQ	Mhu (t-m)
	Agua	Conjunto	
Resistencia Ia	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ib	0.00	0.00	0.00
Resistencia Ic	0.00	0.00	0.00
Resistencia Id	0.00	0.00	0.00
Evento Extremo Ia	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Ib	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Ic	0.00	89.88	89.88
Evento Extremo Id	0.00	89.88	89.88
ASD	0.00	0.00	0.00
ASD (sismo)	0.00	89.88	89.88

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	7	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

7. REVISION DE ESTABILIDAD

Ancho de zapata	Bz	4.00	m	Direcc. Longitudinal
Longitud de zapata	Lz	4.00	m	Direcc. Transversal

7.1. Volcamiento alrededor al borde de la zapata

Estado Límite de Resistencia

(Art. 11.6.3.3) Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e \leq 0.45B$).

Estado Límite de Evento Extremo

(Art. 11.6.5.1) Cuando $\gamma_{EQ}=0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq B/3$).

Cuando $\gamma_{EQ}=1$, mantener la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2/5B$). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados.

En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ}=0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq (11/30)B$.

Dirección Transversal (X)

Caso de carga	e,max		unidad
Resistencia	B/3	1.333	m
Evento Extremo	11/30 B	1.467	m

Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	e,max		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	m		
Resistencia Ia	68.40	136.80	0.00	2.000	0.000	1.333	0.000	S/C
Resistencia Ib	67.88	135.76	0.00	2.000	0.000	1.333	0.000	S/C
Resistencia Ic	53.21	106.42	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
Resistencia Id	52.69	105.38	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	117.89	22.47	1.619	0.381	1.467	0.260	S/C
ASD	58.42	116.85	22.47	1.615	0.385	1.467	0.262	S/C
ASD (sismo)	43.76	87.51	22.47	1.486	0.514	1.467	0.350	S/C
Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	e,max		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	m		
Evento Extremo Ib	58.42	116.85	22.47	1.615	0.385	1.467	0.262	S/C
Evento Extremo Ic	43.76	87.51	22.47	1.486	0.514	1.467	0.350	S/C
Evento Extremo Id	43.24	86.47	22.47	1.480	0.520	1.467	0.354	S/C
ASD	51.57	103.14	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
ASD (sismo)	51.57	103.14	22.47	1.564	0.436	1.467	0.297	S/C

Dirección Longitudinal (Y)

Caso de carga	e,max		unidad
Resistencia	B/3	1.333	m
Evento Extremo	11/30 B	1.467	m

Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	e,max		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	m		
Resistencia Ia	68.40	136.80	0.00	2.000	0.000	1.333	0.000	S/C
Resistencia Ib	67.88	135.76	0.00	2.000	0.000	1.333	0.000	S/C
Resistencia Ic	53.21	106.42	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
Resistencia Id	52.69	105.38	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	117.89	22.47	1.619	0.381	1.467	0.260	S/C
Evento Extremo Ib	58.42	116.85	22.47	1.615	0.385	1.467	0.262	S/C

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS		8
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	e,max		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	m		
Evento Extremo Ic	43.76	87.51	22.47	1.486	0.514	1.467	0.350	S/C
Evento Extremo Id	43.24	86.47	22.47	1.480	0.520	1.467	0.354	S/C
ASD	51.57	103.14	0.00	2.000	0.000	1.467	0.000	S/C
ASD (sismo)	51.57	103.14	22.47	1.564	0.436	1.467	0.297	S/C

7.2. Deslizamiento en la base del estribo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Ángulo efectivo de fricción del suelo	Øf	30.0	°
Coeficiente de fricción suelo-zapata	μ	0.577	Tan δ = Tan Øf para concreto colado directamente al suelo Estado Límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1) Estado Límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)
Coeficiente de reducción de resistencia	Øτ	1.00	
	Øτ	1.00	

Estabilidad al deslizamiento

Dirección Transversal (X)

Estado Límite	Vu	RR	Hu		
	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m
Resistencia Ia	68.40	39.49	0.00	0.000	S/C
Resistencia Ib	67.88	39.19	0.00	0.000	S/C
Resistencia Ic	53.21	30.72	0.00	0.000	S/C
Resistencia Id	52.69	30.42	0.00	0.000	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	34.03	5.76	0.169	S/C
Evento Extremo Ib	58.42	33.73	5.76	0.171	S/C
Evento Extremo Ic	43.76	25.26	5.76	0.228	S/C
Evento Extremo Id	43.24	24.96	5.76	0.231	S/C
ASD	51.57	29.77	0.00	0.000	S/C
ASD (sismo)	51.57	29.77	5.76	0.194	S/C

Estabilidad al deslizamiento

Dirección Longitudinal (Y)

Estado Límite	Vu	RR	Hu		
	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m
Resistencia Ia	68.40	39.49	0.00	0.000	S/C
Resistencia Ib	67.88	39.19	0.00	0.000	S/C
Resistencia Ic	53.21	30.72	0.00	0.000	S/C
Resistencia Id	52.69	30.42	0.00	0.000	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	34.03	5.76	0.169	S/C
Evento Extremo Ib	58.42	33.73	5.76	0.171	S/C
Estado Límite	Vu	RR	Hu		
	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m
Evento Extremo Ic	43.76	25.26	5.76	0.228	S/C
Evento Extremo Id	43.24	24.96	5.76	0.231	S/C
ASD	51.57	29.77	0.00	0.000	S/C
ASD (sismo)	51.57	29.77	5.76	0.194	S/C

El estado límite de Evento Extremo Ia es satisfactorio, por lo que no necesita dentellón

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	9	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

7.3. Presiones actuantes en la base del estribo

qR - Capacidad de carga factorada del suelo

Ancho de zapata	Bz	4.00	m	Direcc. Longitudinal
Longitud de zapata	Lz	4.00	m	Direcc. Transversal

Estado Límite de Resistencia

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Coeficiente de reducción de resistencia	Øb	0.45	
Capacidad neta portante del suelo	qn	60.00	t/m2
Capacidad portante del suelo	qR	27.00	t/m2

Tabla 11.5.7-1

Estado Límite de Evento Extremo

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Coeficiente de reducción de resistencia	Øb	1.00	
Capacidad portante del suelo	qR	60.00	kg/cm2

Art. 11.5.8

Estado Límite de Servicio

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Factor de seguridad	FS	3.00	
Capacidad adisible del suelo	qadm	20.00	t/m2

Presiones actuantes

Dirección Transversal (X)

Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	qu		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	t/m2		
Resistencia Ia	68.40	136.80	0.00	2.00	0.000	17.10	0.633	S/C
Resistencia Ib	67.88	135.76	0.00	2.00	0.000	16.97	0.628	S/C
Resistencia Ic	53.21	106.42	0.00	2.00	0.000	13.30	0.493	S/C
Resistencia Id	52.69	105.38	0.00	2.00	0.000	13.17	0.488	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	117.89	22.47	1.62	0.381	18.21	0.303	S/C
Evento Extremo Ib	58.42	116.85	22.47	1.62	0.385	18.08	0.301	S/C
Evento Extremo Ic	43.76	87.51	22.47	1.49	0.514	14.72	0.245	S/C
Evento Extremo Id	43.24	86.47	22.47	1.48	0.520	14.60	0.243	S/C
ASD	51.57	103.14	0.00	2.00	0.000	12.89	0.645	S/C
ASD (sismo)	51.57	103.14	22.47	1.56	0.436	16.48	0.824	S/C

Presiones actuantes

Dirección Longitudinal (Y)

Estado Límite	Vu	Mvu	Mhu	xo	e	qu		
	t/m	tm/m	tm/m	m	m	t/m2		
Resistencia Ia	68.40	136.80	0.00	2.00	0.000	17.10	0.633	S/C
Resistencia Ib	67.88	135.76	0.00	2.00	0.000	16.97	0.628	S/C
Resistencia Ic	53.21	106.42	0.00	2.00	0.000	13.30	0.493	S/C
Resistencia Id	52.69	105.38	0.00	2.00	0.000	13.17	0.488	S/C
Evento Extremo Ia	58.95	117.89	22.47	1.62	0.381	18.21	0.303	S/C
Evento Extremo Ib	58.42	116.85	22.47	1.62	0.385	18.08	0.301	S/C
Evento Extremo Ic	43.76	87.51	22.47	1.49	0.514	14.72	0.245	S/C
Evento Extremo Id	43.24	86.47	22.47	1.48	0.520	14.60	0.243	S/C
ASD	51.57	103.14	0.00	2.00	0.000	12.89	0.645	S/C
ASD (sismo)	51.57	103.14	22.47	1.56	0.436	16.48	0.824	S/C

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	10	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

8. DISEÑO DE MURO

Fuerzas a la base del muro					
Estado Límite	Pu	Mux	Muy	Vux	Vuy
	t	tm	tm	t	t
Evento Extremo Ia	130.31	88.96	88.96	28.70	28.70
Evento Extremo Ib	128.23	88.96	88.96	28.70	28.70
Evento Extremo Ic	99.09	88.96	88.96	28.70	28.70
Evento Extremo Id	97.00	88.96	88.96	28.70	28.70

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Cuantía adoptada	Ast/Ag	1.00%	
Lado largo del muro	h	350.00	cm
Espesor del muro	b	70.00	cm
Area gruesa	Ag	24500	cm2
Refuerzo requerido	Ast	245.00	cm2
Máxima compresion	P0	8317.75	t
0.1 f'c Ag	P limt	857.50	t

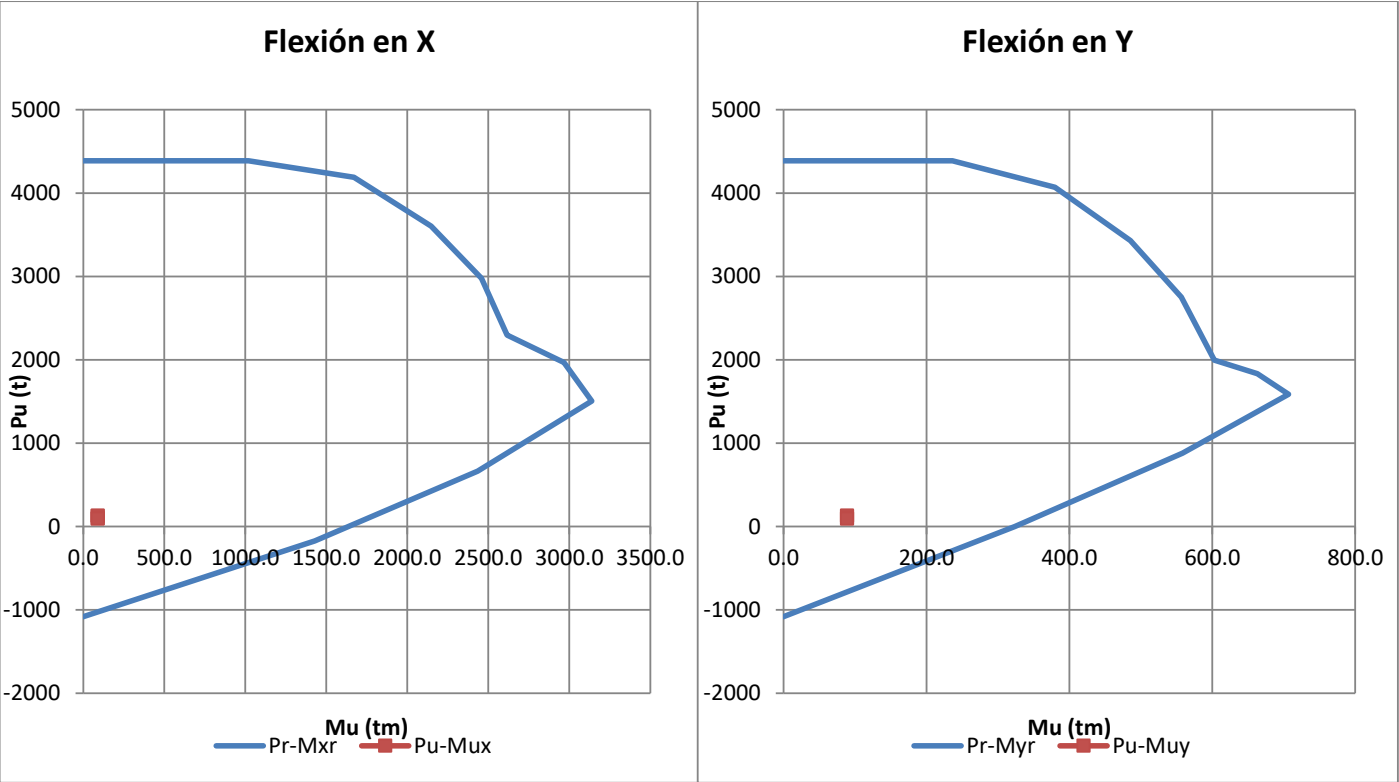
Estado Límite	ex	ex/h	ey	ey/b	Kn	Rn	Pnx	Pny	Pnxy
	cm	cm	cm	cm			t	t	t
Evento Extremo Ia	68.27	0.1950	68.27	0.9752	0.015	0.120	5275.58	1055.12	983.20
Evento Extremo Ib	69.38	0.1982	69.38	0.9911	0.015	0.120	5191.27	1038.25	965.66
Evento Extremo Ic	89.78	0.2565	89.78	1.2826	0.012	0.100	3342.95	668.59	597.16
Evento Extremo Id	91.71	0.2620	91.71	1.3101	0.011	0.100	3272.69	654.54	583.73

Estado Límite	Mnx	Mny	Pu	Ø	Pu/Ø	Mux/Ø	Muy/Ø	D/C	
	t-m	t-m	t		t	tm	tm		
Evento Extremo Ia	3601.50	720.30	130.31	0.870	149.85	102.30	102.30	0.170	SC
Evento Extremo Ib	3601.50	720.30	128.23	0.870	147.37	102.24	102.24	0.170	SC
Evento Extremo Ic	3001.25	600.25	99.09	0.877	113.00	101.45	101.45	0.203	SC
Evento Extremo Id	3001.25	600.25	97.00	0.877	110.56	101.39	101.39	0.203	SC

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Perimetro al eje de barras		816.00	cm
Diámetro de barras longitud.	db long	25	mm
Área de refuerzo individual	Asi	4.91	cm2
Distancia borde a centroide de barras	d'	6.0	cm
Número de barras propor.	N barras	58	
Cuantía proporcionada	pt prop	1.162%	OK
Área de refuerzo propor.	Ast	284.71	cm2
Separación de barras	s	12.5	cm
USAR:	58Ø25mm, cada 12.5cm		

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	11	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISIÓN	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA



Diseño satisfactorio

Revisión a corte

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	
Cuantía horizontal mínima	ph	0.25%		
Diámetro de barras horizontal	db h	14	mm	
Área de refuerzo individual	Asi	1.54	cm2	
Espaciamiento de refuerzo	s	15	cm	
Area resistente a corte	Ag,v	42560	cm2	
Cuantía horizontal popor	ph prop	0.293%	OK	
Resistencia del hormigón	vc	9.92	kg/cm2	
Resistencia del refuerzo hor.	vs	12.32	kg/cm2	Dirección X
		2.46	kg/cm2	Dirección Y
Resistencia al cortante	vr	22.23	kg/cm2	Dirección X
		12.38	kg/cm2	Dirección Y
Esfuerzo cortante actuante	vu	1.21	kg/cm2	Dirección X
		1.37	kg/cm2	Dirección Y
Relación D/C	D/C	0.05	SC,OK	Dirección X
		0.11	SC,OK	Dirección Y
USAR:	Ø14mm, cada 15cm			

9. DISEÑO DE ZAPATA

Dirección Transversal (X)

Lf	0.25	m
Lv	-0.48	m
Lz	4.00	m

Para el diseño estructural del cimiento cargado excéntricamente se considera, utilizando cargas factoradas, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal (Art. 10.6.5).

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	12	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Presión trapezoidal en la base de la zapata

Estado Límite	Vu	e	qup t/m2		Δq	quf	quv
	t/m	m	qup	qut			
Resistencia Ia	68.40	0.000	17.10	17.10	0.00	17.10	17.10
Resistencia Ib	67.88	0.000	16.97	16.97	0.00	16.97	16.97
Resistencia Ic	53.21	0.000	13.30	13.30	0.00	13.30	13.30
Estado Límite	Vu	e	qup t/m2		Δq	quf	quv
	t/m	m	qup	qut			
Resistencia Id	52.69	0.000	13.17	13.17	0.00	13.17	13.17
Evento Extremo Ia	58.95	0.381	23.16	6.31	4.21	22.11	25.16
Evento Extremo Ib	58.42	0.385	23.03	6.18	4.21	21.98	25.03
Evento Extremo Ic	43.76	0.514	19.37	2.51	4.21	18.31	21.37
Evento Extremo Id	43.24	0.520	19.24	2.38	4.21	18.18	21.24

Estado Límite	M1	M2	Mt		Vt	
Resistencia Ia	0.36	0.18	0.53		-8.12	
Resistencia Ib	0.35	0.18	0.53		-8.06	
Resistencia Ic	0.28	0.14	0.42		-6.32	
Resistencia Id	0.27	0.14	0.41		-6.26	Rige
Evento Extremo Ia	0.48	0.23	0.71	Rige	-11.48	
Evento Extremo Ib	0.48	0.23	0.71		-11.42	
Evento Extremo Ic	0.40	0.19	0.59		-9.67	
Evento Extremo Id	0.40	0.19	0.59		-9.61	
			0.71		-6.26	

Dirección Transversal (Y)

Lf	1.65	m
Lv	0.93	m
Bz	4.00	m

Presión trapezoidal en la base de la zapata

Estado Límite	Vu	e	qup t/m2		Δq	quE	quv
	t/m	m	qup	qut			
Resistencia Ia	68.40	0.000	17.10	17.10	0.00	17.10	17.10
Resistencia Ib	67.88	0.000	16.97	16.97	0.00	16.97	16.97
Resistencia Ic	53.21	0.000	13.30	13.30	0.00	13.30	13.30
Resistencia Id	52.69	0.000	13.17	13.17	0.00	13.17	13.17
Evento Extremo Ia	58.95	0.381	23.16	6.31	4.21	16.21	19.27
Evento Extremo Ib	58.42	0.385	23.03	6.18	4.21	16.08	19.14
Evento Extremo Ic	43.76	0.514	19.37	2.51	4.21	12.41	15.47
Evento Extremo Id	43.24	0.520	19.24	2.38	4.21	12.28	15.34

Estado Límite	M1	M2	Mt		Vt	
Resistencia Ia	15.52	7.76	23.28		15.82	
Resistencia Ib	15.40	7.70	23.10		15.70	
Resistencia Ic	12.07	6.04	18.11		12.30	
Resistencia Id	11.95	5.98	17.93		12.18	

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	13	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Estado Límite	M1	M2	Mt		Vt	
Evento Extremo Ia	21.02	7.36	28.38	Rige	19.62	Rige
Evento Extremo Ib	20.90	7.30	28.20		19.50	
Evento Extremo Ic	17.57	5.63	23.21		16.11	
Evento Extremo Id	17.46	5.57	23.03		15.99	
			28.38		19.62	

Revision de espesor de zapata
Por cortante

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Peralte efectivo	d	72.50	cm
Longitud de zapata	Lz	4.00	m
Ancho de zapata	Bz	4.00	m
Máximo cortante X	Vux	-6.26	t/m
Máximo cortante Y	Vuy	19.62	t/m
Máximo esfuerzo cortante X	vu	-0.86	kg/cm2
Máximo esfuerzo cortante Y	vu	2.71	kg/cm2
Resistencia del hormigón	f'c	350	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm2
Esfuerzo cortante resistente	vc	9.92	kg/cm2
Relación Demanda/Capacidad	D/C	0.27	SC, OK

Armadura por flexión

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Momento ultimo X	Mux	0.71	tm/m
Momento ultimo Y	Muy	28.38	tm/m
Factor de reducción de resistencia a flexión	Øb	1.00	
Armadura por flexión X	ρ	0.003%	
	As req	0.23	cm2/m
	db	20	mm
	Asi	3.14	cm2/barra
	s,min	1341.65	cm
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Armadura por flexión X	s	20	cm
	USAR Ø20mmC/20		
	As prop	15.71	cm2/m
	ØMn	47.10	t-m/m
	D/C	0.015	SC, OK
Armadura por flexión y	ρ	0.130%	
	As	9.40	cm2/m
	db	20	mm
	Asi	3.14	cm2/barra
	s,min	33.40	cm
	s	20	cm
	USAR Ø20mmC/20		
	As prop	15.71	cm2/m
	ω prop	0.0260	
	ØMn	47.10	t-m/m
	D/C	0.602	SC, OK

Art. 11.5.8, para EL Evento Extremo

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	14	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Límite de refuerzo - Acero mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

Módulo de rotura del hormigón	fr	37.42	kg/cm2
Momento límite por fisuración	Mcr	39.91	tm/m
1.33 Momento ultimo X	1.33 Mux	0.95	tm/m
1.33 Momento ultimo Y	1.33 Muy	37.74	tm/m
Momento límite X	Mux limite	0.95	tm/m
		ØMn>Mlimite, OK	
Momento límite X	Muy limite	0.95	tm/m
		ØMn>Mlimite, OK	

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	15	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE ESCALINATA DE UN TRAMO SIMPLE

DATOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Longitud del paso	P	0.35	m
Altura del contrapaso	C	0.20	m
Número de pasos	Np	11	u
Ancho de escalinata	b	2.40	m
Espesor de rampa	ts	0.20	m
Longitud de tramo proyectada	Lx	3.85	m
Altura de tramo proyectado	Ly	2.20	m
Longitud de cálculo	Ln	3.50	m
Resistencia del hormigón	f'c	300	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm2

CALCULOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Cargas			
Peso propio	po	1.90	t/m
Barandales	barand	0.18	t/m
Carga muerta DC	DC	2.08	t/m
Instalaciones	inst	0.12	t/m
Carga muerta DW	DW	0.12	t/m
Carga viva	LL	0.50	t/m2
Estado límite aplicable			
Estado Límite	DC	DW	LL
Resistencia I	1.25	1.5	1.75
Momento positivo factorado	Mu+	6.65	t-m
Momento negativo factorado	Mu-	3.74	t-m
Cortante factorado	Vu	8.55	t
Diseño			
Revisión de peralte por corte			
Peralte efectivo	d	15.0	cm
Ancho de losa	bw	240.0	cm
Máximo esfuerzo cortante	vu	2.37	kg/cm2
Esfuerzo cortante resistente	vc	9.18	kg/cm2
Relación Demanda/Capacidad	D/C	0.26	SC, OK

Armadura por flexión

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Factor de reducción de resistencia a flexión	Øb	0.90	
Armadura por flexión positiva	ρ	0.335%	
	As req	5.02	cm2/m
	db	14	mm
	Asi	1.54	cm2/barra
	s,min	30.65	cm
	s	20	cm

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS		16
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

Armadura por flexión negativo	USAR $\Phi 14\text{mmC}/20$		
	As prop	20.01	cm ² /m
	ΦMn	10.83	t-m/m
	D/C	0.614	SC, OK
	ρ	0.186%	
	As	2.79	cm ² /m
	db	14	mm
	Asi	1.54	cm ² /barra
	s,min	55.17	cm
	s	20	cm
	USAR $\Phi 14\text{mmC}/20$		
	As prop	20.01	cm ² /m
	ω prop	0.0778	
	ΦMn	10.83	t-m/m
	D/C	0.345	SC, OK

Límite de refuerzo - Acero mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

Módulo de rotura del hormigón	fr	34.64	kg/cm ²
Momento límite por fisuración	Mcr	5.54	tm/m
1.33 Momento ultimo positivo	1.33 Mu+	8.84	tm/m
1.33 Momento ultimo negativo	1.33 Mu-	4.97	tm/m
Momento positivo límite	Mux lim	5.54	tm/m
		$\Phi\text{Mn} > \text{Mlimite, OK}$	
Momento negativo límite	Muy lim	5.54	tm/m
		$\Phi\text{Mn} > \text{Mlimite, OK}$	

Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Área de refuerzo de una barra 14mm	As	1.539	cm ² / $\Phi 14\text{mm}$
Ancho tributario por barra	s = b	20.00	cm
Momento por servicio	Ms	1.74	t-m/m
Momento por servicio por ancho tributario 20cm	Ms	0.35	t-m/20cm

Ubicación del eje neutro

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Es	2.0E+06	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	261540	kg/cm ²
Relación modular	n	8	
Espesor de losa	h	20.00	cm
Centroide de barras a fibra de compresión	dc	4.20	cm
Peralte efectivo de viga por flexión	d	15.80	cm
Área de refuerzo transformada	Ast	12.32	cm ² / $\Phi 14\text{mm}$
Profundidad del eje neutro elástico	y	3.838	cm

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

Brazo de palanca	jd	14.521	cm
Esfuerzo en el acero	fss	1554	kg/cm ²
Factor de exposición	Clase 1, condiciones normales	ye	1
Factor	β_s	1.380	
Separación máxima de la armadura	s,máx	49.90	> s = 20cm Ok

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	17	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

Refuerzo de temperatura

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Espesor de losa	h	20.00	cm
Ancho de losa	b	240.00	cm
Refuerzo de temperatura (Art. 5.10.8.2-1)	As,temp	1.66	cm ² /m/cara
Límite de refuerzo de temperatura (Art. 5.10.8.2-2)		2.33	cm ² /m/cara
Diámetro de barra adoptada	db	12	mm
Área de refuerzo por barra	As	1.131	cm ²
Espaciamiento requerido	s,req	48.5	cm
Espaciamiento de barras máximo	s,max	45	cm
Espaciamiento de barras	s	20.00	> s = 20cm Ok

3t ó 45 cm

SE ADOPTA:	Armadura principal superior Ø14mm C/20 cm
	Armadura principal superior Ø14mm C/20 cm
	Armadura por temperatura Ø12mm C/20 cm

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	18	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

RAMPAS DE VARIOS TRAMOS

RAMPA DE ACCESO 1

DATOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Pendiente de la rampa	m	12.0%	s/u
Longitud proyectada de cálculo	Ln	7.00	m
Ancho de rampa	b	2.40	m
Espesor de rampa	ts	0.30	m
Altura de tramo proyectado	Ly	0.84	m
Resistencia del hormigón	f'c	300	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm2

CALCULOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Cargas			
Peso propio	po	1.74	t/m
Barandales	barand	0.18	t/m
Carga muerta DC	DC	1.92	t/m
Instalaciones	inst	0.12	t/m
Carga muerta DW	DW	0.12	t/m
Carga viva	LL	0.50	t/m2
Estado límite aplicable			
Estado Límite	DC	DW	LL
Resistencia I	1.25	1.5	1.75
Momento positivo factorado	Mu+	22.93	t-m
Momento negativo factorado	Mu-	22.93	t-m
Cortante factorado	Vu	16.38	t
Diseño			
Revisión de peralte por corte			
Peralte efectivo	d	25.0	cm
Ancho de losa	bw	240.0	cm
Máximo esfuerzo cortante	vu	2.73	kg/cm2
Esfuerzo cortante resistente	vc	9.18	kg/cm2
Relación Demanda/Capacidad	D/C	0.30	SC, OK

Armadura por flexión

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Factor de reducción de resistencia a flexión	Øb	0.90	
Armadura por flexión positiva	ρ	0.419%	
	As req	10.47	cm2/m
	db	16	mm
	Asi	2.01	cm2/barra
	s,min	19.20	cm
	s	20	cm
	USAR Ø16mmC/20		
	As prop	26.14	cm2/m
	ØMn	23.81	t-m/m

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	19	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

Armadura por flexión negativo	D/C	0.963	Diseño al límite
	ρ	0.419%	
	As	10.47	cm ² /m
	db	16	mm
	Asi	2.01	cm ² /barra
	s,min	19.20	cm
	s	20	cm
	USAR Ø16mmC/20		
	As prop	26.14	cm ² /m
	ω prop	0.0610	
	ØMn	23.81	t-m/m
	D/C	0.963	Diseño al límite

Límite de refuerzo - Acero mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

Módulo de rotura del hormigón	fr	34.64	kg/cm ²
Momento límite por fisuración	Mcr	12.47	tm/m
1.33 Momento ultimo positivo	1.33 Mu+	30.50	tm/m
1.33 Momento ultimo negativo	1.33 Mu-	30.50	tm/m
Momento positivo límite	Mux lim	12.47	tm/m
		ØMn>Mlimite, OK	
Momento negativo límite	Muy lim	12.47	tm/m
		ØMn>Mlimite, OK	

Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Área de refuerzo de una barra 16mm	As	2.011	cm ² /Ø16mm
Ancho tributario por barra	s = b	20.00	cm
Momento por servicio	Ms	6.62	t-m/m
Momento por servicio por ancho tributario 20cm	Ms	1.32	t-m/20cm

Ubicación del eje neutro

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Es	2.0E+06	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	261540	kg/cm ²
Relación modular	n	8	
Espesor de losa	h	30.00	cm
Centroide de barras a fibra de compresión	dc	3.80	cm
Peralte efectivo de viga por flexión	d	26.20	cm
Área de refuerzo transformada	Ast	16.08	cm ² /Ø16mm
Profundidad del eje neutro elástico	y	5.737	cm

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

Brazo de palanca	jd	24.288	cm
Esfuerzo en el acero	fss	2710	kg/cm ²
Factor de exposición	Clase 1, condiciones normales	ye	1
Factor	βs	1.207	
Separación máxima de la armadura	s,máx	30.61	> s = 20cm Ok

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	20	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

Refuerzo de temperatura

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Espesor de losa	h	30.00	cm
Ancho de losa	b	240.00	cm
Refuerzo de temperatura (Art. 5.10.8.2-1)	As,temp	2.40	cm ² /m/cara
Límite de refuerzo de temperatura (Art. 5.10.8.2-2)		2.40	cm ² /m/cara
Diámetro de barra adoptada	db	12	mm
Área de refuerzo por barra	As	1.131	cm ²
Espaciamiento requerido	s,req	47.1	cm
Espaciamiento de barras máximo	s,max	45	cm
Espaciamiento de barras	s	20.00	> s = 20cm Ok

3t ó 45 cm

SE ADOPTA:	Armadura principal superior Ø16mm C/20 cm
	Armadura principal superior Ø16mm C/20 cm
	Armadura por temperatura Ø12mm C/20 cm

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS	21	
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

DISEÑO DE LA VIGA V1

DATOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Longitud proyectada de cálculo	Ln	2.40	m
Ancho de la viga	b	0.50	m
Altura inicial	h1	0.60	m
Altura final	h2	1.00	m
Resistencia del hormigón	f'c	300	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm2

CALCULOS			
Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Cargas			
Peso propio	po	0.96	t/m
Escalinata/rampas de acceso	p1	2.80	t/m
Carga muerta DC	DC	3.76	t/m
Instalaciones	inst	0.175	t/m
Carga muerta DW	DW	0.18	t/m
Carga viva	LL	1.75	t/m
Estado límite aplicable			
Estado Límite	DC	DW	LL
Resistencia I	1.25	1.5	1.75
Momento negativo factorado	Mu-	23.11	t-m
Cortante factorado	Vu	19.26	t
Diseño			
Armadura por flexión			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Factor de reducción de resistencia a flexión	Øb	0.90	
Armadura por flexión negativa	ω	0.0586	
	ρ	0.419%	
	As req	23.03	cm2
	db	25	mm
	Asi	4.91	cm2/barra
	Nbarras	6	barras
	USAR6Ø25		
	As prop	29.45	cm2
	ω prop	0.1499	
	ØMn	55.81	t-m/m
	D/C	0.414	SC, OK

Límite de refuerzo - Acero mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

Módulo de rotura del hormigón	fr	34.64	kg/cm2
Momento límite por fisuración	Mcr	10.39	tm/m
1.33 Momento ultimo	1.33 Mu+	30.74	tm/m
Momento límite	Mux lim	10.39	tm/m
		ØMn>Mlimite, OK	

PROYECTO	PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO		
CONSULTORA	Ing. Humberto Pendola Pendola		
ENTIDAD	GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS		22
DISEÑO	ING. LUIS VILLAVICENCIO CAVERO		
REVISION	REVISIÓN 00-17/02/2023		

Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)			
Área de refuerzo	As	29.45	cm ²
Ancho de la viga	b	50.00	cm
Momento por servicio	Ms	16.37	t-m/m

Ubicación del eje neutro

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Es	2.0E+06	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	261540	kg/cm ²
Relación modular	n	8	
Altura de la viga	h	100.0	cm
Centroide de barras a fibra de compresión	dc	4.25	cm
Peralte efectivo de viga por flexión	d	95.75	cm
Área de refuerzo transformada	Ast	235.62	cm ²
Profundidad del eje neutro elástico	y	25.695	cm

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

Brazo de palanca	jd	87.185	cm
Esfuerzo en el acero	fss	638	kg/cm ²
Factor de exposición	Clase 1, condiciones normales	ye	1
Factor	βs	1.063	
Separación máxima de la armadura	s,máx	175.85	Ok

Revisión por corte			
Factor de reducción de resistencia a corte	Øb	0.90	
Peralte efectivo a corte	dv	55.0	cm
Ancho de viga	bw	50.0	cm
Cortante nominal resistente del concreto	Vc	25.2	t
Barra de estribo a usar	db	10	mm
Area de refuerzo de una barra de estribo	Asi	0.79	cm ² /barra
Espaciamiento de los estribos	s	10	cm
Cortante nominal resistente del acero	Vs	36.3	t
Cortante nominal resistente	Vn1	61.5	t
	Vn2	206.3	t
	Vn	61.5	t
Cortante resistente	Vr	55.38	t
Relación Demanda/Capacidad	D/C	0.35	SC, OK

Refuerzo transversal mínimo

Refuerzo a corte mínimo	Avmin	0.6	cm ²	OK
Refuerzo a corte proporcionado	Av	1.6	cm ²	
Espaciamiento máxio del refuerzo transversal				OK
Esfuerzo a corte último	vu	7.8	kg/cm ²	
Factor	0.125 f'c	37.5	kg/cm ²	
Separación máxima	s max	44.0	kg/cm ²	