

# **MEMORIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

CCP-14 Y NSR-2010

ALCANTARILLAS VEHICULARES  
MEJORAMIENTO DE VÍAS Terciarias  
**MUNICIPIO DE LA JAGUA DE IBIRICO**  
DEPARTAMENTO DEL CESAR

CALCULO



**NG. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE  
MP. 682020-92070 STD

VALLEDUPAR, ENERO DE 2018



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
*ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.*  
*MP. 68202092070 STD.*

---

## **MEMORIAS DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES.**

<b>OBRAS DE DRENAJE:</b>	ALCANTARILLA VEHICULAR
<b>PROPIETARIO:</b>	FEDERACIÓN NACIONAL DE CAFETEROS DE COLOMBIA
<b>CIUDAD:</b>	LA JAGUA DE IBIRICO - CESAR
<b>FECHA:</b>	ENERO 2018
<b>USO:</b>	INSTITUCIONAL
<b>CALCULISTA:</b>	ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO MP. 68202092070 STD.

### **DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN:**

A continuación, se muestra el diseño estructural realizado para la construcción de una Alcantarilla, localizado en la vía rural terciaria, del Municipio de La Jagua de Ibirico - Cesar; la vía proyectada es una calzada de 4.0 m de ancho, la alcantarilla solicitada tiene un diámetro de 36", para cumplirlos requerimientos hidráulicos presentes en la abscisa. Este diseño se hace por solicitud Federación Nacional de Cafeteros de Colombia y se realizó siguiendo los lineamientos establecidos por la Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-10), el código Colombiano de diseño sísmico de puentes CCP -14. Siguiendo los parámetros anteriores se ha propuesto un sistema estructural con tubería en concreto reforzado prefabricada, empotrada en sus extremos mediante cabezales compuestos por muros aletas y losas soleras en concreto reforzado, para el diseño de la alcantarilla.

El análisis estructural empleado para las paredes, equivale a una viga articulada sujeta a cargas, de igual forma las losas de fondo y superior. Para las aletas de salida, estas se diseñarán bajo las consideraciones de un muro de contención en voladizo. A continuación, encontrará el análisis para cada elemento.



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
*ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.*  
*MP. 68202092070 STD.*

---

### **MATERIALES:**

Concreto Estructura  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$

Refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$  .

Mampostería  $f'm = 70 \text{ kg/cm}^2 = 7 \text{ MPa}$ .

Mortero tipo M –  $f'cp = 175 \text{ kg/cm}^2 = 17.5 \text{ MPa}$ .

### **Características de los materiales empleados.**

Las siguientes son las especificaciones mínimas establecidas para los materiales utilizables en la construcción:

**(a) Concreto Estructura-** El concreto debe tener una resistencia a la compresión a los 28 días,  $f'c$  igual o superior a 21 Mpa, el cual será utilizado en, zapatas, viga de cimentación, columnas, escaleras, vigas y Entrepisos.

Los solados de limpieza deben tener una resistencia a la compresión de 14 MPa.

**(b) Acero de refuerzo** - El acero de refuerzo longitudinal debe ser corrugado. En ningún caso, el acero de refuerzo puede tener un límite de fluencia,  $f_y$ , inferior a 420 MPa.



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

---

## DISEÑO ALCANTARILLA VIAL

### PARÁMETROS DE DISEÑO:

1. Las estructuras se diseñaron de acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 2014, y para una carga viva CCP-14 de la misma entidad. Es de obligatorio conocimiento tanto para el Contratista como para el Interventor, los apartes de dicha norma que apliquen en este diseño.
2. Los elementos de concreto reforzado están diseñados por el método de factores de carga.
3. Se usará concreto con agregado grueso de origen ígneo así:

Losas:	21 MPa
Muros y Aletas :	21 MPa
Concreto de limpieza :	14 MPa
Modulo de Elasticidad	$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$ PSI

Tamaño maximo nominal sugerido de agregado grueso 1"

4. Se usará acero de refuerzo corrugado de  $f_y$  420 MPa. en toda la estructura.
5. Cargas de diseño

Peso unitario del concreto	2.4 t/m <sup>3</sup>
Espesor Estructura de Pavimento	1.50 m

6. Parámetros sísmicos

El puente se encuentra en una Zona Sísmica Baja: tiene los siguientes parámetros:

Aceleración Horizontal del terreno	PGA = 0.10 (g)
Aceleración espectral máxima	S <sub>s</sub> = 0.20 (g)
Perfil del Suelo	Tipo = D
Factor de Sitio Periodo Corto	F <sub>a</sub> = 1.60



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
*ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.*  
*MP. 68202092070 STD.*

---

Factor de Sitio Periodo Largo

$F_v = 2.4$

7. Parámetros geotécnicos:

Densidad de relleno

1.70 ton/m<sup>3</sup>

Ángulo de fricción

30°

Coefficiente de presión activa

$K_a = 0.3610$

Coefficiente de presión pasivo

$K_p = 0.30$

### **DISEÑO TUBERIA EN CONCRETO REFORZADO PREFABRICADA**

Este tipo de conductos es fabricado en diámetros (36"), con mezclas secas con baja relación agua-material cementante, lo que produce un concreto de alta densidad, baja absorción, baja permeabilidad y larga durabilidad. El refuerzo consiste en acero trefilado en frío, enrollado en una o varias capas de manera helicoidal, o una o varias mallas de acero trefilado, enrolladas de manera perimetral. La tubería de concreto con refuerzo se clasifica, según su resistencia a fisura en cinco clases. Para disminuir el peso de los tubos y facilitar su instalación, con el equipo normalmente disponible en la construcción de carreteras, esta tubería se puede fabricar con longitud útil de un metro para algunos diámetros. La tubería con refuerzo se produce de acuerdo con las siguientes normas:

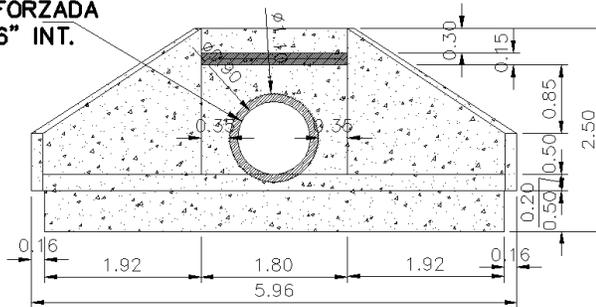
NTC 401. "Tubería de concreto reforzado para alcantarillado". "Reglamento técnico de tuberías" Especificación INVIAS 661 para Tubería de concreto reforzado

- Alzado Alcantarilla



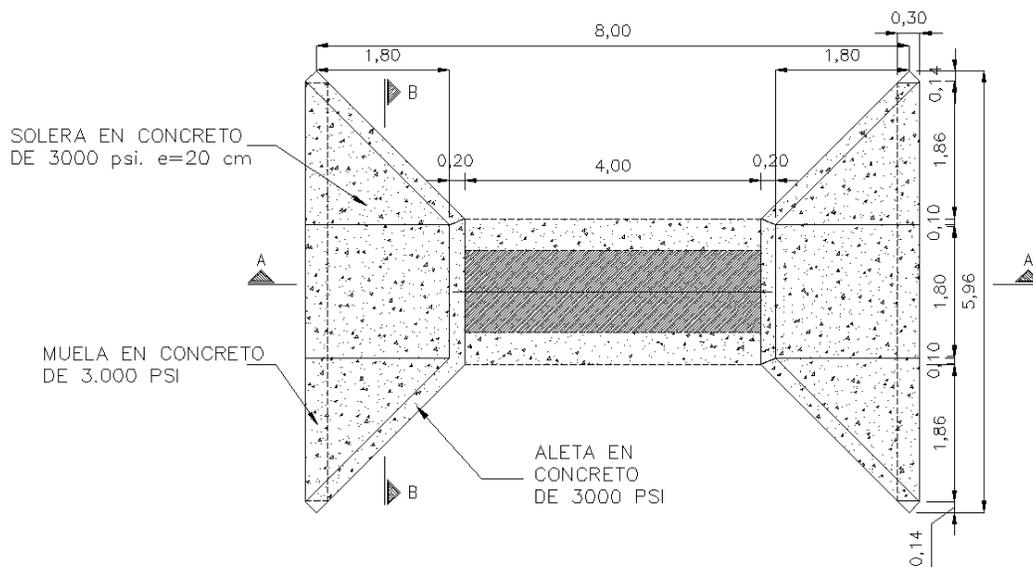
**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

TUB. CONCRETO REFORZADA  
PREFABRICADA Ø 36" INT.



CORTE B-B  
OBRA DE DRENAJE

- Planta Alcantarilla Tipo 1

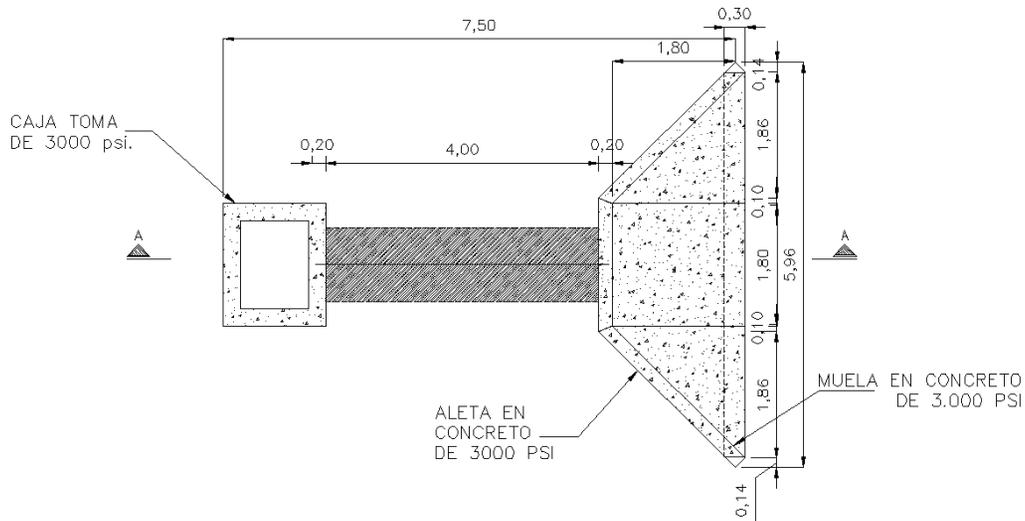


GEOMETRIA PLANTA SUPERIOR  
ALCANTARILLA TIPO 1 PARA OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:75

- Planta Alcantarilla Tipo 2

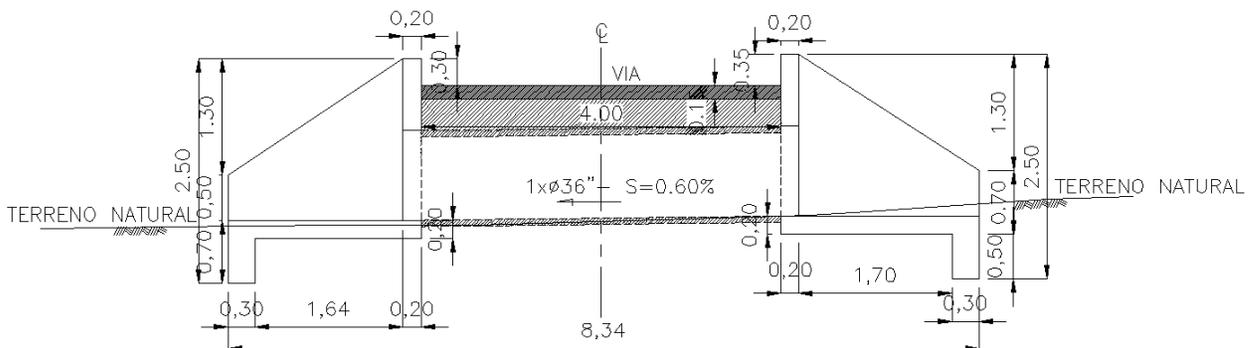


**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.



GEOMETRIA PLANTA SUPERIOR  
ALCANTARILLA TIPO 2 PARA OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:75

- Sección Transversal Alcantarilla Tipo 1

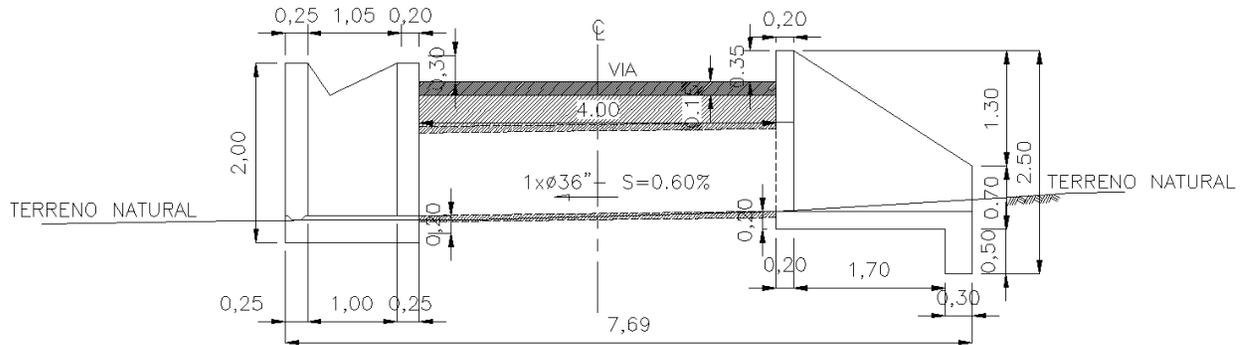


CORTE A-A  
OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:75

- Sección Transversal Alcantarilla Tipo 2

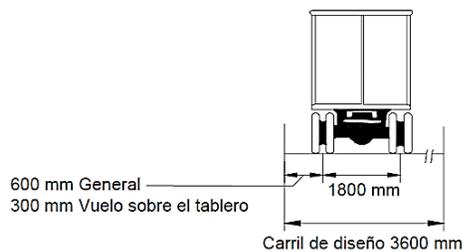
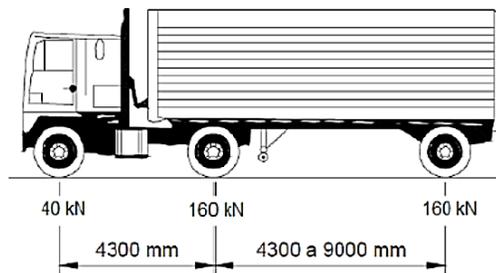


**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.



CORTE A-A  
OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:75

2.2) Carga Viva: camión de diseño CCP-14

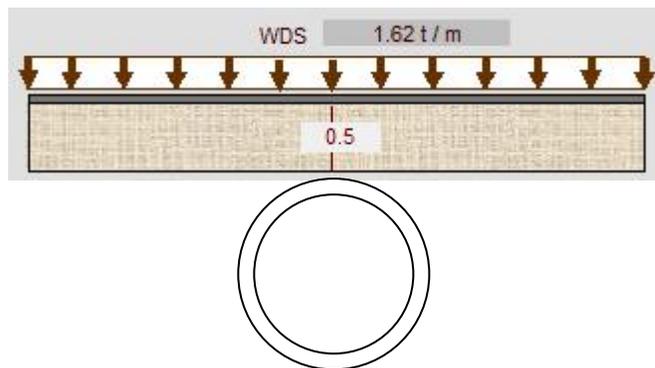




**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.



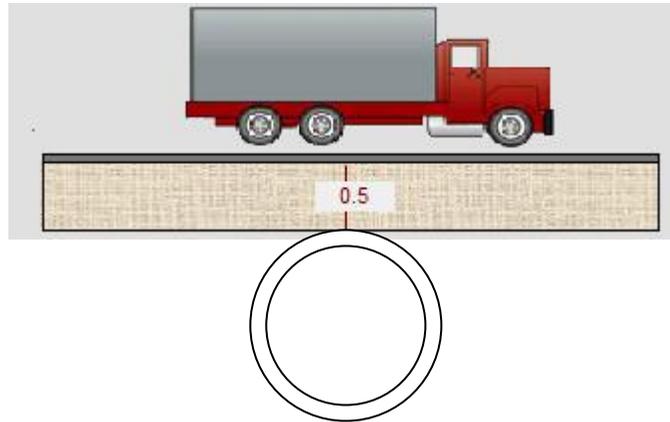
- Estado De Carga Por Carga Muerta Vertical sobre el Tubo



- Estado De Carga Por Carga Viva Vertical sobre el Tubo



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.



ANÁLISIS DE LA CARGA VIVA (CAMIÓN)  
 Condición de Carga según Relleno  
 Altura del Relleno Hr = 0.5 m  
 Tipo de Cargas aplicadas al Box Culvert :  
 Cargas Puntuales aplicadas directamente  
 Carga PL(1) = 10 t

Celda #	Carga PL (t)	Brazo Izq (m)
1	4.827	0.2

- Envoltentes máximas de diseño

ENVOLVENTE MÁXIMA DE MOMENTOS						
X (m)	M- (CML)	M+ (CML)	M- (CV)	M+ (CV)	Mu- (DIS)	Mu+ (DIS)
0	-0.042	0	-0.336	0	0.785	0
0.088	0	0.007	-0.119	0.411	0.258	0.901
0.175	0	0.038	-0.133	0.634	0.288	1.426
0.262	0	0.056	-0.147	0.752	0.318	1.706
0.35	0	0.063	-0.16	0.753	0.348	1.715
0.438	0	0.056	-0.174	0.752	0.379	1.706
0.525	0	0.038	-0.188	0.634	0.409	1.426
0.612	0	0.007	-0.202	0.411	0.439	0.901
0.7	-0.042	0	-0.336	0	0.785	0



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

DISEÑO A CORTANTE (ENVOLVENTES MÁXIMAS)							
X (m)	V (CML)	V (CV)	Vu (DIS)	vu	$\phi_{vc}$	vu / $\phi_{vc}$	Revisión
0	0.567	6.168	14.129	5.65	6.53	0.87	-
0.088	0.425	6.168	13.944	5.58	6.53	0.85	OK
0.175	0.284	5.179	11.613	4.65	6.53	0.71	OK
0.262	0.142	4.145	9.183	3.67	6.53	0.56	OK
0.35	0	3.096	6.72	2.69	6.53	0.41	OK
0.438	0.142	4.145	9.183	3.67	6.53	0.56	OK
0.525	0.284	5.179	11.613	4.65	6.53	0.71	OK
0.612	0.425	6.168	13.944	5.58	6.53	0.85	OK
0.7	0.567	6.168	14.129	5.65	6.53	0.87	-

- Tabla especificaciones resistencia tubería en concreto reforzado prefabricada



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

DIÁMETRO INTERNO cm	ESPEJOR DE PARED mm	LONGITUD ÚTIL m	CLASE	F'c Mpa	PESO kg	CARGA ROTURA KN/m	CARGA FISURA KN/m
40	83	1.25	III	35	381	100	50
			IV	35	381	150	100
			V	42	381	175	140
60	85	2	III	35	909	100	50
			IV	35	925	150	100
			V	42	939	175	140
90	100	2	III	35	1563	100	50
			IV	35	1603	150	100
			V	42	1624	175	140
100	113	2.5	III	35	2458	100	50
			IV	35	2505	150	100
			V	42	2531	175	140
120	136	2.5	III	35	3543	100	50
			IV	35	3609	150	100
			V	42	3634	175	140
150	150	2.5	III	35	4862	100	50
			IV	35	4958	150	100
			V	42	5009	175	140
160	160	2.5	III	35	5515	100	50
			IV	35	5624	150	100
			V	42	5682	175	140
180	189	2.5	III	28	7353	75	50
			IV	35	7457	150	100
			V	42	7528	175	140
200	200	2.5	III	35	8606	100	50
			IV	35	8718	150	100
			V	42	8805	175	140
215	210	2.5	III	35	9683	100	50
			IV	35	9809	150	100
			V	42	9842	175	140
245	248	2.5	III	35	13158	100	50
			IV	35	12720	150	100
			V	42	12720	175	140
275	273	2.5	III	35	16266	100	50
			IV	35	15689	150	100
			V	42	15689	175	140

Los esfuerzos transmitidos a la tubería en concreto reforzado, no superan las cargas últimas de rotura de con las que son fabricadas.



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

### DISEÑO DE LOS MUROS ALETAS

GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, LTM (m)	2.9
Altura Máxima del Muro, Hmáx Muro (m)	1.8
Altura Mínima del Muro, Hmín Muro (m)	1
Ancho de Corona del Vástago, AC (m)	0.2
Proyección Trasera Vástago, BZ (m)	0
Proyección Delantera Vástago, BD (m)	0
Longitud Total de la Zapata, LTZ (m)	3
Longitud de la Zarpa Delantera, LZD (m)	0
Espesor de la Zapata, Hzap (m)	0.2

SECCION EN ESTUDIO	
Ubicación de la Sección a Diseñar	LTM/2

CONSTANTES DEL SUELO	
Resistencia Suelo E.Lim de Resistencia( t/m2)	20
Resistencia Suelo E.Lim Evento Extrem (t/m2)	30
Resistencia Suelo Est.Lim de Servicio (t/m2)	30
Peso Especifico Suelo de Relleno (t/m3)	1.8
Ángulo Inclinación Talud Rellenoβ (grados)	0
Áng Fricción Interna Suelo Rellenoφf (grad)	30
Áng Rozamiento terreno - zapataδ (grados)	1
Altura de Suelo sobre Zarpa Del , Hszd (m)	0
Peso Especif. Suelo sobre Zarpa Del (t/m3)	1.8
Altura Libre entre Tope de Muro y Relleno (m)	0
Altura Nivel Freático desde fondo zapata, Hnf(m)	0

CONSTANTES SÍSMICAS	
Coefficiente Aceleración Pico Horiz, PGA	0.1
Clase de Sitio (Clase de Suelo)	D

SOBRECARGA VEHICULAR (obligatoria en proximidad vías)	
Definición del Tipo de Muro	Vinculado a Puente o Vía
Distancia respaldo muro a borde tráfico (m)	0

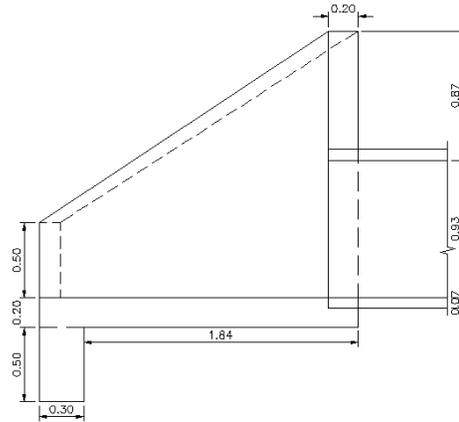
VISTA EN PLANTA

VISTA LONGITD.FRONTAL - Pto de Calculo en : LTM/2 = 1.4m

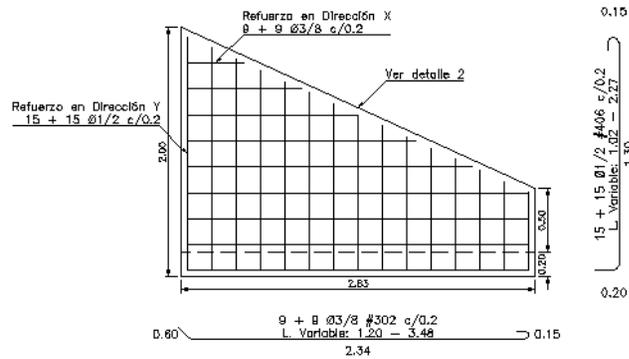


**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

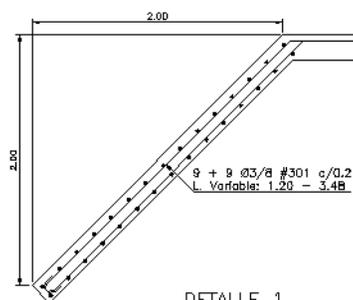
### Geometría del Muro y Especificaciones del Muro



SECCION A-A  
OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:25



SECCION D-D  
OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:25



DETALLE 1  
OBRA DE DRENAJE  
ESCALA 1:25



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

*Cargas y Momentos*

Cargas y Momentos DC por el Muro Total			
Políg	Peso(t)	Brazo y(m)	Mom Mo (t-m)
p1	4.176	1.5	6.264
p2	0	0	0
p3	1.67	0.1	0.167
p4	0	0	0
$\Sigma$	5.846		6.431

	Valor	Simbología
P DC	5.846	Carga por P.P. Muro (t)
yDC	1.1	Ubicación PDC resp a o (m)
eDC	0.4	Excentricidad de PDC (m)
M DC	2.339	Mom por PDC a ycg zap(t-m)
M DCo	6.431	Mom por PDC resp a o (t-m)

Cargas y Momentos EV por el Relleno			
Políg	Peso(t)	Brazo y(m)	Mom Mo (t-m)
p5	17.539	1.6	28.063
p6	0	0	0
$\Sigma$	17.539		28.063

	Valor	Simbología
P EV	17.539	Carga por Peso Relleno (t)
yEV	1.6	Ubicación PEV resp a o (m)
eEV	-0.1	Excentricidad de PEV (m)
M EV	-1.754	Mom por PEV a ycg zap(t-m)
M EVo	28.063	Mom por PEV resp a o (t-m)



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.**  
**MP. 68202092070 STD.**

*Empujes de Tierra*

PRESIÓN DE TIERRAS (AASHTO 2014 y CCP14 Art. 3.11.5.3)		
$k_a = \sin^2(\theta + \phi'_f) / (\Gamma(\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)))$		
$\Gamma = \{1 + v\{\sin(\phi'_f + \delta)\sin(\phi'_f - \beta) / (\sin\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)\}\}^2$		
	Valor	Simbología
$\theta$	90	Ang Cara Trasera Muro con Horiz (°)
$\beta$	0	Áng Talud Relleno con la Horiz (°)
$\delta$	1	Ang Fricción Relleno-Muro (°)
$\phi$	30	Ang Efectivo Fricción Interna (°)
Ka	0.33	Coeffic. de Presión Lateral Activa
po1	0.832	Presión por suelo nat seco (t/m2)
H1	1.4	Altura Suelo Nat Seco (m)
E1	1.689	Emp por Suelo Nat Seco (t)
po2	0.832	Presión por Suelo Sumergido (t/m2)
H2	0	Altura del Suelo Sumergido (m)
E2	0	Empuje por Suelo Sumergido (t)
pagua	0	Presión del Agua (t/m2)
Eagua	0	Empuje del Agua (t)
EHtot.	1.689	Empuje Total EH (t)
Bzo.Etot	0.467	Brazo del Empuje Total Z_EH (m)
M EH	0.788	Momento por Empuje Total EH (t-m)
SOBRECARGA VIVA (AASHTO 2014 y CCP14 Art. 3.11.6.4)		
Carga Vertical		
	Valor	Simbología
pv	0.72	Presion Vert por sobrecarga (t/m2)
d	0	Dist del muro a borde tráfico (m)
heq	1.2	Altura equiv de sobrecarga (m)
ls	2.8	Ancho accion sobrecarga viva (m)
PLs	5.846	Peso por sobrec. viva:Vertical (t)
yLs	1.6	Ubicación sobrecarga viva (m)
eLs	-0.1	Excentricidad Sobrecarga Viva (m)
MLsv	-0.585	Mom por LS vert en el ycg zap (t-m)
MLso	9.354	Momento por LS vertical (o) (t-m)
Presión Lateral (Horizontal) Ec 3.11.6.4-1		
	Valor	Simbología
p1	0.72	Presion horiz por sobrec viva (t/m2)
eLs	2.923	Empuje de Tierras por sobrec viva (t)
ZLs	0.7	Ubicación de Emuje desde x-x (m)
MLsh	2.046	Momento por LS horiz en ycg zap(t-m)
MLs	1.462	Mom Total por LS en ycg zap (t-m)



*Sismo y Global*

CÁLCULO SÍSMICO . AASHTO y CCP14 Art 3.10			
Carga Cálculo Aceler por Masa Muro Art. 11.6.5.2.2			
Políg	Peso(t)	Brazo z (m)	Mom M (P*z) (t-m)
p1	4.176	0.1	0.418
p2	0	0.6	0
p3	1.87	0.8	1.338
p4	0	0.8	0
<b>Σ</b>	<b>5.846</b>		<b>1.754</b>
Carga Cálculo Aceler por Masa Relleno Art. 11.6.5.2.2			
Políg	Peso(t)	Brazo z (m)	Mom M (P*z) (t-m)
p5	17.539	0.8	14.031
p6	0	0	0
<b>Σ</b>	<b>17.539</b>		<b>14.031</b>
Cálculo Empuje y Momento Sísmico. Mononobe Okabe			
	Valor	Descripción	
kho	0.16	x Fpga	
kh	0.08	Coef de Aceleración Horizontal	
kv	0	Coef de Aceleración Vertical	
θ	4.574°	ArcTg(kh)	
i	0°	Áng Inclinación Talud Relleno	
φ	30°	Áng Fricción Interna Suelo Relleno	
δ	1°	Áng de Rozamiento Terreno Muro	
β	90°	Áng entre Vertical y Paramento Muro	
KAE	0.38	Coef Sísmico de Presión Activa Suelo	
PAE	3.211 t	Emp Dinámico Horiz Activo (inc.PEstát)	
ΔPAE	1.523 t	Empuje Pseudo Estático	
MEAE	1.1 t-m	Momento por Emp Dinám Horiz Activo	
Ecuación Empuje Activo Sísmico Mononobe Okabe			
$K_{AE} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta)}{\psi \cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \delta - \theta)}$			
$\theta = \arctan(k_h / (1 - k_v))$			
$\beta = \text{Ang entre vert y param muro}$			
$i = \text{Talud del Relleno}$			
$\psi = \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\sin(\beta - \delta - \theta) \cos(i + \beta)} \right\}^2$			



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

Carga Total de Sismo : PIR y Hbu		
	Valor	Simbología
Ww	5.846	Peso del Cuerpo del Muro (t)
Ws	17.539	Peso del Suelo del Relleno (t)
Kh	0.08	Coef Acelerac Sísmica Horiz
PIR	1.871	Fza Inercial Horiz: kh(Ww+Ws) (t)
EH	1.689	Empuje Estático de Suelos (t)
DeltaPAE	1.523	Difer. Emononobe - EH (t)
Pseis_1	2.458	100%DeltaPAE + 50%PIR (t)
Pseis_2	2.715	50%(DeltaPAE(>=EH)) + 100%PIR
<b>Pseis_dom</b>	<b>2.715</b>	Carga Sísmica dominante (t)
Brazo Y	0.72	Brazo de Aplic: 0.4Htot_Muro (m)
Mseis	<b>1.955</b>	Mom por Carga Sísmica (t-m)
<b>Sumat Fsism</b>	<b>2.715</b>	Suma Total de Fsismo (t)
<b>Sumat Msism</b>	<b>1.955</b>	Suma Total de Msismo (t-m)

### Estados Limites

EstLím	SERVICIO I		RESISTENCIA I		EV EXTREMO I		Denominacion Cargas	DESCRIPCIÓN
	γMAX	γMIN	γMAX	γMIN	γMAX	γMIN		
DC	1.00	1.00	1.25	0.90	1.25	0.90	DC	P.P. Comp.Estr y Accesor.
DW	1.00	1.00	1.50	0.65	1.50	0.65	DW	P.P. Rodadura e Instalac.
LL	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	LL	Carga Viva Vehicular
BR	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	BR	Fuerza Frenado Vehicular
EH	1.00	1.00	1.50	0.90	1.50	0.90	EH	Empuje Horizont del Suelo
EV	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	EV	Presión Vert Suelo Relleno
LS	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	LS	Sobrecarga por C_Viva
TU	1.00	1.20	0.50	1.20	0.50	1.20	TU	Fuerza por Temp Uniforme
SH	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	SH	Fuerzas por Retracción
WA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	WA	Pres Agua y Corriente
WS	0.30	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	WS	Viento sobre Estructura
WL	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	WL	Viento sobre C Viva
EQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	EQ	Carga Sísmica



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

*Solicitaciones para los diferentes estados límites de Servicio*

Estado Límite de SERVICIO I									
Servicio I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Máx (t)	Hu Máx (t)	Mu máx (t-m)	Pu Mín (t)	Hu Mín (t)	Mu mín (t-m)
DC	5.846		2.339	5.846		2.339	5.846		2.339
EH		1.689	0.788		1.689	0.788		1.689	0.788
EV	17.539		-1.754	17.539		-1.754	17.539		-1.754
LS	5.846	2.923	2.046	5.846	2.923	2.046	5.846	2.923	2.046
EQ									
$\Sigma$				29.232	4.612	3.419	29.232	4.612	3.419

Estado Límite de RESISTENCIA I									
Resisten I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Máx (t)	Hu Máx (t)	Mu máx (t-m)	Pu Mín (t)	Hu Mín (t)	Mu mín (t-m)
DC	5.846		2.339	7.308		2.923	5.262		2.105
EH		1.689	0.788		2.534	1.182		1.52	0.709
EV	17.539		-1.754	23.678		-2.368	17.539		-1.754
LS	5.846	2.923	2.046	10.231	5.116	3.581	10.231	5.116	3.581
EQ									
$\Sigma$				41.217	7.649	5.318	33.032	6.636	4.641

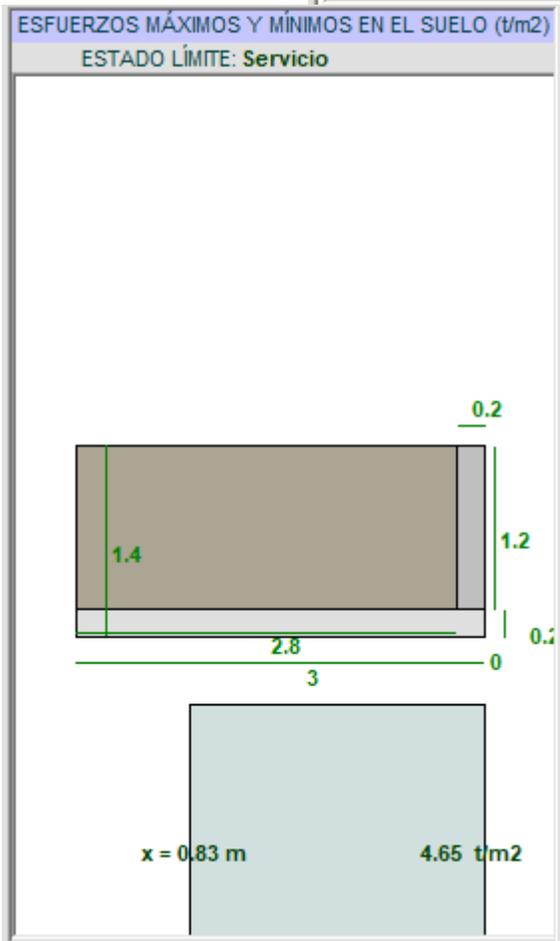
Estado Límite de EVENTO EXTREMO I									
Ev.Extrem I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Máx (t)	Hu Máx (t)	Mu máx (t-m)	Pu Mín (t)	Hu Mín (t)	Mu mín (t-m)
DC	5.846		2.339	7.308		2.923	5.262		2.105
EH		1.689	0.788		2.534	1.182		1.52	0.709
EV	17.539		-1.754	23.678		-2.368	17.539		-1.754
LS	5.846	2.923	2.046	2.923	1.462	1.023	2.923	1.462	1.023
EQ		2.715	1.955		2.715	1.955		2.715	1.955
$\Sigma$				33.909	6.71	4.715	25.724	5.697	4.038



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

*Análisis de Estabilidad y Esfuerzos en el suelo (Estado Limite de Servicio).*

CHEQUEO CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO		
Solicitaciones Estado Límite : <b>Servicio</b>		
Resistencia Suelo	30 t/m <sup>2</sup>	Caso: MÁXIMO
	Valor	Simbología
$\Sigma P$	29.23	Sumatoria Fuerzas Verticales (t)
B	3	Ancho de la Zapata (m)
L	2.9	Longitud de la Zapata (m)
d	1.08	(MomEstab - MomVolc) / SumatP (m)
e calc	0.42	Excentricidad de la Carga (m)
Suelo		
$\sigma_v$	4.65	Esfzo Vertical en Suelo (t/m <sup>2</sup> )
Roca		
$\sigma_{v1}$	-	Esfzo Vert Máx en Roca (t/m <sup>2</sup> )
$\sigma_{v2}$	-	Esfzo Vert Mín en Roca (t/m <sup>2</sup> )



$d = (\text{MomEstab} - \text{MomVolc}) / \text{SumatP}$        $e = B / 2 - d$       11.6.3.2-2 (3) **tercio medio**

Suelo NO ROCOSO      Suelo ROCOSO

$$\sigma_v = \left( \frac{\Sigma P}{B - 2e} \right) / L$$

$$\sigma_v = \left( \frac{\Sigma P}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \right) / L$$

Suelo ROCOSO R fuera tercio medio

$$\sigma_{v \text{ máx}} = \frac{2 \Sigma P}{3B \left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

11.6.3.2-1      11.6.3.2-4 (5)       $\sigma_{v \text{ mín}} = 0$



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

**CHEQUEO VOLCAMIENTO** E. LÍMITE: Servicio  
 $e_{m\acute{a}x} = B/3$  (Est Lím Resistencia) **Caso: MÁXIMO**  
 $\gamma_{EQ} = 1$   $e_{m\acute{a}x} = (8B/10)/2$   $\gamma_{EQ} = 0$   $e_{m\acute{a}x} = (2B/3)/2$ . Ev Extr

	Valor	Simbología
DCmuro	6.43	Mom(o) DCmuro(t-m)
EV	28.06	Mom(o) por Peso Relleno EV (t-m)
LS	0	Mom(o) por Sobrec LS vert (t-m)
<b>SumaMestab</b>	<b>34.49</b>	Sumator. Mom Estabilizantes (t-m)
EH	0.79	Mom(o) por Emp Tierras EH (t-m)
LS	2.05	Mom(o) por Sobrec LS horiz (t-m)
Pseis	0	Mom(o) por Fza Sísmic Pseis (t-m)
<b>SumaMvolc</b>	<b>2.83</b>	Sumatoria Mom Volcamiento (t-m)
Ry	29.23	Sumatoria Fuerzas Verticales (t)
d	1.08	(MomEstab - MomVolc) / Ry (m)
e calculada	0.42	LongitudZap / 2 - d (m)
e máx	1	Excentric. Máx según Norma (m)
<b>Diagnóstico</b>	<b>OK VOLC</b>	Chequeo e(calc) vs e(máx)

**CHEQUEO DESLIZAM** E. LÍMITE: Servicio

	Valor	Simbología
i	0	Ang Inclinación Relleno Delant (°)
$\beta$	90	Ang Pared Del. (ZarpDel) con Horizont (°)
$\delta$	0.5	Ang Fricción Relleno-Estrib S pasivo (°)
$\phi$	30	Ang Efectivo Fricc Int S Pasivo (°)
Kp	3.046	Coefficiente de Presión Lateral Pasiva
hp1	0.2	Altura Básica Pres. Pasiva (Hzarp del) (m)
qp1	1.096	Esfuerzo de Pres. Pasiva Básica (t/m2)
Rep	0.318	Resistencia Nominal Básica Pasiva (t)
Rn_fricc	15.662	Resist. Nominal por Fricc suelo-cim (t)
Rn_Total	15.98	Resistencia Nominal Total (sin llave) (t)
Humáx	4.612	Fza Horiz Máx que produce Deslizam (t)
Hu/Rntot	0.289	Cumple Deslizamiento SIN usar LLave

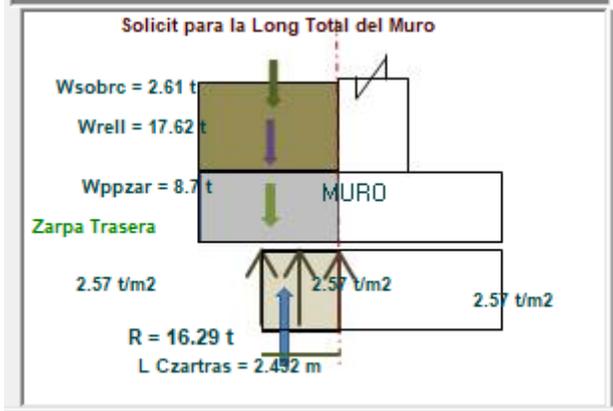


**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

**Estado Limite Evento Extremo**  
**Diseño zarpa o talon**

Solicitaciones:

	Valor	Descripción
Pzartras	-16.29 t	Carga Total por Reacc Sue Zarp Tras
Wzarptras	8.7 t	Carga Total por P.P. Zarpa Trasera
Wrelleno	17.62 t	Carga Total por Peso del Relleno
Sobrec.Ver	2.61 t	Carga por Comp. Vert Sobrecarga
Vu	12.64 t	Sumat Cargas Vert: Vu de Diseño
MuxReacc Sue	0 t-m	Momento por Reacc Suelo
Mu x PPzarp	10.88 t-m	Momento por P.P. Zarpa Trasera
Mu x Wrell	22.02 t-m	Momento por Peso del Relleno
Mu x Sobrec	6.53 t-m	Momento por Comp/V Sobrecarga
Sumat Mu	39.42 t-m	Sumat de Momentos. Mu diseño



Diseño a Flexión:

	Valor	Simbología
Mu	39.422 t-m	Momento mayorado en la secc
K	151.042 t-m	$Mu/bd^2$
m	23.529 t-m	$f_y/0.85f'_c$
Ro Calc	39.422 t-m	Cuántía Acero de Diseño
As calc	36.572 cm <sup>2</sup>	Area Refuerzo Calculado Total
Ic	0.015 m <sup>4</sup>	Mom de Inercia de Sección Bruta
fr	28.693 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de Ruptura : $1.98(f'_c)^{1/2}$
Mcr	22.189 t-m	Mom Agrietamiento
Asmin(Mcr)	20.114 cm <sup>2</sup>	Acero para Mom_Agrietam.
1.33Ascal	48.641 cm <sup>2</sup>	Acero Calculado x 1.33
Acero Domina	36.572 cm <sup>2</sup>	$As(calco) > As\ Min\ (Mcr)$
Arm Ppal Sug.	1 # 5 @ 0.15	Armad Ppal Real Propuesta
As real Coloc	38.267 cm <sup>2</sup>	Area de Acero Real Colocado
c	3.65 cm	Alt blq compr: $AsF_y/0.85f'_cBetab$
$\epsilon_T$	0.0216	$0.003(dt-c)/c$
Chequeo	et > 0.005	Phi OK
As RetracTemp	7.4 cm <sup>2</sup> /cara	$2.33 \leq 0.75bh / (2(b+h)F_y) \leq 12.7$
Arm Retr Sug.	1 # 4 @ 0.25	Armad Retrac Propuesta



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

Diseño a Cortante:

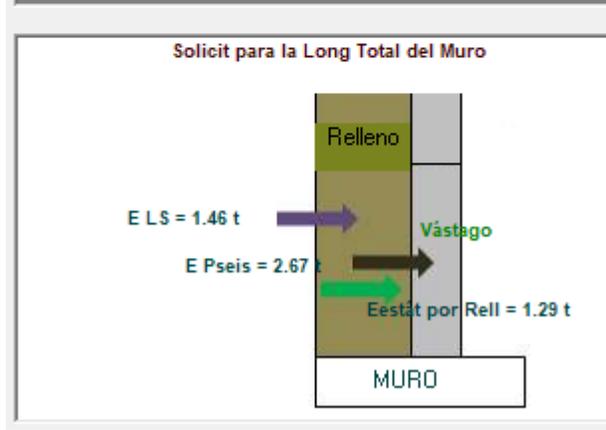
	Valor	Simbología
dv1 0.9de	0.27 m	Profund efec de Cortante (a) Art 5.8.2.9
dv2 0.72h	0.29 m	Profund efec de Cortante (b) Art 5.8.2.9
dv dom	0.29 m	Prof efec de Cortante dominante
Phi	0.85	Fact de Res a Cort Art 5.5.4.2
Beta	2	Fact.Cap Conor Agr Diag Traco y Cort
Vc	63.53 t	$Vc=0.083\beta\phi^2c^{1/2}bvdv$ Art 5.8.3.3-3
Vs	0	Vs =0 No Flejes
Vn	63.53 t	$Vn = Vc$ Art 5.8.3.3-1
Vr	57.18 t	$Vr = \phi \times Vn$
Vu	12.64 t	Cortante Ult de Diseño
Chequeo	OK	Cortante OK

*Diseño de la Zarpa Delantera o Dedo*

### Estado Limite Evento Extremo

Solicitaciones:

	Valor	Descripción
E de Tierras EH	1.29 t	Emp Estático de Tierras
E sísmico E Pseis	2.67 t	Empuje Sísmico Pseis
E Sobrecarga LS	1.46 t	Emp por Sobrecarga Viva
Sumat Empujes	5.42 t	Sumat de Empujes = Vu diseño
Mom x E.Tierra EH	0.43 t-m	Mom x Emp de Tierras
Mom por Pseis	1.92 t-m	Mom por Fza Sísmica Pseis
Mom por LS	1.02 t-m	Mom x SobrecViva LS
Sumat Momentos	3.37 t-m	Sumat de Momentos = Mu diseño





**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
MP. 68202092070 STD.

Diseño a Flexión:

	Valor	Simbología
<b>Mu</b>	3.375 t-m	Momento mayorado en la seco
<b>K</b>	116.368 t-m	$Mu/bd^2$
<b>m</b>	23.529 t-m	$fy/0.85f'c$
<b>Ro Calc</b>	3.375 t-m	Cuantía Acero de Diseño
<b>As calc</b>	9.277 cm <sup>2</sup>	Area Refuerzo Calculado Total
<b>Ic</b>	0.002 m <sup>4</sup>	Mom de Inercia de Sección Bruta
<b>fr</b>	28.693 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de Ruptura : $1.98(f'c)^{1/2}$
<b>Mcr</b>	5.547 t-m	Mom Agrietamiento
<b>Asmin(Mcr)</b>	15.672 cm <sup>2</sup>	Acero para Mom_Agrietam.
<b>1.33Ascal</b>	12.338 cm <sup>2</sup>	Acero Calculado x 1.33
<b>Acero Domina</b>	12.338 cm <sup>2</sup>	$As(calc) > As\ Min\ (Mcr)$
<b>Arm Ppal Sug.</b>	1 # 5 @ 0.3	Armad Ppal Real Propuesta
<b>As real Coloc</b>	19.133 cm <sup>2</sup>	Area de Acero Real Colocado
<b>c</b>	1.83 cm	Alt blq compr: $AsFy/.85f'c\ Betab$
<b>εt</b>	0.0134	$0.003(dt-c)/c$
<b>Chequeo</b>	et > 0.005	Phi OK
<b>As RetracTemp</b>	6.76 cm <sup>2</sup> /cara	$2.33 \leq 0.75bh / (2(b+h)Fy) \leq 12.7$
<b>Arm Retr Sug.</b>	1 # 4 @ 0.25	Armad Retracc Propuesta

Diseño a Cortante:

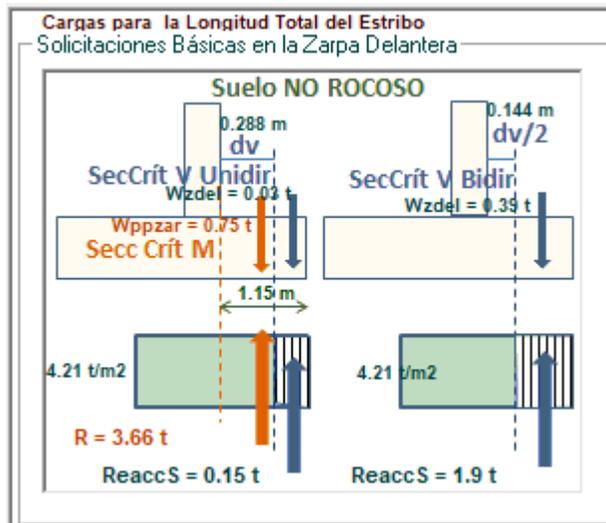
	Valor	Simbología
<b>dv1 0.9de</b>	0.09 m	Profund efec de Cortante (a) Art 5.8.2.9
<b>dv2 0.72h</b>	0.14 m	Profund efec de Cortante (b) Art 5.8.2.9
<b>dv dom</b>	0.14 m	Prof efec de Cortante dominante
<b>Phi</b>	0.85	Fact de Res a Cort Art 5.5.4.2
<b>Beta</b>	2	Fact.Cap Concr Agr Diag Tracc y Cort
<b>Vc</b>	31.77 t	$Vc=0.083Betaf'c^{1/2}bvdv$ Art 5.8.3.3-3
<b>Vs</b>	0	Vs =0 No Flejes
<b>Vn</b>	31.77 t	$Vn = Vc$ Art 5.8.3.3-1
<b>Vr</b>	57.18 t	Cortante Resist $Vr = phi \times Vn$
<b>Vu</b>	5.42 t	Cortante Ult de Diseño
<b>Chequeo</b>	OK	Cortante OK



*Diseño del Vástago o pantalla*

**Estado Limite Evento Extremo**

Solicitaciones:



Diseño a Flexión:

	Valor	Simbología
<b>Mu</b>	0.436 t-m	Momento mayorado en la secc
<b>K</b>	1.671 t-m	$Mu/bd^2$
<b>m</b>	23.529 t-m	$fy/0.85f'c$
<b>Ro Calc</b>	0.436 t-m	Cuántia Acero de Diseño
<b>As calc</b>	0.385 cm <sup>2</sup>	Area Refuerzo Calculado Total
<b>Ic</b>	0.015 m <sup>4</sup>	Mom de Inercia de Sección Bruta
<b>fr</b>	28.693 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de Ruptura : $1.98(f'c)^{1/2}$
<b>Mcr</b>	22.189 t-m	Mom Agrietamiento
<b>Asmin(Mcr)</b>	20.114 cm <sup>2</sup>	Acero para Mom_Agrietam.
<b>1.33Ascal</b>	0.512 cm <sup>2</sup>	Acero Calculado x 1.33
<b>Acero Domina</b>	0.512 cm <sup>2</sup>	$1.33Ascal < AsMin(Mcr)$ . Prima 1.33As
<b>Arm Ppal Sug.</b>	1 # 5 @ 0.3	Armado Ppal Real Propuesta
<b>As real Coloc</b>	19.133 cm <sup>2</sup>	Area de Acero Real Colocado
<b>c</b>	1.83 cm	Alt blq compr: $AsFy/0.85f'cBetab$
<b>εt</b>	0.0463	$0.003(dt-c)/c$
<b>Chequeo</b>	et > 0.005	Phi OK
<b>As RetracTemp</b>	7.4 cm <sup>2</sup> /cara	$2.33 <= 0.75bh / (2(b+h)Fy) <= 12.7$
<b>Arm Retr Sug.</b>	1 # 4 @ 0.25	Armado Retrac Propuesta



**ING. DIEGO FERNANDO QUIROGA SANTIAGO**  
 ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNINORTE.  
 MP. 68202092070 STD.

Diseño a Cortante:

	Valor	Simbología
dv1 0.9de	0.27 m	Profund efec de Cortante (a) Art 5.8.2.9
dv2 0.72h	0.29 m	Profund efec de Cortante (b) Art 5.8.2.9
dv dom	0.29 m	Prof efec de Cortante dominante
Phi	0.9	Fact ResisCort Art 5.5.4.2 Concr Normal
Vs	0	Vs = 0 --> No Flejes
		ACCIÓN EN UNA DIRECCIÓN
Beta	2	Fact.Cap Concr Agr Diag Tracc y Cort
Vc	63.53 t	$Vc=0.083Betafc^{(1/2)}bvdv$ Art 5.8.3.3-3
Vn	63.53 t	$Vn = Vc$ Art 5.8.3.3-1
Vr	57.18 t	Cortante Resist $Vr = \phi \times Vn$
Vu	0.12 t	Cortante Ult Diseño.SeccCrít: a dv cara
Chq1direcc	Vr>Vu:OK	Cort Una Direcc OK
		ACCIÓN EN DOS DIRECCIONES
Beta_c	10.069	Rel lado largo/corto rectáng aplic.carga
bo	6.38 m	bo = Perímetro de la Sección Crítica
Vc	170.63 t	$(.17+.33/Betac)Sq(fc)bodv < .33Sq(fc)bodv$
Vr	153.57 t	Cortante Resist $Vr = \phi \times Vn$ $Vn = Vc$
Vu	1.51 t	Cortante Ult Dis. Secc Crít: dv/2 de cara
Ch.2Direcc	Vr>Vu:OK	Cort Dos Direcc OK
Ch.GLOBAL	Vr>Vu:OK	Cortante Global OK

### Envoltentes de Diseño del Muros Aleta

Armadura principal a Flexión

Estado Límite	ZarDel.Abajo	ZarTras.Abajo	ZarTras.Arrib	Vást.CaraRellen
Servicio I	1 # 5 @ 0.3	-	1 # 5 @ 0.16	1 # 5 @ 0.3
Resistencia I	1 # 5 @ 0.3	-	1 # 5 @ 0.1	1 # 5 @ 0.3
Ev Extremo I	1 # 5 @ 0.3	-	1 # 5 @ 0.15	1 # 5 @ 0.3
Envolvente	1 # 5 @ 0.3	-	1 # 5 @ 0.1	1 # 5 @ 0.3

Chequeo a Cortante

Estado Límite	ZarDelant Vr / Vu	ZarTrasera Vr / Vu	Vástago Vr / Vu
Servicio I	525.08	18.18	7.13
Resistencia I	310.25	2.96	4.21
Ev Extremo I	491.78	4.52	4.98
Envolvente	OK CORTE	OK CORTE	OK CORTE