

**AMPLIACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LAS REDES DE ACUEDUCTO VEREDA LA
PAJUILA EN EL MUNICIPIO DE SARAVERA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**

DISEÑO Y VALIDACIÓN DE PASOS ELEVADOS RED DE ADUCCIÓN

**Tunja – Boyacá
Agosto de 2026**

INFORME ESTUDIOS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS**CONTROL DE VERSIONES**

Versión	Fecha	Descripción de Modificación	Folios
01	2026- Agosto	Versión original para revisión y comentarios	48

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

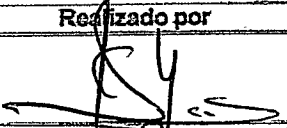
Realizado por

Ing. Pedro José Pacheco Bueno M.P. 15202 - 170575 BYC I.C Especialista estructural Jefe de área estructuras

Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN.....	5
1. Descripción, alcance y localización del proyecto.....	6
1.1. Descripción del Proyecto.....	6
1.2. Alcance.....	6
1.3. Documentos de referencia.....	6
1.4. Normas de diseño.....	6
1.5. Nomenclatura y notación.....	6
1.5.1. Nomenclatura de materiales.....	6
1.5.2. Nomenclatura de parámetros geotécnicos.....	7
1.5.3. Calidad de los Materiales:.....	7
1.5.4. Hipótesis:.....	7
1.5.5. Normas de Cálculos:.....	7
1.5.6. Normas extranjeras de apoyo para el análisis estructural:.....	7
2. Modelo analítico.....	8
2.1. Casos de cargas.....	8
2.1.1. Peso propio de los elementos (CM) (D).....	8
2.1.2. Carga de granizo (G).....	8
2.1.3. Carga Viva (CV) (L).....	8
2.1.4. Carga de viento (W).....	8
2.2. Análisis de cargas con el reglamento NSR-10.....	8
2.2.1. CARGAS.....	8
2.2.2. COMBINACIONES DE CARGAS.....	9
3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE TORRE PASO ELEVADO.....	10
3.2. Parámetros sísmicos.....	11
3.2.1. Espectro NSR – 10.....	11
3.2.2. Zona de amenaza sísmica.....	11
3.2.3. Efectos locales.....	14
3.2.4. Coeficiente de importancia.....	15
3.2.5. Espectro de Diseño NSR – 10.....	15
3.2.6. Sistemas estructurales.....	16
3.2.7. Capacidad de disipación de energía Alta requerida.....	16
3.2.8. Configuración estructural.....	16
3.3. Requisitos de la deriva.....	17
3.4. Aplicación de cargas.....	19

Consolidado de cargas	18
3.4. Materiales seleccionados	18
3.5. Modelación de la estructura principal	18
4. Resultado del análisis y diseño de los elementos	19
4.1. Diagrama de fuerzas resultantes	20
4.2. Verificación de cables	20
4.3. Análisis estático de la estructura	22
4.4. Resultado perfil PTE redondo de columna sección 2 ½" x 3.0mm	29
4.5. Resultado perfil PTE redondo en vigas de sección 2 ½" x 3.0mm	31
4.6. Resultado perfil PTE redondo en Vigas de sección 2 ½" x 3.0mm relleno	32
4.7. Resultado perfil PTE redondo en Diagonales de sección 2" x 3.0mm	34
4.9. Resultado de derivas	36
4.10. Resultado de zapata de pedestal paso elevado	42
4.11. Resultado de cámara de anclaje	46
5. Conclusiones y recomendaciones	48
5.1. Conclusiones	48
5.2. Recomendaciones	48
6. Referencias	49
Tabla 1. Características de la estructura	6
Tabla 2. Documentos de referencia	6
Tabla 3. Documentos de referencia	10
Tabla 4. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro	14
Tabla 5. Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos cortos del espectro	15
Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia, I	15
Tabla 7. Datos básicos del espectro NSR-10	15
Tabla 8. Diámetro de acero	19
Figura 1. Combinaciones básicas NSR10 Método de Resistencia	9
Figura 2. Combinaciones básicas NSR10 Método del estado Límite de Servicio	9
Figura 3. Distribución en alzado de torre	10
Figura 4. Espectro de diseño	11
Figura 5. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av.	11
Figura 6. Mapa de valores de Aa	12
Figura 7. Mapa de valores de Av.	13
Figura 8. Espectro de Diseño	16
Figura 9. TENSIÓN EN CABLE PRINCIPAL D=1"	21
Figura 10. TENSIÓN EN CABLE PENDOLA D=1/4"	22

INTRODUCCIÓN

El presente informe contiene los criterios, análisis y verificaciones correspondientes al diseño estructural del paso elevado contemplado dentro del proyecto "AMPLIACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LAS REDES DE ACUEDUCTO VEREDA LA PAJUILLA EN EL MUNICIPIO DE SARAVERA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".

El paso elevado constituye una obra especial requerida para permitir la continuidad de la tubería de acueducto a través del sector de cruce identificado en el trazado del proyecto. La solución estructural está conformada por un sistema suspendido soportado mediante torres metálicas, cable principal, elementos de suspensión de la tubería, cimentaciones y elementos de anclaje.

De acuerdo con el diseño hidráulico del proyecto, el paso elevado se encuentra localizado dentro del tramo final de la red proyectada, correspondiente a tubería de diámetro nominal de 3 pulgadas, con un vano estructural de referencia de aproximadamente 25 m.

El análisis estructural comprende la determinación de las acciones actuantes sobre el sistema, la modelación y verificación de las torres metálicas, los elementos de suspensión, las cimentaciones y los sistemas de anclaje, considerando las condiciones geométricas del proyecto, la información geotécnica disponible y los parámetros sísmicos aplicables al municipio de Saravena, departamento de Arauca.

El diseño y las verificaciones estructurales se desarrollan con base en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y las normas técnicas complementarias aplicables a los materiales y elementos estructurales utilizados. La modelación estructural se realiza mediante herramientas computacionales de análisis, complementadas con verificaciones analíticas de los elementos principales y de las condiciones de servicio.

1. Descripción, alcance y localización del proyecto

A continuación, se hace una descripción general del proyecto desde el punto de vista estructural en lo referente a la localización del área de influencia

1.1. Descripción del Proyecto

La estructura tiene las siguientes características:

ESTRUCTURA	Características de la estructura
Sección	(0.5 m X 0.5 m)
Altura	5.00 m

Tabla 1. Características de la estructura

Fuente: Autor

El sistema de resistencia sísmica para la estructura es pórticos resistentes a momentos en acero.

Según las necesidades requeridas por el proyecto se requiere diseñar o verificar el tipo de guaya de soporte de la tubería y estructura a instalar en perfiles comerciales.

1.2. Alcance

Se limita únicamente a las torres de pasos elevados y los elementos estructurales que componen la estructura.

1.3. Documentos de referencia.

En la siguiente tabla se presentan los documentos que sirvieron de referencia para el análisis y diseño estructural de las estructuras.

Ítem	Documento
1	Estudio de suelos
2	Topografía

Tabla 2. Documentos de referencia

Fuente: Autor

1.4. Normas de diseño.

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

1.5. Nomenclatura y notación.

1.5.1. Nomenclatura de materiales.

La nomenclatura de los materiales, empleada para la elaboración de este documento, se indica a continuación:

f'_c : Resistencia del concreto a compresión [MPa].

Ec: Módulo de elasticidad del concreto [MPa].
 fy: Esfuerzo de fluencia del acero [MPa].
 Es: Módulo de elasticidad del acero [MPa].

1.5.2. Nomenclatura de parámetros geotécnicos.

La nomenclatura de los parámetros geotécnicos, empleada para la elaboración de este documento, se indica a continuación:

γ_w : Peso específico del agua [kN / m³]. γ_s :
 Peso específico del suelo [kN / m³].
 γ_c : Peso específico del concreto [kN / m³].
 Φ : Ángulo de fricción interna del suelo [°].
 σ_{adm} : Capacidad portante admisible del suelo [kN / m²].
 μ : Coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto.
 K_h : Módulo de resorte horizontal del suelo [kN / m³].
 K_v : Módulo de resorte vertical del suelo [kN / m³].

1.5.3. Calidad de los Materiales:

ASTM A36
 ASTM A500 GR C

1.5.4. Hipótesis:

Base empotrada
 Modelo Linealmente Elástico.
 Análisis Dinámico Espectral.

1.5.5. Normas de Cálculos:

Reglamento Colombiano de construcción sísmo resistente NSR-10.

1.5.6. Normas extranjeras de apoyo para el análisis estructural:

AISC 360-16, Instituto Americano del acero estructural. AISC 341-16, Provisiones Sísmicas AISC 358-16.

2. Modelo analítico

El modelo analizado corresponde a una estructura basada en un análisis sísmico ordinario, debido a la necesidad del proyecto y zona sísmica exigida. El tipo de vinculación al extremo se asume para el análisis como empotrado, ya que existe una generación de momentos en la base que lo amerita. Se fijaron las propiedades de los materiales del sistema resistente a cargas gravitatorias, de viento y sismo para configurar el sistema y ofrecer una optimización asociada a la seguridad y economía.

2.1. Casos de cargas

- D = Carga Muerta (CM).
- E = Fuerzas sísmicas de diseño ($E = F_s/R$).
- F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos.
- Fa = carga debido a la inundación (supresión).
- L = Carga de impacto o de objetos móviles (CV).
- H = Cargas debidas al empuje lateral de suelo.

El análisis y diseño se realizó para las siguientes cargas teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

2.1.1. Peso propio de los elementos (CM) (D)

El peso propio de los elementos estructurales se asigna directamente en el modelo de análisis cuando se define la geometría y los materiales que componen cada uno de los elementos estructurales

2.1.2. Carga de granizo (G)

Se evalúa las condiciones particulares la cual está sometida la estructura en los empujes o cargas provenientes a los efectos dinámicos del agua.

2.1.3. Carga Viva (CV) (L)

Para considerar la carga viva a la cual está sometida la estructura se evaluará únicamente la carga viva que será la de uso.

2.1.4. Carga de viento (W)

Es la carga primordial para el diseño de esta estructura, para esto se determinará las fuerzas y presiones que el viento ejerce sobre la estructura, lo que es crucial para garantizar su estabilidad y seguridad.

2.2. Análisis de cargas con el reglamento NSR-10

2.2.1. CARGAS

Carga Muerta (WD)

Peso de tubería	1.76	kg/m
Peso del agua	5.08	kg/m
Peso accesorios (grapasa, otros)	5.0	kg/m
WD =	11.84	kg/m

Carga de Viento (WV)

Velocidad del viento a 15 m de altura
Presion del viento

	87.5	km/h
	45.90	kg/m ²
WV =	4.08	kg/m
WU =	75.55	kg/m

Carga Ultima (WU)

2.2.2. COMBINACIONES DE CARGAS

Para este caso de análisis, se desarrollan las combinaciones consistentes con los estados límite de resistencia, referidos en el título B de la NSR10 de la sección B.2.4.2. y B.2.

1.4D	(B.2.4-1)
1.2D+1.6L+0.5(L _r ó G ó L _e)	(B.2.4-2)
1.2D+1.6(L _r ó G ó L _e)+(1.0L ó 0.5W)	(B.2.4-3)
1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L _r ó G ó L _e)	(B.2.4-4)
1.2D+1.0E+1.0L	(B.2.4-5)
0.9D+1.0W	(B.2.4-6)
0.9D+1.0E	(B.2.4-7)

Figura 1. Combinaciones básicas NSR10 Método de Resistencia

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10 Título B numeral B.2.4.2

D+F	(B.2.3-1)
D+H+F+L+T	(B.2.3-2)
D+H+F+(L _r ó G ó L _e)	(B.2.3-3)
D+H+F+0.75(L+T)+0.75(L _r ó G ó L _e)	(B.2.3-4)
D+H+F+W	(B.2.3-5)
D+H+F+0.7E	(B.2.3-6)
D+H+F+0.75W+0.75L+0.75(L _r ó G ó L _e)	(B.2.3-7)
D+H+F+0.75(0.7E)+0.75L+0.75(L _r ó G ó L _e)	(B.2.3-8)
0.6D+W+H	(B.2.3-9)
0.6D+0.7E+H	(B.2.3-10)

Figura 2. Combinaciones básicas NSR10 Método del estado Límite de Servicio

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10 Título B numeral B.2.3

Las combinaciones de carga empleadas fueron las del método de resistencia, de la NSR10. De igual manera se establecieron las combinaciones de carga más crítica para cada estado a evaluar. Con esto se tienen los siguientes coeficientes para las combinaciones:

B.2.4-1	1.4 (D)
B.2.4-2	1.2 (D)+1.6 (L)+0.5 (G)
B.2.4-3.1	1.2 (D)+1.0 (G)+1.0 (L)
B.2.4-3.2	1.2 (D)+1.0 (G)+0.5 (W)
B.2.4-4	1.2 (D)+1.0 (W)+1.0 (L)+0.5 (G)
B.2.4-5	1.2 (D)+1.0 (E)+1.0 (L)
B.2.4-6	0.9 (D)+1.0 (W)
B.2.4-7	0.9 (D)+1.0 (E)

3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE TORRE PASO ELEVADO

Este se realizó teniendo en cuenta los lineamientos del título F de la NSR10.

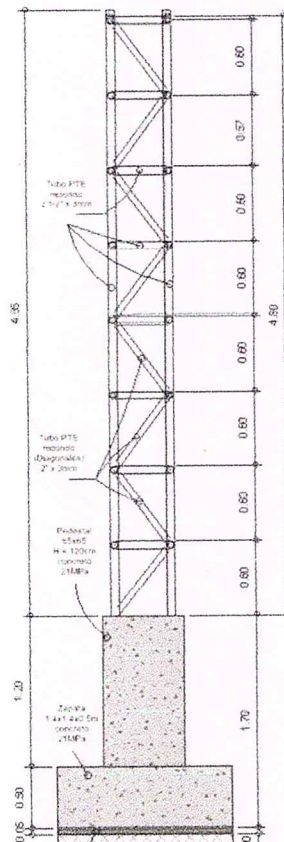


Figura 3. Distribución en alzado de torre.

Fuente: propia.

ESTRUCTURA	Longitud de tramo [m]
Longitud entre torres	25 m

Tabla 3. Documentos de referencia

Fuente: Autor

3.2. Parámetros sísmicos

3.2.1. Espectro NSR – 10

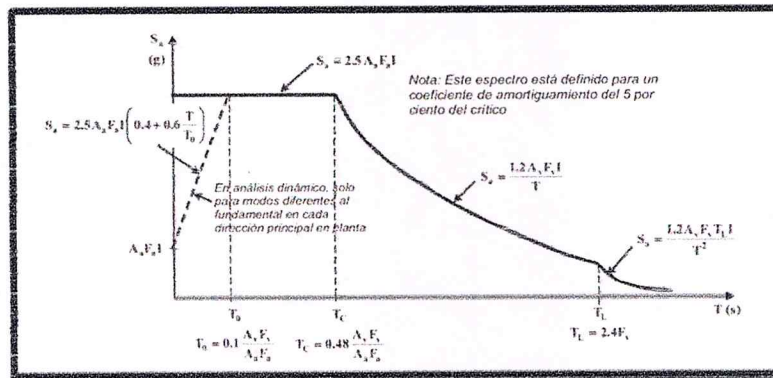


Figura 4. Espectro de diseño

Fuente. Norma NSR-10

3.2.2. Zona de amenaza sísmica

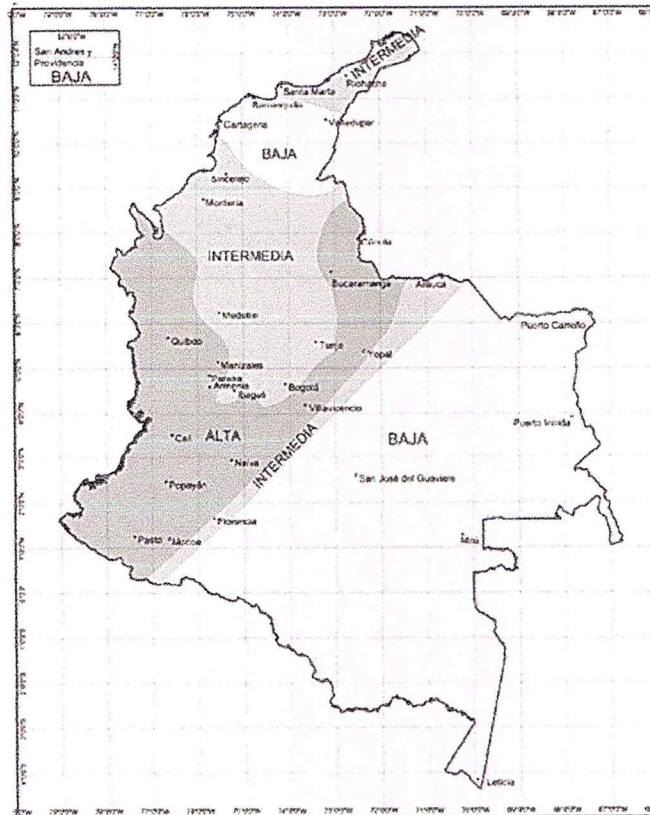


Figura 5. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v .

Fuente. Norma NSR-10

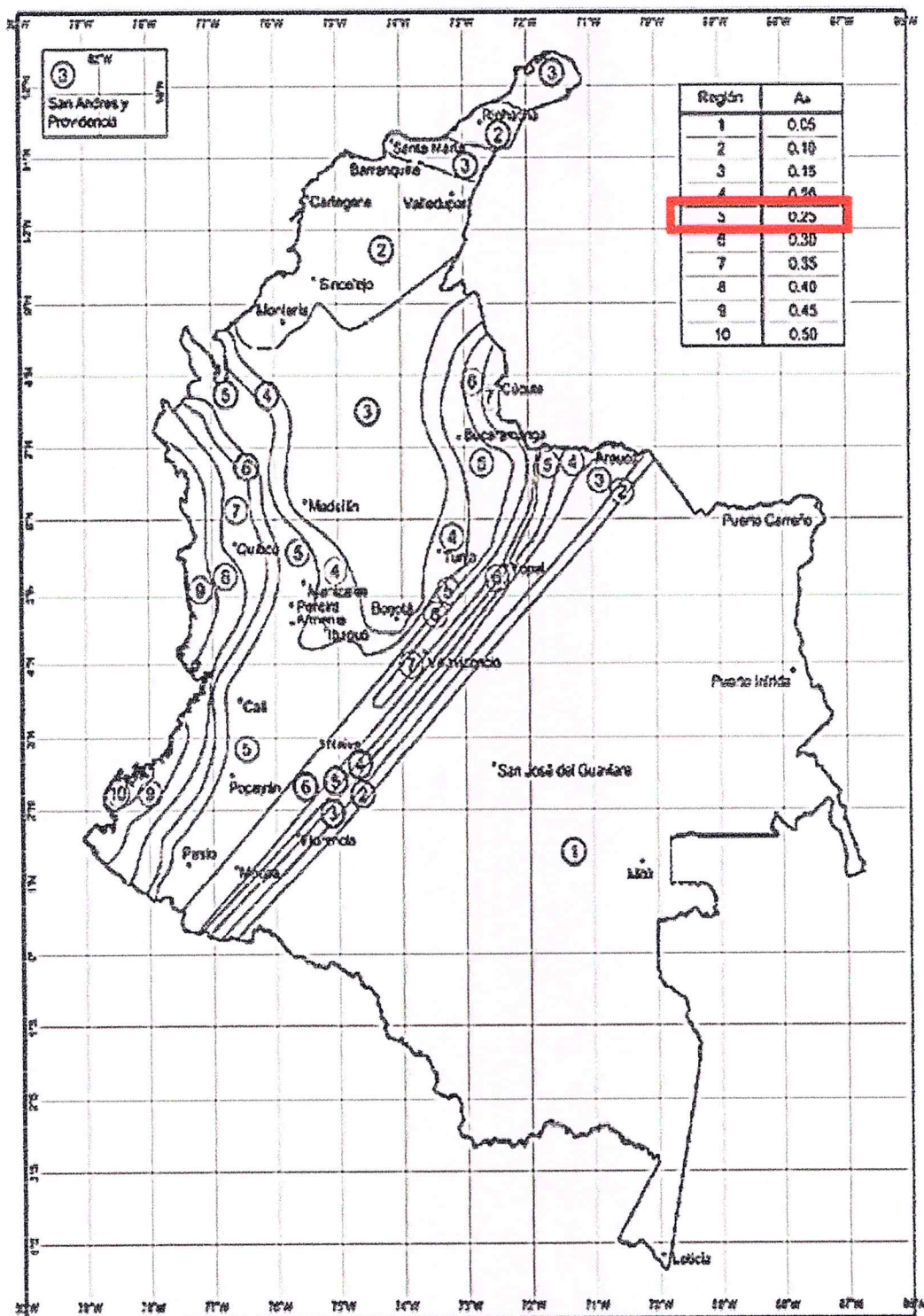


Figura 6. Mapa de valores de Aa.

Fuente. Norma NSR-10

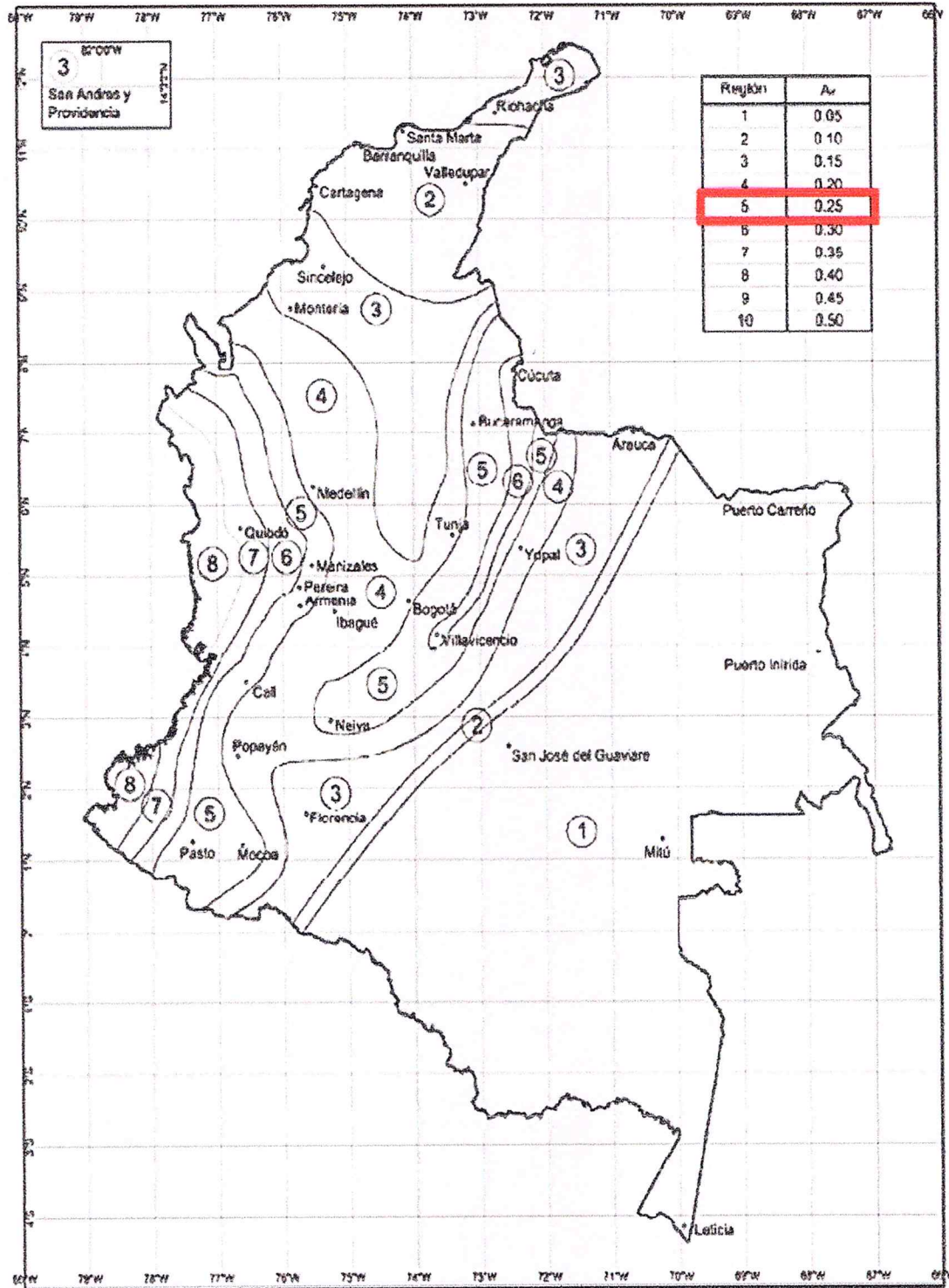


Figura 7. Mapa de valores de A_v .

Fuente. Norma NSR-10

Tomando el espectro a utilizar en la Norma NSR-10, y sabiendo que Saravena se encuentra en una Zona 5 para valores de A_a y Zona 5 para valores de A_v , tenemos que para Saravena $A_a = 0.25$ y $A_v = 0.25$ para una zona de amenaza sísmica Intermedia.

3.2.3. Efectos locales

De título A (A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO) de reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos la **Tabla A.2.4-1** Clasificación de los perfiles de suelo:

Según el estudio de geotécnico tenemos un perfil Tipo **C** para el suelo de cimentación.

Del título A (A.2.4.5.5) del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos la tabla A.2.4-3 (NSR-10) de la que se toman los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos del orden de T_0 , como muestra la figura A.2.4-1 (NSR-10). Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 4. Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Fuente. Norma NSR-10

Para el municipio $A_a = 0.25$ y para el perfil de suelo **C** tenemos que $F_a = 1.15$

De título A (A.2.4.5.6) del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos la tabla A.2.4-4 (NSR-10) donde se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios del orden de 1s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2 (NSR-10). Para valores intermedios de A_v se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 5. Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos cortos del espectro

Fuente. Norma NSR-10

Para Municipio $A_v = 0.25$ y para el perfil de suelo C tenemos que $F_v = 1.55$

3.2.4. Coeficiente de importancia

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia. De título A (A.2.5.1.4) del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos:

A.2.5.1.1 Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo III. Este grupo debe incluir:

edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia, I

Fuente. Norma NSR-10

Para el Grupo III — Edificaciones De Centrales De Operación Y Control De Líneas Vitales - tenemos un coeficiente de importancia $III = 1.25$

3.2.5. Espectro de Diseño NSR – 10

Finalmente obtenemos:

A_a	0.25
A_v	0.25
F_a	1.15
F_v	1.55
I	1.25

Tabla 7. Datos básicos del espectro NSR-10

Fuente. Elaboración propia

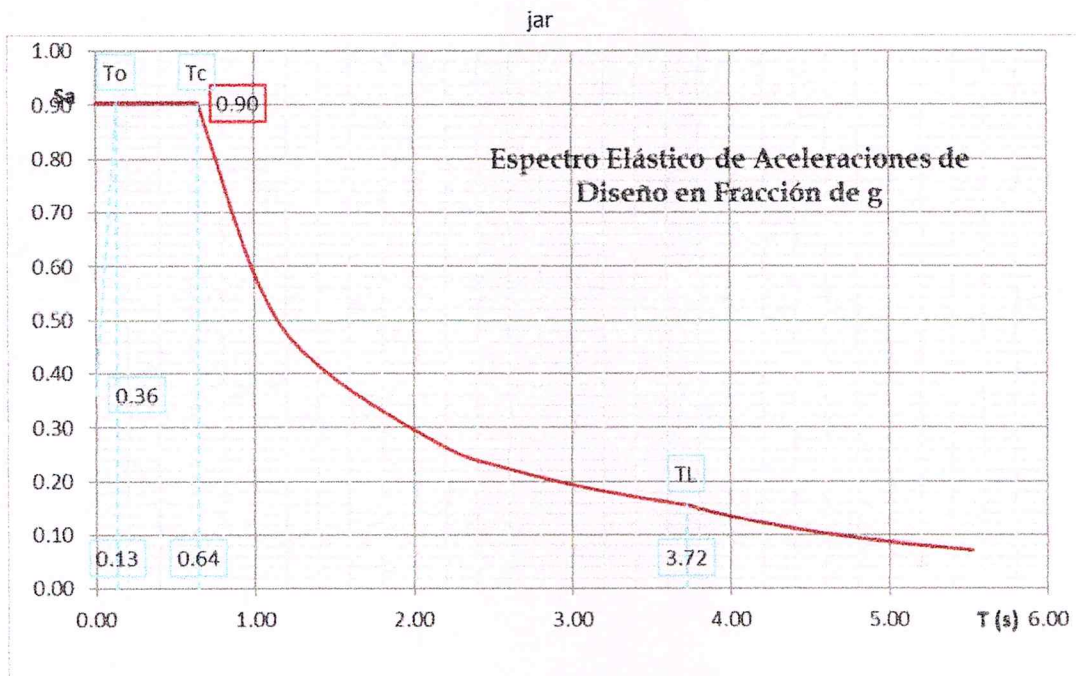


Figura 8. Espectro de Diseño
Fuente. Elaboración propia

3.2.6. Sistemas estructurales

De título A (A.3.2.1 — TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES) del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos:

A.3.2.1.3 — Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

3.2.7. Capacidad de disipación de energía Alta requerida.

Para Saravena especial requerida (DES).

3.2.8. Configuración estructural.

Para efectos de diseño sísmico de la estructura debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10).

La reducción del valor de r para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía r que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Cuando una estructura tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p , análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a .

De la tabla (Tabla A.3-3 sistema estructural pórticos resistentes a momentos) del reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10) obtenemos:

Teniendo en cuenta el sistema de pórticos resistentes a momentos, con capacidad especial de disipación de energía DES, se tiene un valor de $R_0 = 7.0$ y $\Omega_0 = 3.0$.

C. SISTEMA DE PORTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con perchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Sistema estructural:	Pórticos a momento de ACERO
Capacidad disipación:	DES
Valor de R_0 (norma):	7
Irregularidad en planta f_p :	1
Irregularidad en altura f_a :	1
Uniones soldadas en obra	0.9
Irregularidad ausencia redundancia f_r :	1
R diseño final:	6.30

3.3. Requisitos de la deriva

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^I \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^I \leq 0.005 h_{pi}$)

Por lo que se define que el desplazamiento máximo calculado ya sea en sentido X o en sentido Y, no deberá exceder el 1% de la altura.

3.4. Aplicación de cargas

Cargas muertas

Longitud entre torres	25	m
Carga de tubería	0.00176	T/ml
Carga de agua	0.00508	T/ml
Carga de accesorios	0.005	T/ml

Cargas Viento

Carga Viento	0.00408	T/ml
--------------	---------	------

Cargas vivas

Viva de mantenimiento	0.05	T/ml
-----------------------	------	------

Consolidado de cargas

CARGA SOBRE GUAYA (T/ml)					
D	L	G	W	W Presión	W Succión
0.01164	0.05	0.0	0.00408	0.0875	0.05
D: MUERTA			G: LLUVIA		
L: VIVA			W: VIENTO		

3.4. Materiales seleccionados

TABLE: Material Properties 03a - Steel Data											
Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu	SSCurveOpt	SSHysType	SHard	SMax	SRup	FinalSlope	CoupModType
Text	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text
A36	25310.51	40778.04	37965.76	44855.84	Simple	Kinematic	0.02	0.14	0.2	-0.1	Von Mises
A572Gr50	35153.48	45699.53	38668.83	50269.48	Simple	Kinematic	0.015	0.11	0.17	-0.1	Von Mises

3.5. Modelación de la estructura principal

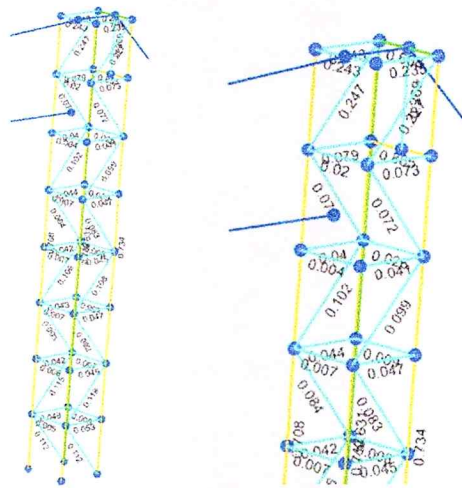


Imagen 1. Modelo estructura

4. Resultado del análisis y diseño de los elementos

El programa realiza el modelamiento de las estructuras arrojando la siguiente información

Elemento	PERFIL	GRADO	RESISTENCIA
PARALES Y VIGAS	PTE REDONDO 2 1/2" X 3.0 mm	50	Fy = 345 MPa
DIAGONALES	PTE REDONDO 2 X 3.0 mm	50	Fy = 345 MPa
VIGA DE POSICIONAMIENTO DE GUAYA	PTE REDONDO 2 1/2" X 3.0 mm RELLENO	50	Fy = 345 MPa

Los perfiles acá expuestos se pueden considerar como sección mínima, de ser el caso que al momento de cotización no se presenta el perfil arrojado por el programa se podrá instalar un perfil siguiente mayor.

Cables de Acero:

Cable de Acero Clase (6x19) para péndolas y cable principal

DIAMETROS	CLASE (6x19)	
	Peso (Kg/m)	Rotura (Tn)
1/4 "	0.17	2.67
3/8 "	0.37	6.7
1/2 "	0.69	12.6
5/8 "	1.05	19
3/4 "	1.48	26.8
1 "	2.78	50.3
1 1/8 "	3.46	62.5
1 1/4 "	4.21	76.1
1 3/8 "	5.04	91.1
1 1/2 "	5.97	107.3
1 5/8 "	7.26	104
1 3/4 "	8.32	149.4
2 "	11.06	189.6

Tabla 8. Diámetro de acero

Concreto:

- Resistencia del concreto – Elementos Estructurales $f_c = 21.0 \text{ MPa.}$
- Resistencia del concreto – Dado de Anclaje $f_c = 17.5 \text{ MPa.}$

4.1. Diagrama de fuerzas resultantes.

A continuación, se presentan los diagramas de fuerzas Axiales, Cortantes, Momentos y Torsión que se presentan en la estructura debido a las diferentes combinaciones de carga, anteriormente mencionadas, de esta manera revisaremos de manera visual si existen inconsistencias en el modelo, para así con estas fuerzas se diseñaran cada uno de los elementos estructurales, en los anexos podemos observar los valores de dichas fuerzas.

Combinación: Servicio (CM+CSD+CV+Tubería+Peso agua+viento)

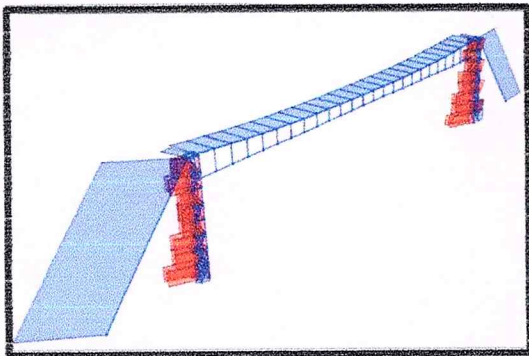


Imagen 2. DIAGRAMA AXIAL (TON)

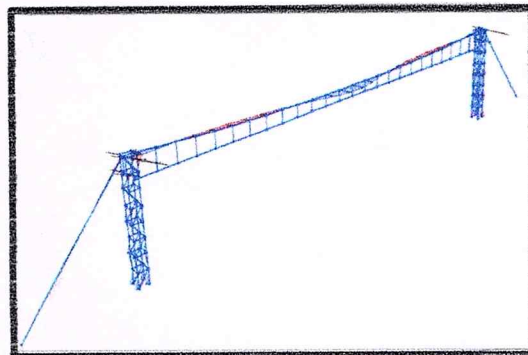


Imagen 3. DIAGRAMA MOMENTO (ton-m)

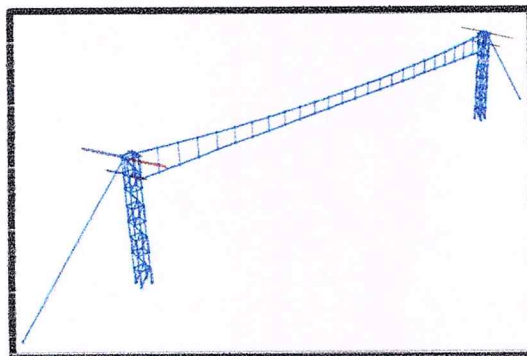


Imagen 4. DIAGRAMA CORTANTE (Ton)

4.2. Verificación de cables

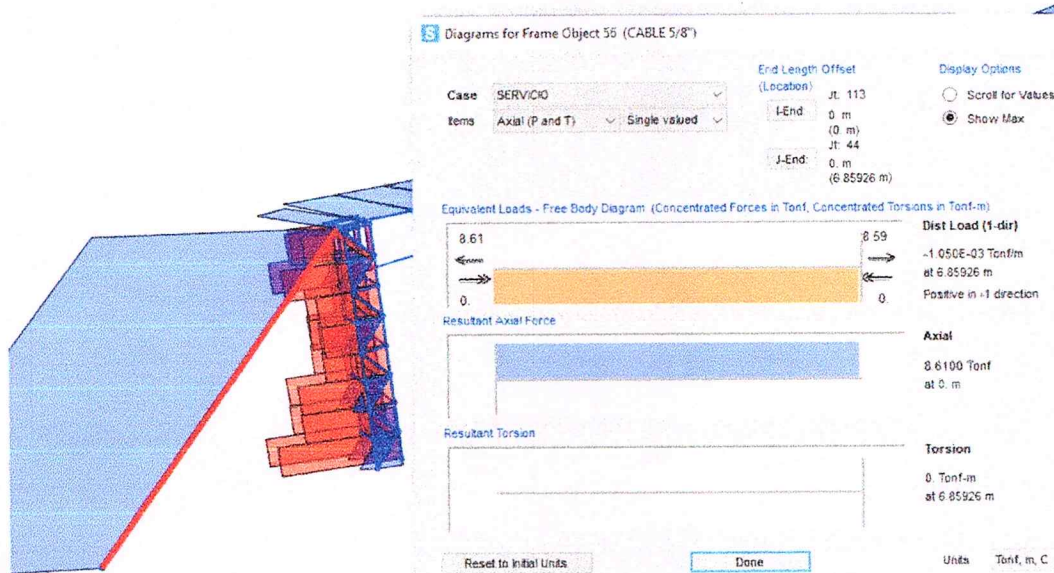


Figura 9. TENSION EN CABLE PRINCIPAL D=5/8"

I. VERIFICACION DE CABLES PRINCIPALES (CABLE CLASE 6X19)

A. DATOS:

1. Diámetro modelado cable principal:
2. Tensión máxima del cable elegido: $T_{mDo} := 19.00$ **Tn**
3. Tensión máxima por servicio: $T_{max} := 8.6100$ **Tn**
4. Factor de seguridad (2 - 5): $fs := 2.0$

$$Do := 5/8 \text{ in}$$

CABLE PRINCIPAL		
DIAMETROS	TIPO BOA (6x19)	
1/4"	0.17	2.67
3/8"	0.37	6.7
1/2"	0.69	12.6
5/8"	1.05	19
3/4"	1.43	26.8
1"	2.78	50.3
1 1/8"	3.46	62.5
1 1/4"	4.21	76.1
1 3/8"	5.04	91.1
1 1/2"	5.97	107.3
1 5/8"	7.26	104
1 3/4"	8.32	149.4
2"	11.06	189.6

B. VERIFICACION:

$$T_{maxU} := 0.75 \cdot T_{max} \cdot fs = 12.915 \text{ Tn}$$

$$Verificación_{T_{max}} := \begin{cases} \text{if } (T_{maxU} < T_{mDo}) \\ \quad \text{"El cable principal es adecuado"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar diametro del cable principal"} \end{cases}$$

$$Verificación_{T_{max}} = \text{"El cable principal es adecuado"}$$

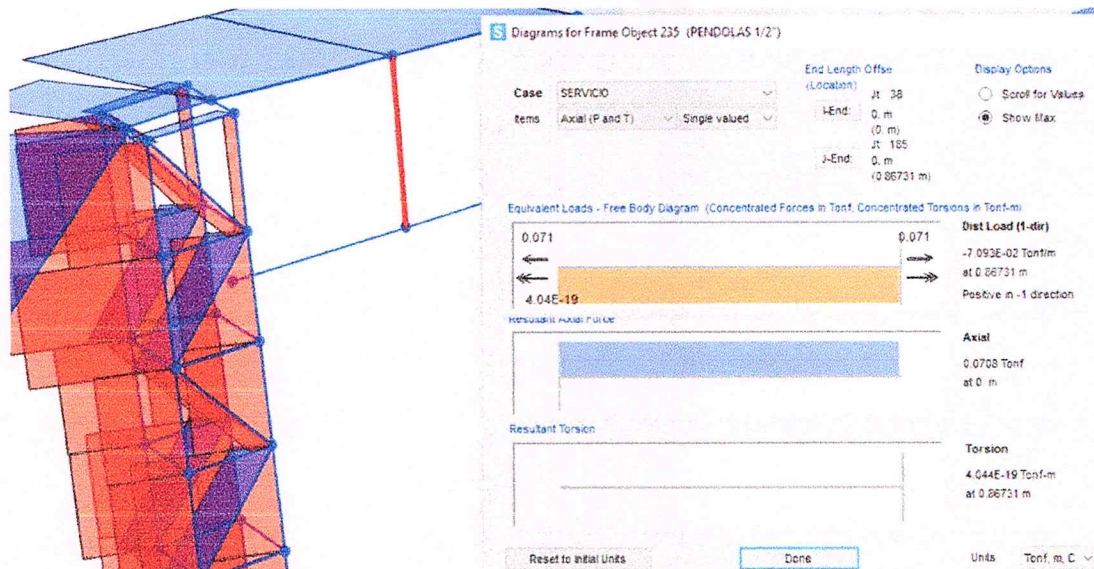


Figura 10. TENSION EN CABLE PENDOLA D=1/4"

II. VERIFICACION DE PENDOLAS (CABLE CLASE (6X19))

A. DATOS:

1. Diámetro modelado péndola: $Po := \frac{1}{2} \text{ in}$
2. Tensión máxima de la péndola: $TmPo := 12.6 \text{ tonnef}$
3. Tensión máxima por servicio: $TmaxP := 0.0708 \text{ tonnef}$
4. Factor de seguridad péndola (3-5): $fsP := 2$

PENDOLA		
DIAMETROS	TIPO BOA (6x19)	
Pulg.	Peso (Kg/m)	Rotura (Ton)
1/4"	0.17	2.67
3/8"	0.37	6.7
1/2"	0.69	12.6

B. VERIFICACION:

$$TmaxUP := 0.75 \cdot TmaxP \cdot fsP = 0.1062 \text{ tonnef}$$

$$Verificación_{TmaxP} := \begin{cases} \text{if } (TmaxUP < TmPo) \\ \quad \text{"El cable péndola es adecuado"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar diámetro del cable péndola"} \end{cases}$$

$$Verificación_{TmaxP} = \text{"El cable péndola es adecuado"}$$

4.3. Análisis estático de la estructura

DISEÑO DE PASE AEREO L=25 m

DATOS A INGRESAR PARA EL DISEÑO

Longitud del Pase Aéreo	LP	25	m
Diámetro de la tubería de agua	Drub	3	"
Material de la tubería de agua		PVC RDE 21	
Separación entre péndolas	Sp	1	m
Velocidad del viento	V _i	87.5	Km/h
Zona sísmica	INTERMEDIA	I	IV

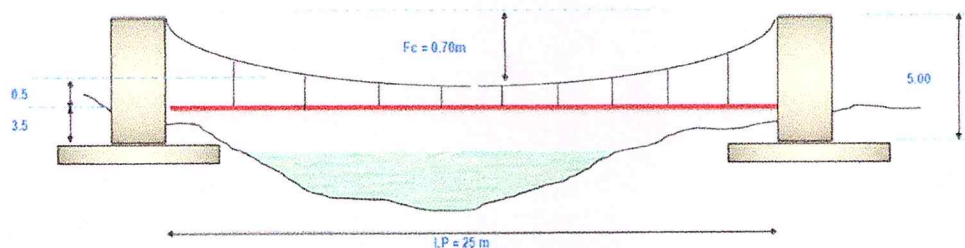
DATOS

f _c	210	kg/cm ²
F _y	4200	kg/cm ²
Rec. col.	5	cm
Rec. Zao	7.5	cm
Cap. Port. St.	1.55	kg/cm ²
γs Suelo	1700	kg/m ³
γC* Concreto Armado	2400	kg/m ³
γC* Concreto Simple	2300	kg/m ³
Q	15	"

FLECHA DEL CABLE (F_c)F_c = 0.70 m

ALTURA DE LA TORRE DE SUSPENSIÓN

Altura debajo de la Tubería	0.5	m
Altura Mínima de la Tubería a la Péndola	0.5	m
Altura de Profundización Para Cimentación	1.70	
Altura de estructura de soporte	5.0	m



A.- DISEÑO DE PÉNDOLAS Y CABLE PRINCIPAL

CALCULOS				DESCRIPCION
Carga Muerta (WD)				
Peso de tubería	1.76	kg/m		
Peso del agua	5.08	kg/m		
Peso accesorios (grapas, otros)	5.0	kg/m		
WD =	11.84	kg/m		
Carga Viva (WL)				
Peso de una persona por tubería	50.0	kg/m		
WL =	50.0	kg/m		
Carga de Viento (WV)				
Velocidad del viento a 15 m de altura	87.5	km/h		
Presión del viento	45.90	kg/m ²		
WV =	4.08	kg/m		
Carga Última (WU)				
WU =	75.55	kg/m		Carga Última (Wu) = 0.75*(1.2wd+1.6wl+1.6wv)
Factores de Seguridad				
Factor de seguridad para el diseño de Péndolas	2			
factor de seguridad para el diseño del cable principal	2			

A.1.- DISEÑO DE PENDOLAS

CALCULOS

DESCRIPCION

Peso total de la pendola	75.55	Kg
Factor de seguridad a la tension (3 - 5)	2.0	
Tension de la pendola	0.15	Ton
Se adopta Cable de	1/2	
Tension a la rotura del cable	12.6	Ton
Cantidad de pendolas	24	Und

Tipo Clase (6 x 19) para **pendolas**

OK!

Determinación de Longitud de **Pendolas**

Ecuación de la **parábola**

$$y = 4f \cdot x^2 / l^2$$

N° Pendolas	Pendola N°	Distancia al Centro de la Pendola "S"	Longitud de la pendola (m)
12	Centro	0.00	0.50
	1	1.00	0.50
	2	2.00	0.52
	3	3.00	0.54
	4	4.00	0.57
	5	5.00	0.61
	6	6.00	0.66
	7	7.00	0.72
	8	8.00	0.79
	9	9.00	0.86
	10	10.00	0.95
	11	11.00	1.04
	12	12.00	1.15
	13		
	14		
	15		
	16		
17			
Longitud Total de Pendolas			8.91
			17.82

PA SE AERO DESDE EL CENTRO

Distance from Center (m)	Height (m)
0.00	0.50
1.00	0.50
2.00	0.52
3.00	0.54
4.00	0.57
5.00	0.61
6.00	0.66
7.00	0.72
8.00	0.79
9.00	0.86
10.00	0.95
11.00	1.04
12.00	1.15

A.2.- DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES

CALCULOS

DESCRIPCION

Asumimos diametro	5/8"	"
Carga Muerta (WD)		
Carga Muerta de la pendola (WOp)	11.84	
Peso de cable de pendola	0.69	kg/m
Peso de cable Principal	1.05	kg/m
WD =	13.58	kg/m
Carga Viva (WL)		
Peso de una persona por tubena	WL =	50.0 kg/m
Carga de Viento (WV)	WV =	4.08 kg/m
Carga Ultima (WU)	WU =	76.66 kg/m
Tensiones		
Tension Horizontal (TH)	8551.34	Kg
Tension Maxima Servicio (T max.ser)	8604.74	Kg
Tension Vertical (TV)	12131.02	Kg

Diseño de Cable

Factor de seguridad a la tension (2 - 5)	2.0	
Tmax.rot = Tmax.ser x Fs	17.2	Tn
Se adopta Cable de	5/8"	"

$$TH = \frac{(WU \cdot L^2)}{8d} = \text{Tensión horizontal}$$

Donde

$$T = TH \cdot \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} = \text{Tensión máxima}$$

WU = Carga última

L = Luz

D = Flecha

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2} = \text{Tensión vertical}$$

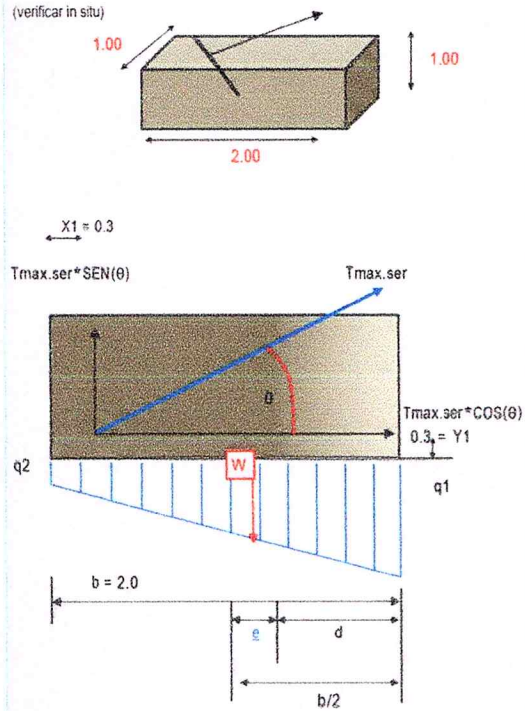
< 19.0

Cable Clase (6x19)

OK!

B.- DISEÑO DE LA CAMARA DE ANCLAJE

CALCULOS			DESCRIPCION	
Capacidad portante admisible del terreno	1.55	kg/cm ²	(verificar in situ)	
Peso unitario del terreno P_u	1700.0	kg/m ³		
Calidad del concreto (camara de anclaje) $f'c$	175.0	kg/cm ²		
Angulo de friccion interna " ϕ "	15.0	"		
Angulo de salida del cable principal " θ "	25.0	"		
Et (Empuje del estrato de tierra)				
$Et = P_u \cdot H^2 \cdot \text{prof} \cdot (\tan(45 - \phi/2))^2 / 2$				
Et = 0.50				
$T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{SEN}(\theta) =$	3.64	Ton-m		
$T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{COS}(\theta) =$	7.80	Ton-m		
Wp (peso propio de la camara de anclaje)				
$Wp = P_u \cdot \text{concreto} \cdot H \cdot b \cdot \text{prof}$				
Wp = 4.60 ton				
$b/2 = d + e$				
$e = b/2 - d < b/3$				
$d = (\text{suma de momentos}) / (\text{suma de fuerzas verticales})$				
$d = \frac{Wp \cdot b/2 \cdot T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{SEN}(\theta) \cdot X_1 - T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{COS}(\theta) \cdot Y_1}{Wp - T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{SEN}(\theta)}$				
d = 1.21				
d = 1.21 m				
e (excentricidad de la resultante de fuerzas)				
$e = -0.21 <$				
$b/3 = 0.67$ OK!				
q (presion con que actua la estructura sobre el terreno)				
$q = (\text{suma Fzas verticales} / \text{Area}) \cdot (1 \pm 6 \cdot e / b)$				
$q_1 = \{(Wp - T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{SEN}(\theta)) \cdot (b \cdot \text{prof})\} \cdot (1 + 6 \cdot e / b)$				
$q_1 = 0.0173 <$				
1.55 kg/cm ² OK!				
$q_2 = \{(Wp - T_{\max.\text{ser}} \cdot \text{SEN}(\theta)) \cdot (b \cdot \text{prof})\} \cdot (1 - 6 \cdot e / b)$				
$q_2 = 0.0791 <$				
1.55 kg/cm ² OK!				

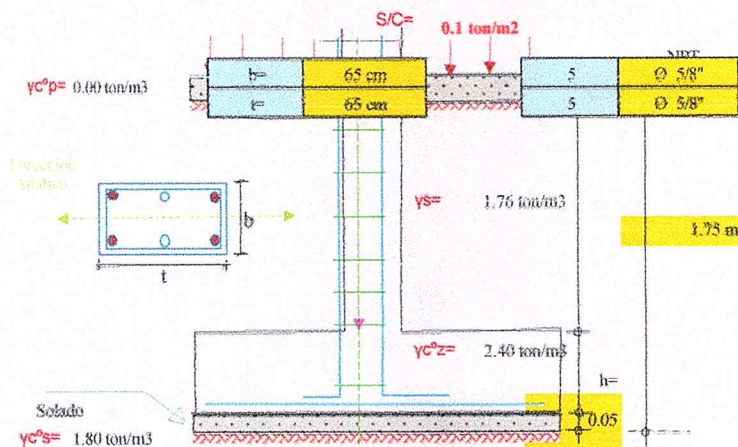


DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICA MÉTODO RÍGIDO PEDESTAL TORRE DE PASO ELEVADO

DATOS:			
Concreto	$P_c =$	210 kg/cm ²	$q_n =$ 1.55 kg/cm ²
Fluencia Acero	$F_y =$	4200 kg/cm ²	$\gamma_c^o p =$ 0.00 ton/m ³
Peso de carga muerta	$P_{cm} =$	10.27 ton	$\gamma_s =$ 1.76 ton/m ³
Peso de carga viva	$P_{cv} =$	5.74 ton	$\gamma_c^o z =$ 2.40 ton/m ³
Momento Carga Muerta	$M_{cm} =$	-0.04 ton-m	$\gamma_c^o s =$ 1.80 ton/m ³
Momento Carga Viva	$M_{cv} =$	-0.02 ton-m	$D_s =$ 1.75 m

Columna detalles

Refuerzo



I. DIMENSIONAMIENTO

Cálculo Área del acero de la columna y diámetro	$d_b =$	1.59 cm
	$A_b =$	1.979 cm ²

Cálculo peralte de la zapata normativas

$Ld1 = 0.08 * d_b * f_y / \sqrt{f_c}$	36.8 cm	$Ld \text{ max}$	36.81 cm
$Ld2 = 0.004 * d_b * f_y$	26.7 cm	$Ld \text{ asumido}$	35.00 cm
$Ld3 \geq 20 \text{ cm}$	20.0 cm	Ld	42.50 cm
Altura de la zapata	$h =$		50.00 cm

Capacidad portante neta del terreno (q_n)

$q_n = q_a - (\gamma_c^o s \times h_s) - (\gamma_c^o z \times h_z) - (\gamma_s \times h_s) - (\gamma_c^o p \times h_p) - s/c$	$q_n =$	1.200 kg/cm ²
---	---------	--------------------------

Área de la zapata

$$A = \frac{P_T}{q_n} = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{q_n} \quad A = 1.334 \text{ m}^2$$

$$A = (t + 2m)(b + 2m) \quad x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$1.334 = (0.7 + 2m)(0.7 + 2m)$$

$$1.334 = 0.4225 + 1.3 \text{ m} + 1.3 \text{ m} + 4m^2$$

$$4.0 \text{ m}^2 + 2.6 \text{ m} + -0.9 = 0$$

	m=	0.25		
$L = t + 2m$	L=	1.16 m	L=	1.46 m
$B = b + 2m$	B=	1.16 m	B=	1.46 m
Cálculo del área definido	$A_z=B \times L$		$A_z=$	2.0 m2

II. VERIFICACIÓN DE PRESIÓN $q_{max} < q_a$			
Peso de servicio	$P_s = P_{cm} + P_{cv}$	$P_s =$	16 ton
Momento de servicio	$M_s = M_{cm} + M_{cv}$	$M_s =$	-0.1 ton-m
	$C = L/2$	$C =$	0.7
CARGAS DE DISEÑO (P_u, M_u)	$I = (B * L^3)/12$	$I =$	0.320 m ⁴
Presión amplificada del suelo		$q_{máx} =$	0.804 kg/cm ²
Verificación	0.80 < 1.55	$q_{máx} < q_a$	OK

Peso último	$P_u = 1.4 P_{cv} + 1.2 P_{cm}$	$P_u =$	21.5 ton
Momento último	$M_u = 1.6 P_{cv} + 1.2 P_{cm}$	$M_u =$	-0.08 ton-m
PRESIONES PARA DISEÑO (MÉTODO DE RESISTENCIA ULTIMA)		$e =$	-0.004 m
	$P_u \quad M_u * e$	$L/6 =$	0.233 m
Verificación Presión del suelo	$q_{1,2} = \frac{P_u}{A_z} \pm \frac{M_u * e}{I}$	$e < L/6$	Por m.a. trapezo idal

$q_1 =$	10.80 ton/m ²
$q_2 =$	11.15 ton/m ²

III. VERIFICACIÓN POR CORTANTE			
Presión a una dist. d cara de columna	$d =$	42.50 cm	$q' =$ 10.8 ton/m ²
Fuerza cortante última			$V_u =$ -0.755 ton
Resistencia del concreto @ corte	$\phi V_c = \phi * 0.53 * f'_c * B * d$	$\phi V_c =$	38.844 ton
Verificación		$V_u < \phi V_c$	CONFORME

IV. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO			
Cálculo de Perímetro de punzonamiento	$b_o = 2 * t + d + 2 * (b + t)$	$b_o =$	4.30 m
Relación lados de columna	$B_o = t/b$	$B_o =$	1
Área del punzonamiento		$A_p =$	1.16 m ²
Área del punzonamiento exterior	$A'_1 = A_z - A_p$	$A'_p =$	0.80 m ²
Cálculo de presión a distancia de corte izquierdo	$q'_1 = \phi f_c (0.53 + \frac{1.10}{B_o}) f'_c * b * d$	$q' =$	11.1 ton/m ²
Cálculo de presión a distancia de corte derecho		$q'' =$	10.84 ton/m ²
Fuerza cortante última	$V_u = q_u * A'_p$	$V_u =$	8.827 ton
Resistencia de presión al corte derecho de columna	distancia 1.025	$\phi V_c =$	366.922 ton
		$V_u \leq \phi V_c$	CONFORME

PRESIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL			
$\beta =$	0.85	$f_c =$	210 kg/cm ²
		$f_y =$	4200 kg/cm ²
Cálculo de momento último		$M_u =$	0.761 ton-m

Cálculo				Zona	No sísmica
Cuántia y acero mínimo	$P_{min}=$	0.002415229		$A_{smin}=$	10.26 cm ²
Cuántia y acero balanceada	$P_b=$	0.02125		$A_{sb}=$	90.31 cm ²
Cuántia y acero máxima 0.75 pb	$P_{máx}=$	0.0159375		$A_{smáx}=$	67.73 cm ²
	$w_1=$	1.692681758		$w_2=$	0.002233496
Cuántia y acero de diseño	$P_d=$	0.000111675		$A_{sd}=$	0.47 cm ²
Área de acero a usar				$A_{sd}=$	10.26 cm ²
Acero a seleccionar $\varnothing$ 3/4"				$A_s=$	2.85 cm ²
				$db=$	1.91 cm

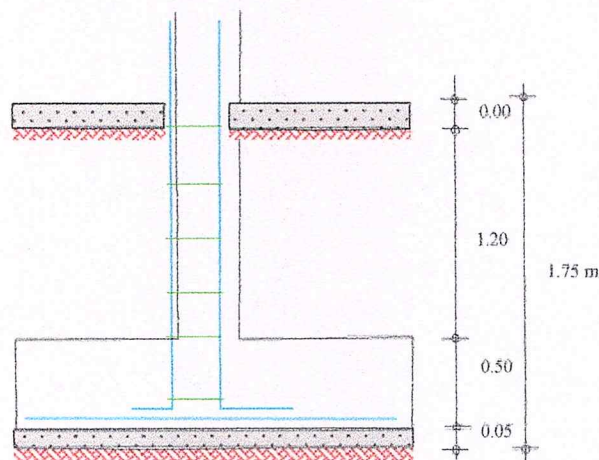
Número de varillas:	Nº varillas=	5 und
Distribución de Acero:	S=	28.3 cm
Acero Longitudinal: 5 $\varnothing$ 3/4" @ 0.283 m		

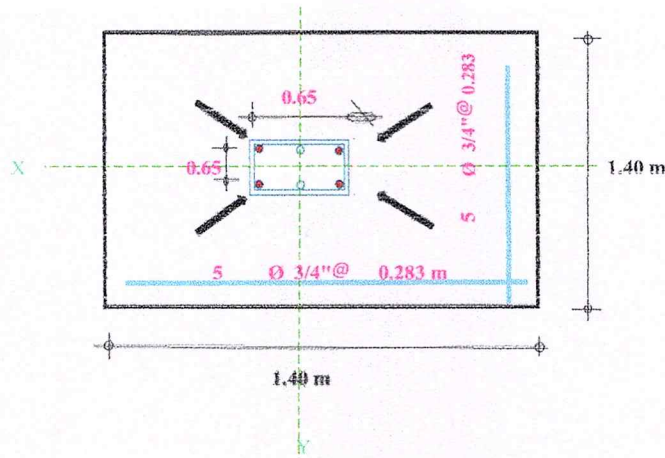
VI. DISEÑO DE REFUERZO TRANSVERSAL			
Cálculo de presión al cara derecho de la columna	1.025	$q^{III}=$	10.89225323
Cálculo de momento último distancia L=	0.375	$M_u=$	0.766 ton-m
Datos de diseño:			
$b=$	100	$d=$	42.50 cm
$\beta=$	0.85	$P_c=$	210 kg/cm ²
		$M_u=$	0.766 ton-m
		$f_y=$	4200 kg/cm ²

Cálculo				Zona	No sísmica
Cuántia y acero mínimo	$P_{min}=$	0.002415229		$A_{smin}=$	10.26 cm ²
Cuántia y acero balanceada	$P_b=$	0.02125		$A_{sb}=$	90.31 cm ²
Cuántia y acero máxima 0.75 pb	$P_{máx}=$	0.0159375		$A_{smáx}=$	67.73 cm ²
	$w_1=$	1.692668857		$w_2=$	0.002246397
Cuántia y acero de diseño	$P_d=$	0.00011232		$A_{sd}=$	0.48 cm ²
Área de acero a usar				$A_{sd}=$	10.26 cm ²
Acero a seleccionar $\varnothing$ 3/4"				$A_s=$	2.85 cm ²
				$db=$	1.91 cm

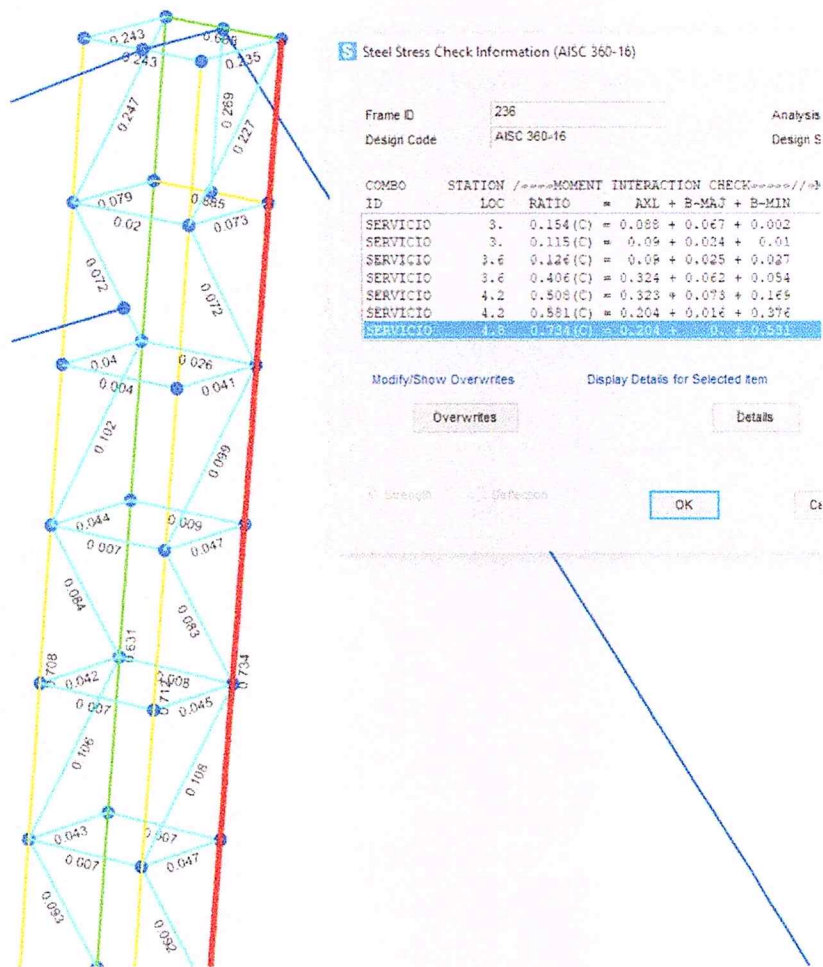
Número de varillas:	Nº varillas=	5 und
Distribución de Acero:	S=	28.3 cm
Acero Longitudinal: 5 $\varnothing$ 3/4" @ 0.283 m		

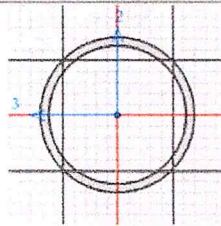
VII. DETALLE FINAL





4.4. Resultado perfil PTE redondo de columna sección 2 1/2" x 3.0mm





Units: Tonf, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Tonf, m, C

Frame : 236 X Mid: 30.9 Combo: SERVICIO Design Type: Column
 Length: 4.8 Y Mid: 0. Shape: TUBO 2 1/2" Frame Type: CMF
 Loc : 4.8 Z Mid: 4.1 Class: Compact Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=1. 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Variable
 AlphaPr/Fy=0.173 AlphaPr/Fe=0.024 Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiE=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
 PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiST=0.9

A=5.702E-04 I33=0. r33=0.021 S33=8.237E-06 Av3=2.856E-04
 J=0. I22=0. r22=0.021 S22=8.237E-06 Av2=2.856E-04
 E=20399019.16 Fy=35153.481 Ry=1.1 z33=1.096E-06
 RLLF=1. Fu=45699.526 z22=1.096E-06

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SERVICIO)

Location	Fu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4.8	-3.469	-1.860E-04	0.208	0.011	-0.591	-0.006

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio: 0.734 = 0.204 + 0. + 0.531
 = (Pr/Pr) + (8/9) (Mu33/Mc33) + (8/9) (Mu22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Bending/Any	22.76	40.6	179.8	261.	Compact
Axial/Flange	22.76		63.8		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.125	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	0.125	1.	1.	1.	1.	1.

	Lt/b	Klt/b	Cb
LTB	0.125	1.	1.358

	Fu	phi*Fnc	phi*Fnt
Axial	-3.469	17.034	18.04

	Tu	In	phi*In
Torsion	-0.006	0.341	0.307

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
Major Shear	0.011	5.412	0.002	OK
Minor Shear	0.591	5.412	0.108	OK

COMPACTNESS					
Slenderness	Lambda	Lambda _p	Lambda _r	Lambda _s	Compactness
Bending/Any	21.76	40.6	179.6	261.	Compact
Axial/Flange	21.76		63.6		Compact

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (M1.2, M1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.

LTB	L _{1bb}	K _{1bb}	C _b
	1.	1.	2.111

	P _n	phi*P _n	phi*P _n
Axial	Force	Capacity	Capacity
	1.273	17.335	18.04

	M _u	phi*M _u	phi*M _u	phi*M _u
Major Moment	Moment	Capacity	No LTB	C _b =1
Minor Moment	-0.054	0.348	0.348	0.348

	T _u	T _n	phi*T _n
Torsion	Moment	Capacity	Capacity
	0.034	0.341	0.307

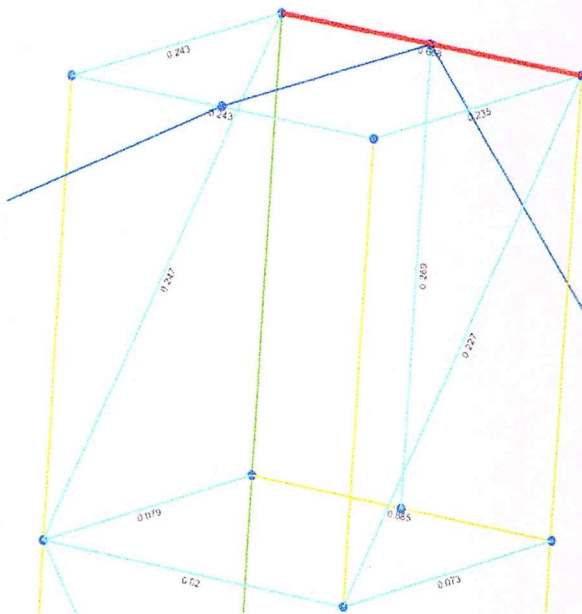
SHEAR CHECK

	V _u	phi*V _n	Stress	Status
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check
Minor Shear	0.126	5.412	0.023	OK
	0.113	5.412	0.021	OK

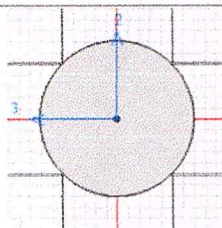
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	V _{Major}	V _{Major}
Left		Right
Major (V2)	0.126	0.128

4.6. Resultado perfil PTE redondo en Vigas de sección 2 1/2" x 3.0mm relleno



Steel Stress Check Information (AISC 360-16)									
Frame ID	36	Analysis Section	TUBO DE 2 1/2" RELLENO						
Design Code	AISC 360-16	Design Section	TUBO DE 2 1/2" RELLENO						
MEMB	STATION	AXIS	MOMENT	INTERACTION CHECK	MAJ-SHE	MIN-SHE	MAJ-RATIO	MIN-RATIO	
1D	100	RATIO	=	A ₁ + B ₁ A ₂ + B ₁ B ₂					
Ey	0.	0.000	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.	0.	
Ey	0.25	0.000	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.	0.	
Ey	0.25	0.000	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.	0.	
Ey	0.5	0.000	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.	0.	
SERVICIO	1.	0.000	=	0.004 + 0.004 + 0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	
SERVICIO	0.25	0.000	=	0.004 + 0.004 + 0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	
SERVICIO	0.25	0.000	=	0.004 + 0.004 + 0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	



Units: Tonf, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Tonf, m, C

Frame : 38 X Mid: 30.5 Combo: SERVICIO Design Type: Beam
 Length: 0.5 Y Mid: 0.35 Shape: TUBO DE 2 1/2" RFrame Type: ONF
 Loc : 0.25 Z Mid: 6.5 Class: Compact Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=1. 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Variable
 AlphaPr/Py=0.007 AlphaPr/Pe=0. Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiB=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
 PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiSI=0.9

A=0.003 I33=0. r33=0.016 S33=2.514E-05 A33=0.003
 J=1.556E-06 I22=0. r22=0.016 S22=2.514E-05 A22=0.003
 E=20369019.16 Fy=35153.481 Ry=1.1 s33=4.267E-05
 RLLP=1. Fu=45639.526 z22=4.267E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SERVICIO)

Location	Fu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.25	-0.732	0.841	-0.087	4.387	-0.291	-0.005

DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0.668 = 0.004 + 0.661 + 0.068
 = (1/2)(Pr/Pe) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

	Flange	Web	Section
Major	Compact	Compact	Compact
Minor	Compact	Compact	Compact
Axial	Compact	Compact	Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.5	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	0.5	1.	1.	1.	1.	1.

	Ltb	Kltb	Cb
LTB	0.5	1.	1.189

	Fu	phi*Fnc	phi*Fnt
Force	-0.732	98.395	100.155

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
Moment	0.841	1.272	1.272	1.35
Minor Moment	-0.087	1.272		

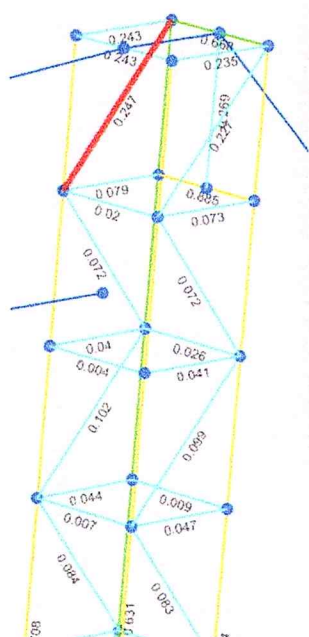
SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
Force	4.387	54.106	0.081	Check
Major Shear	4.387	54.106	0.081	OK
Minor Shear	0.291	54.106	0.005	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
Left	4.458	4.393
Major (V2)	4.458	4.393

4.7. Resultado perfil PTE redondo en Diagonales de sección 2" x 3.0mm



Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID	42	Analysis Section	TUBO 2"				
Design Code	AISC 360-16	Design Section	TUBO 2"				
COMBO	STATION	MOMENT INTERACTION CHECK				MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO	
Ex	0.78	0. (C)	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.
Ey	0.	0. (C)	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.
Ey	0.39	0. (C)	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.
Ey	0.78	0. (C)	=	0. + 0. + 0.	0.	0.	0.
SERVICIO	0.	0.163 (C)	=	0.065 + 0.044 + 0.088	0.005	0.017	
SERVICIO	0.39	0.112 (C)	=	0.065 + 0.009 + 0.047	0.004	0.017	
SERVICIO	0.78	0.247 (C)	=	0.064 + 0.020 + 0.161	0.004	0.017	

Modify/Show Overwrites

Display Details for Selected Item

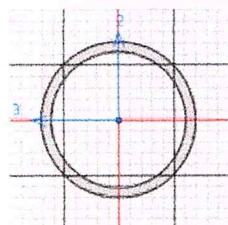
Disp

Overwrites

Details

OK

Cancel



Units Tonf, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Tonf, m, C

Frame : 42 X Mid: 30.65 Combo: SERVICIO Design Type: Brace
 Length: 0.781 Y Mid: 0.5 Shape: TUBO 2" Frame Type: CMF
 Loc : 0.781 Z Mid: 6.2 Class: Compact Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=1. 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Variable
 AlphaPr/Py=0.099 AlphaPr/Pe=0.037 Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiB=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
 PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiST=0.9

A=4.506E-04 I33=0. z33=0.017 S33=5.086E-06 Av3=2.258E-04
 J=0. I22=0. z22=0.017 S22=5.086E-06 Av2=2.258E-04
 E=20889019.16 Fy=35153.481 Ry=1.1 z33=6.864E-06
 RLLF=1. Fu=48699.526 z22=6.864E-06

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? Yes

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SERVICIO)

Location	Fu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.781	-1.573	0.005	0.035	-0.018	-0.075	0.011

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

$$D/C \text{ Ratio} = 0.247 = 0.064 + 0.026 + 0.151$$

$$= (1/2)(P_u/P_c) + (M_{u33}/M_{c33}) + (M_{u22}/M_{c22})$$

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Bending/Any	18.208	40.6	179.8	261.	Compact
Axial/Flange	18.208		68.8		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	M1	M2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	0.406

	L1cb	M1cb	Cb
LTB	1.	1.	1.214

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnc
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-1.575	12.2	14.253

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
Major Moment	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
	0.008	0.217	0.217	0.217
Minor Moment	0.039	0.217		

	Tu	Tn	phi*Tn
Torsion	Moment	Capacity	Capacity
	0.011	0.218	0.152

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check
	0.016	4.276	0.004	OK
Minor Shear	0.075	4.276	0.017	OK

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
Axial	Comp	Tens
	-1.575	0.

4.9. Resultado de derivas

PROYECTO: PASO ELEVADO PAZ DE RIO
CÁLCULO DE DERIVAS

Tipo de estructura	Pórticos en acero	max. Deriva
		1%

MAXIMOS	
X	Y
0.34%	0.02%
OK	OK

NIVELES DE LA ESTRUCTURA	NIVEL	ALTURA	H _{plano}
	p8	4.8	0.60
	p7	4.20	0.60
	p6	3.60	0.60
	p5	3	0.60
	p4	2.4	0.60
	p3	1.8	0.60
	p2	1.2	0.60
	p1	0.6	0.60
	BASE	0.00	0.00

COLUMNA C-2

POINT DISPLACEMENTS					Δ (X)	Δ (Y)	% hpl (X)	% hpl (Y)	Límite (m) 1.0 % hpl	OK
Point	Load	UX	UY	UZ						
11	Deriva1	0.012176	-0.00001931	-0.00048	0.002	0.000	0.27	0.00	0.006	OK
11	Deriva1	0.012175	-0.00002647	-0.00047	0.002	0.000	0.27	0.00	0.006	OK
11	Deriva2	0.012176	-0.00001097	-0.00048	0.002	0.000	0.27	0.00	0.006	OK
11	Deriva2	0.012175	-0.00003381	-0.00047	0.002	0.000	0.27	0.00	0.006	OK
13	Deriva1	0.010547	0.000007303	-0.00033	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
13	Deriva1	0.010546	0.000006881	-0.00033	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
13	Deriva2	0.010547	0.000008032	-0.00033	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
13	Deriva2	0.010546	0.000005954	-0.00033	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
102	Deriva1	0.008511	0.000002828	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
102	Deriva1	0.00851	0.0000024	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
102	Deriva2	0.008511	0.000003535	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
102	Deriva2	0.00851	0.000001789	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
103	Deriva1	0.008703	-1.801E-07	7.84E-08	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
103	Deriva1	0.008702	-5.615E-07	7.8E-08	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
103	Deriva2	0.008703	3.516E-07	7.88E-08	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
105	Deriva1	0.004668	-0.00001000	7.70E-08	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
105	Deriva1	0.004668	2.381E-07	0.000125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
105	Deriva1	0.004657	-8.155E-08	0.000125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
105	Deriva2	0.004658	6.111E-07	0.000125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
105	Deriva2	0.004657	-4.545E-07	0.000125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
107	Deriva1	0.003077	1.178E-07	0.000144	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
107	Deriva1	0.003077	-1.047E-07	0.000144	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
107	Deriva2	0.003078	0.000000377	0.000144	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
107	Deriva2	0.003077	-0.000000364	0.000144	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
109	Deriva1	0.001498	7.431E-08	0.000162	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	OK
109	Deriva1	0.001498	-5.473E-08	0.000162	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	OK
109	Deriva2	0.001498	2.249E-07	0.000162	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	OK
109	Deriva2	0.001498	-2.053E-07	0.000162	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	OK
111	Deriva1	0.000626	2.698E-08	0.000082	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
111	Deriva1	0.000626	-1.863E-08	0.000082	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
111	Deriva2	0.000626	8.452E-08	0.000082	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
111	Deriva2	0.000626	-7.417E-08	0.000082	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
101	Deriva1	0	0	0						
101	Deriva1	0	0	0						
101	Deriva2	0	0	0						
101	Deriva2	0	0	0						

COLUMNA A-1

POINT DISPLACEMENTS					Δ (X)	Δ (Y)	% hpi (X)	% hpi (Y)	Limits (m) 1.0 % hpi	OK
Point	Load	UX	UY	UZ						
8	Deriva1	0.012176	0.000002719	-0.00046	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
9	Deriva1	0.012175	0.000002004	-0.00047	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
9	Deriva2	0.012178	0.000003554	-0.00046	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
9	Deriva2	0.012174	0.000001117	-0.00047	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
7	Deriva1	0.010547	-0.000006597	-0.00033	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
7	Deriva1	0.010546	-0.000007221	-0.00033	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
7	Deriva2	0.010547	-0.000005871	-0.00033	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
7	Deriva2	0.010549	-0.000007948	-0.00033	2.113E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
68	Deriva1	0.008511	-0.000003320	-0.00011	1.711E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
68	Deriva1	0.00851	-0.00000283	-0.00011	1.711E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
68	Deriva2	0.008511	-0.000001715	-0.00011	2.981E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
68	Deriva2	0.00851	-0.000003481	-0.00011	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
69	Deriva1	0.006703	6.202E-07	7.63E-06	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
69	Deriva1	0.006702	1.967E-07	7.79E-06	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
69	Deriva2	0.006703	0.000001112	7.67E-06	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
69	Deriva2	0.006702	-2.920E-07	7.76E-06	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
91	Deriva1	0.004658	1.256E-07	0.000125	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
91	Deriva1	0.004657	+1.942E-07	0.000125	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
91	Deriva2	0.004657	4.984E-07	0.000125	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
91	Deriva2	0.004657	-5.971E-07	0.000124	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
93	Deriva1	0.003078	1.344E-07	0.000144	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
93	Deriva1	0.003077	-8.792E-08	0.000144	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
93	Deriva2	0.003078	3.937E-07	0.000144	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
93	Deriva2	0.003077	-3.473E-07	0.000144	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
95	Deriva1	0.001498	7.245E-08	0.000162	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
95	Deriva1	0.001498	-5.696E-08	0.000162	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
95	Deriva2	0.001498	0.000000223	0.000162	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
95	Deriva2	0.001499	-2.071E-07	0.000162	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
97	Deriva1	0.000526	2.602E-08	0.000082	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
97	Deriva1	0.000528	-2.158E-08	0.000082	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
97	Deriva2	0.000526	8.150E-08	0.000082	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
97	Deriva2	0.000526	7.712E-08	0.000082	1.242E-06	-0.000065	0.00	-0.01	0.006	OK
87	Deriva1	0	0	0	0	0	0	0	0	
87	Deriva1	0	0	0	0	0	0	0	0	
87	Deriva2	0	0	0	0	0	0	0	0	
87	Deriva2	0	0	0	0	0	0	0	0	
POINT DISPLACEMENTS					Δ (X)	Δ (Y)	% hpi (X)	% hpi (Y)	Limits (m) 1.0 % hpi	OK
Point	Load	UX	UY	UZ						
10	Deriva1	0.012217	4.667E-07	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
10	Deriva1	0.012216	-8.156E-07	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
10	Deriva2	0.012217	0.000002008	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
10	Deriva2	0.012216	-0.000002335	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
8	Deriva1	0.01055	-0.000002053	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
8	Deriva1	0.010548	-0.000003186	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
8	Deriva2	0.01055	-7.314E-07	-0.00169	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
8	Deriva2	0.010549	-0.000004508	-0.00169	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
68	Deriva1	0.008513	4.844E-07	-0.00158	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
68	Deriva1	0.008512	-4.736E-07	-0.00158	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
68	Deriva2	0.008513	0.000001633	-0.00158	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
68	Deriva2	0.008512	-0.000001568	-0.00158	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
90	Deriva1	0.006707	4.112E-07	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
90	Deriva1	0.006706	-3.335E-07	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
90	Deriva2	0.006708	0.00000120	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
90	Deriva2	0.006706	-0.000001202	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
92	Deriva1	0.004651	2.138E-07	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
92	Deriva1	0.00466	-3.453E-07	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
92	Deriva2	0.004661	8.655E-07	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
92	Deriva2	0.00466	-9.972E-07	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
94	Deriva1	0.003081	1.658E-07	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
94	Deriva1	0.003081	-2.163E-07	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
94	Deriva2	0.003081	6.115E-07	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
94	Deriva2	0.003081	-0.000000862	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK

COLUMNA A-3

96	Deriva1	0.001502	9.310E-08	-0.00073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
96	Deriva1	0.001502	-1.292E-07	-0.00073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
99	Deriva2	0.001502	3.528E-07	-0.00073	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	O.k
99	Deriva2	0.001502	-3.886E-07	-0.00073	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	O.k
96	Deriva1	0.00063	3.27E-08	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
98	Deriva1	0.00063	-5.035E-08	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
98	Deriva2	0.00063	1.296E-07	-0.00041	0.001	0.000	0.11	0.00	0.006	O.k
98	Deriva2	0.00063	-1.472E-07	-0.00041	0.001	0.000	0.11	0.00	0.006	O.k
85	Deriva1	0	0	0						
85	Deriva1	0	0	0						
85	Deriva2	0	0	0						
85	Deriva2	0	0	0						

POINT DISPLACEMENTS					Δ (X)	Δ (Y)	% hpl (X)	% hpl (Y)	Límite (mm) 1.0 % hpl	Obs.
Punto	Lev	UX	UY	UZ						
12	Deriva1	0.012218	5.774E-07	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
12	Deriva1	0.012216	-0.00000725	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
12	Deriva2	0.012218	0.000002097	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	O.k
12	Deriva2	0.012216	-0.000002244	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	O.k
14	Deriva1	0.01055	0.000002699	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
14	Deriva1	0.010549	0.000001066	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
14	Deriva2	0.01055	0.000004321	-0.00169	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	O.k
14	Deriva2	0.010549	0.000000644	-0.00169	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	O.k
100	Deriva1	0.008514	3.207E-07	-0.00158	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
100	Deriva1	0.008513	-6.173E-07	-0.00158	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
100	Deriva2	0.008514	0.000001415	-0.00158	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	O.k
100	Deriva2	0.008513	-0.000001712	-0.00158	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	O.k
104	Deriva1	0.006707	2.195E-07	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
104	Deriva1	0.006706	-5.312E-07	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
104	Deriva2	0.006707	0.000001082	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	O.k
104	Deriva2	0.006706	-0.000000914	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	O.k
106	Deriva1	0.004661	2.562E-07	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
106	Deriva1	0.00466	-3.026E-07	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
106	Deriva2	0.004661	0.000000914	-0.00125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	O.k
106	Deriva2	0.00466	-9.545E-07	-0.00125	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	O.k
108	Deriva1	0.003081	1.593E-07	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
108	Deriva1	0.003081	-2.267E-07	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
108	Deriva2	0.003081	8.021E-07	-0.00104	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	O.k
108	Deriva2	0.003081	-8.714E-07	-0.00104	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	O.k
110	Deriva1	0.001502	9.424E-08	-0.00073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
110	Deriva1	0.001502	-1.281E-07	-0.00073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
110	Deriva2	0.001502	3.537E-07	-0.00073	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	O.k
110	Deriva2	0.001502	-3.876E-07	-0.00073	0.001	0.000	0.15	0.00	0.006	O.k
112	Deriva1	0.00063	3.998E-08	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
112	Deriva1	0.00063	-4.608E-08	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	O.k
112	Deriva2	0.00063	1.338E-07	-0.00041	0.001	0.000	0.11	0.00	0.006	O.k
112	Deriva2	0.00063	-0.000000143	-0.00041	0.001	0.000	0.11	0.00	0.006	O.k
99	Deriva1	0	0	0						
99	Deriva1	0	0	0						
99	Deriva2	0	0	0						
99	Deriva2	0	0	0						

COLUMNA C-3

COLUMN C-5

POINT DISPLACEMENTS										
Point	Load	UX	UY	UZ	Δ (X)	Δ (Y)	% hpl (X)	% hpl (Y)	Limite (m) 1.0 % hpl	Obs.
19	Deriva1	-0.012212	0.000044	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
19	Deriva1	-0.012213	0.000043	-0.00171	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
19	Deriva2	-0.012212	0.000045	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
19	Deriva2	-0.012213	0.000041	-0.00171	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
21	Deriva1	-0.010518	-0.000042	-0.0017	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
21	Deriva1	-0.010519	-0.000043	-0.0017	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
21	Deriva2	-0.010518	-0.000041	-0.0017	0.002	0.000	0.34	0.01	0.008	O.k
21	Deriva2	-0.010519	-0.000044	-0.0017	0.002	0.000	0.34	0.01	0.008	O.k
131	Deriva1	-0.008471	-0.000000	-0.00153	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
131	Deriva1	-0.008472	-0.000000	-0.00153	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
131	Deriva2	-0.008471	-0.000004	-0.00153	0.002	0.000	0.30	0.00	0.008	O.k
131	Deriva2	-0.008472	-0.000007	-0.00153	0.002	0.000	0.30	0.00	0.008	O.k
132	Deriva1	-0.008682	-0.000106	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
132	Deriva1	-0.008683	-0.000107	-0.00147	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
132	Deriva2	-0.008682	-0.000106	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.008	O.k
132	Deriva2	-0.008683	-0.000108	-0.00147	0.002	0.000	0.34	0.00	0.008	O.k
134	Deriva1	-0.004823	-0.000089	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
134	Deriva1	-0.004824	-0.000090	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
134	Deriva2	-0.004823	-0.000090	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
134	Deriva2	-0.004824	-0.000091	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
136	Deriva1	-0.003055	-0.000053	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
136	Deriva1	-0.003056	-0.000053	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
136	Deriva2	-0.003055	-0.000053	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.01	0.008	O.k
136	Deriva2	-0.003056	-0.000054	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.01	0.008	O.k
138	Deriva1	-0.001488	-0.000034	-0.00072	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
138	Deriva1	-0.001488	-0.000033	-0.00072	0.001	0.000	0.14	0.00	0.008	O.k
138	Deriva2	-0.001489	-0.000034	-0.00072	0.001	0.000	0.14	0.00	0.008	O.k
138	Deriva2	-0.001489	-0.000034	-0.00072	0.001	0.000	0.14	0.00	0.008	O.k
140	Deriva1	-0.000526	-0.00000592	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
140	Deriva1	-0.000526	-0.00000592	-0.00041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
140	Deriva2	-0.000526	-0.00000592	-0.00041	0.001	0.000	0.10	0.00	0.008	O.k
140	Deriva2	-0.000526	-0.00000592	-0.00041	0.001	0.000	0.10	0.00	0.008	O.k
130	Deriva1	0	0	0						
130	Deriva1	0	0	0						
130	Deriva2	0	0	0						
130	Deriva2	0	0	0						

COLUMN A-5

POINT DISPLACEMENTS										
Point	Load	UX	UY	UZ	Δ (X)	Δ (Y)	% hpl (X)	% hpl (Y)	Limite (m) 1.0 % hpl	Obs.
15	Deriva1	-0.012108	0.000043	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
15	Deriva1	-0.012107	0.000042	-0.00169	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
15	Deriva2	-0.012108	0.000045	-0.00169	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
15	Deriva2	-0.012107	0.000041	-0.00169	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
17	Deriva1	-0.010376	-0.000047	-0.00167	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
17	Deriva1	-0.010377	-0.000049	-0.00167	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
17	Deriva2	-0.010376	-0.000046	-0.00167	0.002	0.000	0.34	0.01	0.008	O.k
17	Deriva2	-0.010377	-0.000049	-0.00167	0.002	0.000	0.34	0.01	0.008	O.k
117	Deriva1	-0.008348	-0.000095	-0.00156	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
117	Deriva1	-0.008349	-0.000098	-0.00156	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
117	Deriva2	-0.008348	-0.000094	-0.00156	0.002	0.000	0.30	0.00	0.008	O.k
117	Deriva2	-0.008349	-0.000097	-0.00156	0.002	0.000	0.30	0.00	0.008	O.k
118	Deriva1	-0.00854	-0.000106	-0.00148	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
118	Deriva1	-0.008541	-0.000107	-0.00148	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
118	Deriva2	-0.00854	-0.000105	-0.00148	0.002	0.000	0.33	0.00	0.008	O.k
118	Deriva2	-0.008541	-0.000108	-0.00148	0.002	0.000	0.33	0.00	0.008	O.k
120	Deriva1	-0.004839	-0.000089	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
120	Deriva1	-0.004840	-0.000090	-0.00125	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
120	Deriva2	-0.004839	-0.000089	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
120	Deriva2	-0.004840	-0.000091	-0.00125	0.002	0.000	0.28	0.00	0.008	O.k
122	Deriva1	-0.002998	-0.000063	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
122	Deriva1	-0.002998	-0.000063	-0.00104	0.000	0.000	0.00	0.00	0.008	O.k
122	Deriva2	-0.002998	-0.000063	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.01	0.008	O.k
122	Deriva2	-0.002998	-0.000064	-0.00104	0.002	0.000	0.28	0.01	0.008	O.k

C

124	Deriva1	-0.001461	-0.000033	-0.000073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
124	Deriva1	-0.001461	-0.000034	-0.000073	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
124	Deriva2	-0.001461	-0.000033	-0.000073	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	Ok
124	Deriva2	-0.001461	-0.000034	-0.000073	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	Ok
126	Deriva1	-0.000625	-0.000009597	-0.000041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
126	Deriva1	-0.000625	-0.000009597	-0.000041	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
126	Deriva2	-0.000625	-0.000009502	-0.000041	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	Ok
126	Deriva2	-0.000625	-0.000009775	-0.000041	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	Ok
116	Deriva1	0	0	0						
116	Deriva1	0	0	0						
116	Deriva2	0	0	0						
116	Deriva2	0	0	0						

POINT DISPLACEMENTS					Δ (X)	Δ (Y)	% hpl (X)	% hpl (Y)	Limits (mm) 1.0 % hpl	Obs
Point	Level	UX	UY	UZ						
18	Deriva1	-0.012065	0.000178	-0.000038	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
18	Deriva1	-0.012066	0.000177	-0.000039	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
18	Deriva2	-0.012066	0.000179	-0.000039	0.002	0.000	0.20	0.02	0.006	Ok
18	Deriva2	-0.012066	0.000176	-0.000039	0.002	0.000	0.20	0.02	0.006	Ok
18	Deriva1	-0.010373	0.000048	-0.000028	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
18	Deriva1	-0.010374	0.000047	-0.000028	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
18	Deriva2	-0.010373	0.000049	-0.000028	0.002	0.000	0.34	0.01	0.006	Ok
18	Deriva2	-0.010374	0.000047	-0.000028	0.002	0.000	0.34	0.01	0.006	Ok
115	Deriva1	-0.008345	0.000011	-9.9E-05	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
115	Deriva1	-0.008345	0.000011	-9.9E-05	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
115	Deriva2	-0.008345	0.000012	-9.9E-05	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	Ok
115	Deriva2	-0.008346	0.000009904	-9.9E-05	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	Ok
119	Deriva1	-0.006536	0.000002883	-5E-07	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
119	Deriva1	-0.006537	0.000002456	-5.4E-07	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
119	Deriva2	-0.006536	0.000003337	-4.6E-07	0.002	0.000	0.33	0.00	0.006	Ok
119	Deriva2	-0.006537	0.000001982	-5.8E-07	0.002	0.000	0.33	0.00	0.006	Ok
121	Deriva1	-0.004536	-0.000005133	0.000096	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
121	Deriva1	-0.004536	-0.000005443	0.000096	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
121	Deriva2	-0.004536	-0.000004773	0.000099	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	Ok
121	Deriva2	-0.004536	-0.000005803	0.000096	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	Ok
123	Deriva1	-0.002992	-0.00000464	0.000114	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
123	Deriva1	-0.002992	-0.000004899	0.000114	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
123	Deriva2	-0.002992	-0.000004380	0.000114	0.002	0.000	0.25	0.00	0.006	Ok
123	Deriva2	-0.002992	-0.000005106	0.000114	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	Ok
125	Deriva1	-0.001457	-0.000001861	0.000129	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
125	Deriva1	-0.001457	-0.000002088	0.000129	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
125	Deriva2	-0.001457	-0.000001816	0.000129	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	Ok
125	Deriva2	-0.001457	-0.000002232	0.000129	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	Ok
127	Deriva1	-0.00062	0.000000511	0.000066	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
127	Deriva1	-0.00062	4.653E-07	0.000066	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	Ok
127	Deriva2	-0.00062	5.642E-07	0.000066	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	Ok
127	Deriva2	-0.00062	4.121E-07	0.000066	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	Ok
114	Deriva1	0	0	0						
114	Deriva1	0	0	0						
114	Deriva2	0	0	0						
114	Deriva2	0	0	0						

COLUMNA C-6

POINT DISPLACEMENTS										
Point	Load	UX	UY	UZ	$\Delta (X)$	$\Delta (Y)$	% hpt (X)	% hpt (Y)	Umts (m) 1.0 % hpt	OK
20	Deriva1	-0.012169	0.000173	-0.00045	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
20	Deriva1	-0.01217	0.000173	-0.00045	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
20	Deriva2	-0.012169	0.000174	-0.00045	0.002	0.000	0.28	0.02	0.006	OK
20	Deriva2	-0.01217	0.000172	-0.00045	0.002	0.000	0.28	0.02	0.006	OK
22	Deriva1	-0.010515	0.000063	-0.00032	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
22	Deriva1	-0.010516	0.000062	-0.00032	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
22	Deriva2	-0.010516	0.000063	-0.00032	0.002	0.000	0.34	0.01	0.006	OK
22	Deriva2	-0.010516	0.000061	-0.00032	0.002	0.000	0.34	0.01	0.006	OK
129	Deriva1	-0.008469	0.000016	-0.00011	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
129	Deriva1	-0.008469	0.000016	-0.00011	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
129	Deriva2	-0.008468	0.000017	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
129	Deriva2	-0.008469	0.000018	-0.00011	0.002	0.000	0.30	0.00	0.006	OK
133	Deriva1	-0.006658	0.000002066	7.42E-06	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
133	Deriva1	-0.006659	0.000001669	7.38E-06	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
133	Deriva2	-0.006658	0.00000254	7.48E-06	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
133	Deriva2	-0.006659	0.000001166	7.34E-06	0.002	0.000	0.34	0.00	0.006	OK
135	Deriva1	-0.00462	-0.000005013	0.000121	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
135	Deriva1	-0.00462	-0.000005323	0.000121	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
135	Deriva2	-0.00462	-0.000004653	0.000121	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
135	Deriva2	-0.00462	-0.000005683	0.000121	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
137	Deriva1	-0.003051	-0.000004657	0.00014	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
137	Deriva1	-0.003052	-0.000004873	0.00014	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
137	Deriva2	-0.003051	-0.000004407	0.00014	0.002	0.000	0.28	0.00	0.006	OK
137	Deriva2	-0.003052	-0.000005125	0.00014	0.002	0.000	0.26	0.00	0.006	OK
139	Deriva1	-0.001464	-0.000000169	0.000159	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
139	Deriva1	-0.001485	-0.0000002085	0.000158	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
139	Deriva2	-0.001484	-0.0000001814	0.000158	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	OK
139	Deriva2	-0.001485	-0.0000002231	0.000159	0.001	0.000	0.14	0.00	0.006	OK
141	Deriva1	-0.000622	5.134E-07	0.000008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
141	Deriva1	-0.000622	4.877E-07	0.000008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.006	OK
141	Deriva2	-0.000622	5.565E-07	0.000008	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
141	Deriva2	-0.000622	4.145E-07	0.000008	0.001	0.000	0.10	0.00	0.006	OK
128	Deriva1	0	0	0						
128	Deriva1	0	0	0						
128	Deriva2	0	0	0						
128	Deriva2	0	0	0						

COLUMN A-S

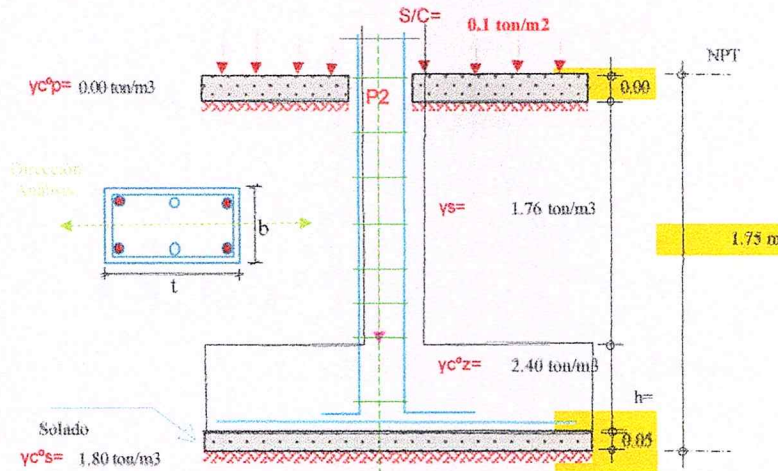
4.10. Resultado de zapata de pedestal paso elevado

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICA MÉTODO RÍGIDO PEDESTAL TORRE DE PASO ELEVADO

DATOS:			
Concreto	$f'c=$	210 kg/cm ²	$q_u=$ 1.55 kg/cm ²
Fuercia Acero	$F_y=$	4200 kg/cm ²	$\gamma^o p=$ 0.00 ton/m ³
Peso de carga muerta	$P_{cm}=$	10.27 ton	$\gamma_s=$ 1.76 ton/m ³
Peso de carga viva	$P_{cv}=$	5.74 ton	$\gamma^o z=$ 2.40 ton/m ³
Momento Carga Muerta	$M_{cm}=$	-0.04 ton-m	$\gamma^o s=$ 1.80 ton/m ³
Momento Carga Viva	$M_{cv}=$	-0.02 ton-m	$D_f=$ 1.75 m

Columna detalles

$b=$	65 cm	Refuerzo	5	$\varnothing$ 5/8"
$t=$	65 cm		5	$\varnothing$ 5/8"



1. DIMENSIONAMIENTO

Cálculo Área del acero de la columna y diámetro

$d_b=$	1.59 cm
$A_b=$	1.979 cm ²

Cálculo peralte de la zapata normativas

$Ld1 = 0.08 * d_b * f_y / \sqrt{f'c}$	36.8 cm	$Ld \text{ max}$	36.81 cm
$Ld2 = 0.004 * d_b * f_y$	26.7 cm	$Ld \text{ asumido}$	35.00 cm
$Ld3 \geq 20 \text{ cm}$	20.0 cm	$Ld=$	42.50 cm
Altura de la zapata		$h=$	50.00 cm

Capacidad portante neta del terreno (q_n)

$q_n = q_u - (\gamma^o s \times h_s) - (\gamma^o z \times h_z) - (\gamma_s \times h_s) - (\gamma^o p \times h_p) - s/c$	$q_n=$	1.200 kg/cm ²
---	--------	--------------------------

Área de la zapata

$$A = \frac{PT}{q_n} = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{q_n}$$

$$A = (t + 2m)(b + 2m)$$

$$1.334 = (0.7 + 2m)(0.7 + 2m)$$

$$1.334 = 0.4225 + 1.3m + 1.3m + 4m^2$$

$$4.0m^2 + 2.6m + -0.9 = 0$$

	m=	0.25		
$l = t + 2m$	L=	1.16 m	L=	1.40 m
$B = b + 2m$	B=	1.16 m	B=	1.40 m
Cálculo del área definido	$A_z = B \times L$		Az=	2.0 m ²

II. VERIFICACIÓN DE PRESIÓN $q_{max} < q_a$				
Peso de servicio	$P_s = P_{cm} + P_{cv}$	P_s=	16 ton	
Momento de servicio	$M_s = M_{cm} + M_{cv}$	M_s=	-0.1 ton-m	
	$C = L/2$	C=	0.7	
Cálculo de Inercia	$I = (B \times L^3)/12$	I=	0.320 m ⁴	
Presión máxima		$q_{máx} =$	0.804 kg/cm ²	
Verificación	0.80 < 1.55	$q_{máx} < q_a$	OK	

CARGAS DE DISEÑO (P_u, M_u)

Reacción amplificada del suelo

Peso último	$P_u = 1.4 P_{cv} + 1.2 P_{cm}$	P_u=	21.5 ton
Momento último	$M_u = 1.6 P_{cv} + 1.2 P_{cm}$	M_u=	-0.08 ton-m
$M = F \times l \Rightarrow M_u = P_u \times e$	$e = M_u / P_u$	e=	-0.004 m
		L/6=	0.233 m
Verificación Presión del suelo		$e < L/6$	Por norma trapezoidal

PRESIONES PARA EL DISEÑO (MÉTODO DE RESISTENCIA ULTIMA)

$$q_{1,2} = \frac{P_u}{A_z} \pm \frac{M_u \times c}{I}$$

$q_1 =$	10.80 ton/m ²
$q_2 =$	11.15 ton/m ²

III. VERIFICACIÓN POR CORTANTE				
Presión a una dist. d cara de columna	d=	42.50 cm	q'	10.8 ton/m ²
Fuerza cortante última		V_u=	-0.755 ton	
Resistencia del concreto @ corte	$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} * B * d$	$\phi V_c =$	38.844 ton	
Verificación		$V_u < \phi V_c$	CONFORME	

IV. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO				
Cálculo de Perímetro de punzonamiento	$b_o = 2 * (t + d) + 2 * (b + l)$	$b_o =$	4.30 m	
Relación lados de columna	$B_o = t/b$	$B_o =$	1	
Área del punzonamiento		A_p=	1.16 m ²	
Área del punzonamiento exterior	$A'_p = A_z - A_p$	A'_p=	0.80 m ²	
Cálculo de presión a distancia de corte izquierdo		q''	11.1 ton/m ²	
Cálculo de presión a distancia de corte derecho		q'''	10.84 ton/m ²	
Fuerza cortante última	$V_u = q_u * A'_p$	V_u=	8.827 ton	
Resistencia del concreto @ corte punzonamiento	$\frac{1}{D_o} \sqrt{f'_c}$	$\phi V_c =$	366.922 ton	
		$V_u \leq \phi V_c$	CONFORME	

V. DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL				
Distancia L	0.38	F1=	4.0846	
				q''' = 10.89 ton/m ²
				F2= -0.0176
Cálculo de momento último		M_u=	0.761 ton-m	
Datos de diseño:				
t=	100	d=	42.50 cm	M_u= 0.761 ton-m
$\beta =$	0.85	f_c=	210 kg/cm ²	f_y= 4200 kg/cm ²

Cálculo

Zona sísmica			Zona	No sísmica
Cuántia y acero mínimo	$P_{min}=$	0.002415229	$As_{min}=$	10.26 cm ²
Cuántia y acero balanceada	$P_b=$	0.02125	$As_b=$	90.31 cm ²
Cuántia y acero máxima 0.75 p_b	$P_{máx}=$	0.0159375	$As_{máx}=$	67.73 cm ²
	$w_1=$	1.692681758	$w_2=$	0.002233496
Cuántia y acero de diseño	$P_d=$	0.000111675	$As_d=$	0.47 cm ²
Área de acero a usar			$As_d=$	10.26 cm²
Acero a seleccionar Ø 3/4" $As=$ 2.85 cm ² $db=$ 1.91 cm				

Número de varillas:	Nº varillas=	5 und
Distribución de Acero:	$S=$	28.3 cm

Acero Longitudinal: 5 Ø 3/4" @ 0.283 m

VI DISEÑO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Cálculo de presión al cara derecho de la columna	1.025	q'''	10.89225323
Cálculo de momento último	distancia l = 0.375	$M_u=$	0.766 ton-m

Datos de diseño:

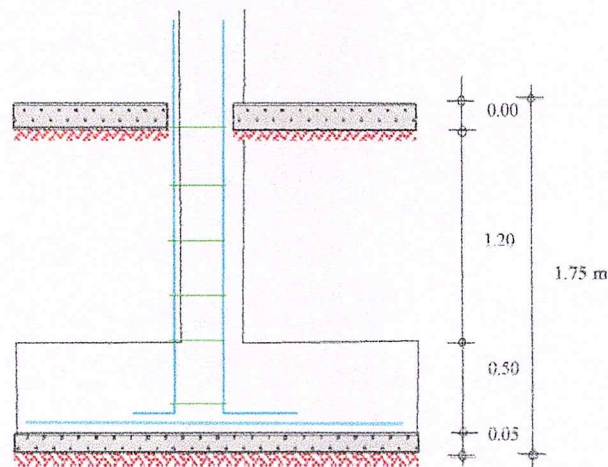
$b=$	100	$d=$	42.50 cm	$M_u=$	0.766 ton-m
$\beta=$	0.85	$f_c=$	210 kg/cm ²	$f_y=$	4200 kg/cm ²

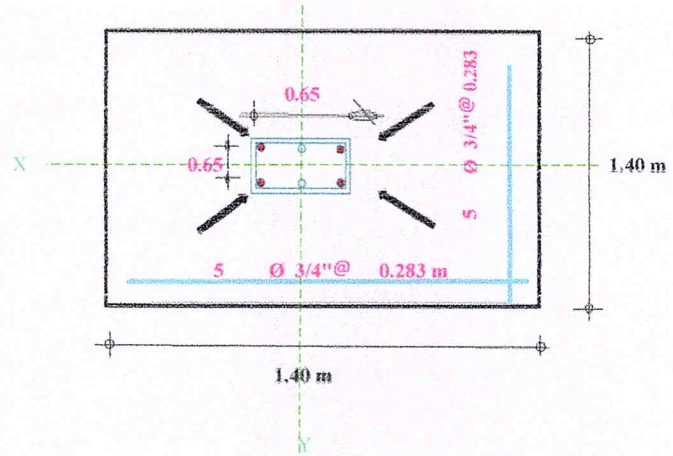
Cálculo

Zona sísmica			Zona	No sísmica
Cuántia y acero mínimo	$P_{min}=$	0.002415229	$As_{min}=$	10.26 cm ²
Cuántia y acero balanceada	$P_b=$	0.02125	$As_b=$	90.31 cm ²
Cuántia y acero máxima 0.75 p_b	$P_{máx}=$	0.0159375	$As_{máx}=$	67.73 cm ²
	$w_1=$	1.692668857	$w_2=$	0.002246397
Cuántia y acero de diseño	$P_d=$	0.00011232	$As_d=$	0.48 cm ²
Área de acero a usar			$As_d=$	10.26 cm²
Acero a seleccionar Ø 3/4" $As=$ 2.85 cm ² $db=$ 1.91 cm				

Número de varillas:	Nº varillas=	5 und
Distribución de Acero:	$S=$	28.3 cm

Acero Longitudinal: 5 Ø 3/4" @ 0.283 m

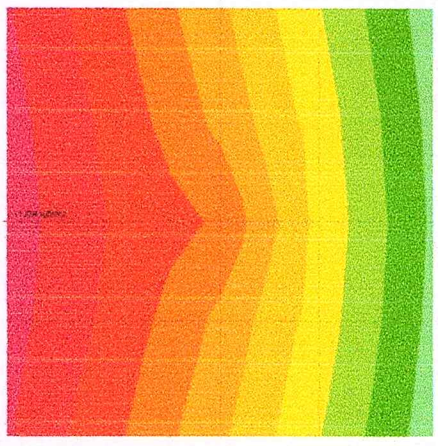
VII DETALLE FINAL



DISEÑO DE ZAPATAS CONCENTRICAS METODO FLEXIBLE

Chequeo de asentamiento: no sobrepasa el $Q_{adm} = 1,55 \text{ Kgf/cm}^2$, el valor dado por el software es 1.256 Kgf/cm^2

Soil Pressure Diagram - (1.2CM+1.6CV) [kgf/cm²]



COEFICIENTE DE BALASTO APLICADO

$$K_{SB} = K_{sp3J} \frac{0.3}{B} * 2/3$$

1.43 Kgf/cm³

Soil Subgrade Property Data

General Data

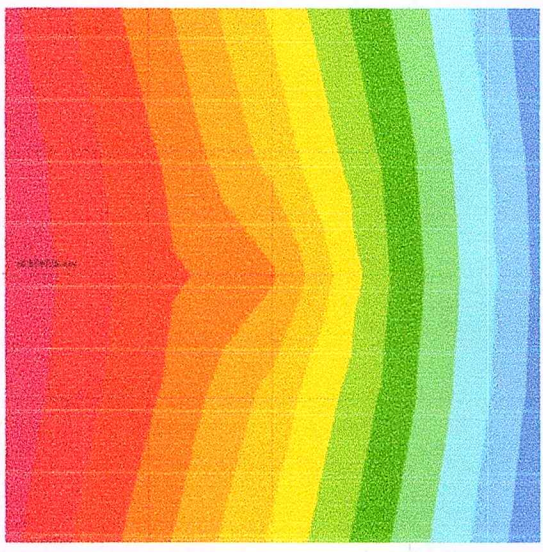
Property Name: Suelo
Display Color: [Color Selection]
Property Notes: [Text Area]

Property

Subgrade Modulus (Compression Only) 1.43E+00 kgf/cm³

Chequeo de desplazamientos: el desplazamiento máximo es de 0.88 cm

Deformed Shape - Displacements (1.2CM+1.6CV) [cm]



0.878725 cm

Chequeo de punzonamiento: no se presenta punzonamiento

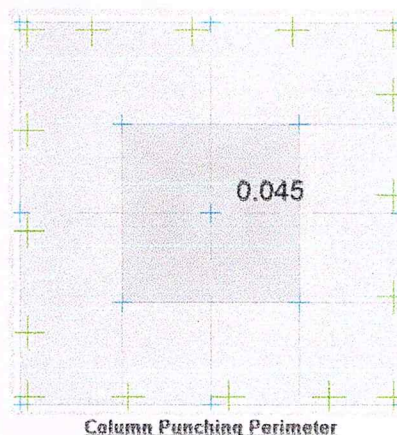
ACI 318-14 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

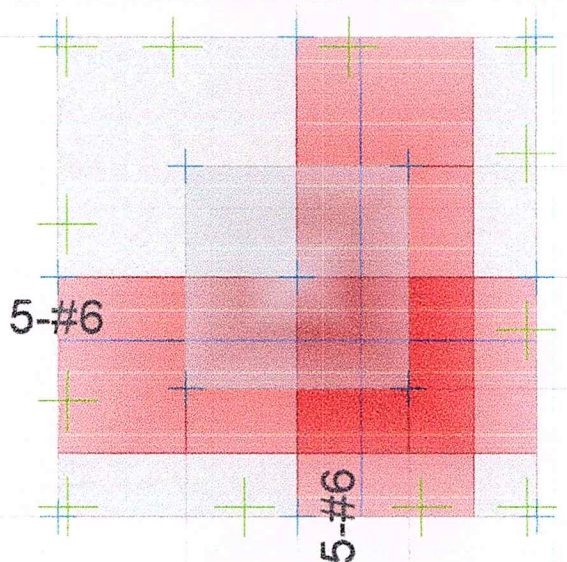
Combination = 1.2CM+1.6CV
 Point Label = 173
 Column Shape = Rectangular
 Column Location = Interior
 Global X-Coordinate = 0 cm
 Global Y-Coordinate = 730 cm

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 42.5 cm
 Eff. Punching Perimeter = 410 cm
 Cover = 3.405 cm
 Conc. Comp. Strength = 215.16 kgf/cm²
 Reinforcement Ratio = 0.0000
 Section Inertia I₂₂ = 31823313.8 cm⁴
 Section Inertia I₃₃ = 31823313.8 cm⁴
 Section Inertia I₂₃ = 0 cm⁴
 Gamma_{v2} = 0.4
 Gamma_{v3} = 0.4
 Moment Mu₂ = 1.11 kgf-cm
 Moment Mu₃ = -7046.67 kgf-cm
 Shear Force = -9061.83 kgf
 Unbalanced Moment Mu₂ = 0.44 kgf-cm
 Unbalanced Moment Mu₃ = -2818.75 kgf-cm
 Max Design Shear Stress = 0.52 kgf/cm²
 Conc. Shear Stress Capacity = 11.67 kgf/cm²
 Punching Shear Ratio = 0.04



Chequeo de refuerzo solicitado: se confirma el refuerzo solicitado en el método rígido y se aplica el acero solicitado en método rígido.



4.11. Verificación de capacidad portante

Los resultados obtenidos del estudio de suelos son

CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES TIPO CUADRADA										
Sección B=L (m)	Prof. (m)	Terzaghi		Vesic		Meyerhoff		Promedio		
		σ_{adm} (Kpa)	Carga (KN)	σ_{adm} (Kpa)	Carga (KN)	σ_{adm} (Kpa)	Carga (KN)	σ_{adm} (Kpa)	Carga (KN)	Carga (Ton)
0.5	0.8	383.42	95.85	445.42	111.36	420.73	105.18	416.52	104.13	10.61
0.8		383.42	245.39	417.02	266.89	382.99	245.11	394.47	252.46	25.74
1.00		383.42	383.42	418.85	418.85	370.41	370.41	390.89	390.89	39.85
1.2		383.42	552.12	402.15	579.09	362.02	521.31	382.53	550.84	56.15
1.5		383.42	862.89	385.45	867.26	353.63	795.67	374.16	841.87	85.82

$$\sigma_{adm} = \frac{550.84}{1.40 \times 1.40} = 281 \text{ kN/m}^2$$

$$281 > 126 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

En este documento se presentó el análisis y diseño estructural de los elementos acá descritos, partiendo de la información suministrada por las demás áreas de la consultoría en su fase de estudio inicial y diseño del contratista.

El diseño de los elementos sigue los parámetros dados por la NSR10.

Los planteamientos indicados en este documento se ven reflejados en los planos adjuntos. Los perfiles utilizados en el desarrollo de las torres de pasos elevados cumplen con las condiciones exigidas ante cargas.

5.2. Recomendaciones

Se debe elevar cualquier consulta o inquietud al diseñador para dar cumplimiento a estas memorias.

6. Referencias

- ACI Comité 318. (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentarios. (A. C. Institute, Ed.), ACI Structural Journal (Segunda). Farmington Hills. [https://doi.org/10.1016/S11306343\(05\)73662-X](https://doi.org/10.1016/S11306343(05)73662-X)
- AIS, A. C. de I. S.-. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente - NSR 10. (V. y D. T. Ministerio de Ambiente, Ed.). Bogotá D. C.



CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

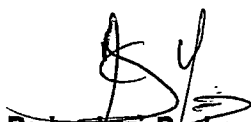
Yo, **PEDRO JOSE PACHECO BUENO**, identificado con CC No. **1.049.606.032** de Tunja (Boyacá) en calidad de **ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS** con matrícula profesional M.P 15202 170575 BYC, certifico que realicé el **DISEÑO ESTRUCTURAL** para el proyecto cuyo objeto es **"AMPLIACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LAS REDES DE ACUEDUCTO VEREDA LA PAJUILA EN EL MUNICIPIO DE SARAVERA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**.

Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos a la alcaldía de Saravena, departamento de Arauca.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi tarjeta o Matrícula Profesional, certificado de vigencia de la misma y copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los veintiocho (28) días del mes de agosto de 2026.

Cordialmente,



Pedro José Pacheco Bueno

M.P 15202 – 170575 BYC

Ingeniero Civil – Especialista Estructural

CARTA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **PEDRO JOSE PACHECO BUENO**, identificado con CC No. **1.049.606.032** de Tunja (Boyacá) en calidad de **ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS** con matrícula profesional M.P 15202 170575 BYC, certifico que realicé el **DISEÑO ESTRUCTURAL** para el proyecto **"AMPLIACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE LAS REDES DE ACUEDUCTO VEREDA LA PAJUILLA EN EL MUNICIPIO DE SARAVERA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"**.

Por lo anterior, manifiesto que asumo toda responsabilidad referente a los perjuicios que puedan deducirse a causa de este estudio y exonero a la alcaldía de Saravena, departamento de Arauca; ante terceros de cualquier responsabilidad por cualquier omisión del presente estudio.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional, certificado de vigencia de la misma y copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los veintiocho (28) días del mes de agosto de 2026.

Cordialmente,



Pedro José Pacheco Bueno
M.P 15202 – 170575 BYC
Ingeniero Civil – Especialista Estructural

REPUBLICA DE COLOMBIA

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA



MATRICULA PROFESIONAL No.
15202170575BYC
INGENIERO CIVIL

DE FECHA 18/06/2009
PEDRO JOSE
PACHECO BUENO
C.C. 1049606032
UNIVERSIDAD PEDAGOGICA
Y TECNOLOGICA DE COLOMBIA



PRESIDENTE DEL CONSEJO

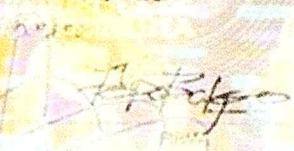
REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 1.049.606.032

PACHECO BUENO

APELLIDOS
PEDRO JOSE







FECHA DE NACIMIENTO 21-ABR-1986
TUNJA
(BOYACA)

LUGAR DE NACIMIENTO

1.76 A+ M
ESTATURA G.S. RH SEXO

07-FEB-2005 TUNJA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION



REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ABEL SANCHEZ TORRES

A-0700100-00172458 M-1049606032-20090825 0015371018A 1 27615289