

ANEXO 1

INFORME DE ESTUDIO DE SUELO Y UBICACION DE POZOS

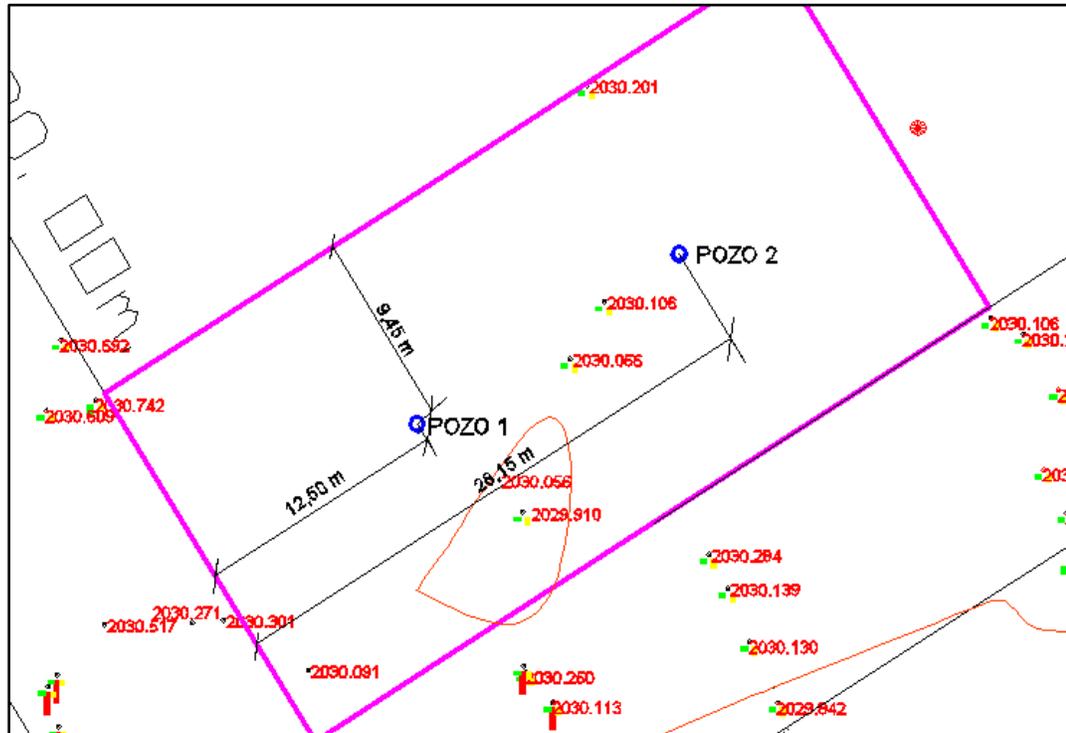


Figura 1. Ubicación de los pozos de ensayo en el área de emplazamiento del proyecto.

Fuente: Elaboración propia



INFORME GEOTECNICO **INFORME Y CONCLUSIONES**



PROYECTO:
**“CONSTRUCCIÓN CENTRO DE SALUD
AMBULATORIO LA VICTORIA”**

PROPIETARIO:
GOBIERNO A. MCPAL. DE SAN LORENZO

SOLICITANTE:
UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS

UBICACION:
**LA VICTORIA – 1RA. SECCION PROV. MENDEZ
DEPARTAMENTO DE TARIJA**

23 DE MARZO DEL 2018



ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- **ANTECEDENTES.** - Los ensayos SPT, se realizan a solicitud de la UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para encarar el diseño estructural de fundaciones para el proyecto CONSTRUCCIÓN "CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA" como parte del proyecto de grado para la Carrera de Ing. Civil dependiente de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho de Tarija.

2.- **UBICACIÓN.** - La construcción está ubicada con frente principal de ingreso sobre una calle principal de la plaza sin nombre y la calle Bolívar del pueblo la victoria en la primera sección de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija.

3.- **HIDROLOGIA.** - No se encontró agua subterránea a profundidad de sondeo, por lo tanto **No hay nivel freático estacional.**

4.- **GEOTECNIA.** - Se realizó los ensayos de S.P.T en cada pozo y, los datos obtenidos se adjuntan en planillas. Trabajo que se desarrolló en 3 fases: Trabajo de campo, de laboratorio y gabinete.

4.1.- **Trabajos de campo.** - Se efectúa inspección ocular y una descripción de los estratos visibles en el pozo excavado, luego procedemos al montaje del equipo para ejecutar el ensayo.

- Ensayo de penetración normal (STP) a nivel del fondo del pozo excavado.
- Toma de muestra directa para cada ensayo a las profundidades referidas.

4.2.- **Trabajos de laboratorio.** - Determinación de la humedad natural, Granulometrías, Limite Liquido, Plástico e Índices y clasificación de cada una de las muestras.

4.3.- **Trabajos de Gabinete.** - Los resultados obtenidos en laboratorio y ensayo de campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad soporte del suelo.

La relación de numero de golpes a diferentes profundidades y el calculo de las probables fatigas admisibles, han sido obtenidos utilizando tablas de Procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte. Dr. Ing. en minas y gráficos según B.K Hough "Basic Soil Engineering.

4,4.- Informe

Se presenta en hojas adjuntas los cuadros de resumen de los valores obtenidos a las profundidades de sondeo y las conclusiones y recomendaciones pertinentes.



RESUMEN INFORME GEOTECNICO

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Sondeo 01	1,60 – 2,05	9,81	Fragmentos de piedra, grava y arena, presenta plasticidad baja A-1a (0).
Sondeo 02	1,50 – 1,95	12,95	Fragmentos de piedra, grava y arena, presenta plasticidad baja A-1a (0).

Capacidad portante del terreno en relación a N del ensayo de penetración Normal

Sondeo	Prof. (m)	N Nro. Golpes	σ_N (Kg/cm ²)	σ_{adm} (Kg/cm ²)
Sondeo 01 sector central izquierdo	1,60 – 2,05	25	4,00	3,50
Sondeo 02 sector central derecho	1,50 – 1,95	20	3,60	3,00

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El lugar en estudio está constituido por un terreno plano con una primera capa compuesta por un suelo orgánico de material limo arcilloso y arenoso, húmedo, de color marrón claro con cobertura vegetal; seguido en profundidad por un suelo limo arenoso fino, de color marrón claro con densidad media. Más en profundidad el suelo es pedregoso, constituido por grava y arena con diverso contenido de piedra bolón, piedra manzana y finos en estado húmedo, de color gris a marrón oscuro con densidad compacta, en consecuencia ambos sondeos presentan buena capacidad portante, determinándose como tensión admisible el valor de 3,00 kg/cm² para el diseño de la estructura de fundación.

Tarija 22 de marzo del 2018


Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

 CONSULTORA
EOLO S.R.L.



INFORME GEOTECNICO

PLANILLAS DE ENSAYO SONDEOS 1 Y 2

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "STP"

CLASIFICACION AASHTO MUESTRA

LIMITES DE ATTERBERG MUESTRA

GRANULOMETRIA MUESTRA

PROYECTO:

**"CONSTRUCCIÓN CENTRO DE SALUD
AMBULATORIO LA VICTORIA"**

PROPIETARIO:

GOBIERNO A. MCPAL. DE SAN LORENZO

SOLICITANTE:

UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS

UBICACION:

**LA VICTORIA - 1RA. SECCION PROV. MENDEZ
DEPARTAMENTO DE TARIJA**

23 DE MARZO DEL 2018



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA

PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO
 SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS
 UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
 ENSAYO : **SONDEO 1**
 FECHA : 22 DE MARZO DEL 2017

DATOS DEL EQUIPO SPT

Altura de penetración : 30,00 cm
 Peso del martillo : 63,50 Kg
 Altura de caída : 73,2 cm

UBICACION .- El Pozo #1 se excavo en el sector cercano a la esquina formada por la calle Bolivar y una calle sin nombre que bordea la plaza de la localidad.

PROFUNDIDAD .- Se excavó a cielo abierto a una profundidad de - 1,60 m. respecto al nivel del terreno natural.



Prof (m)	Hum Nat %	Lim. Aterberg		Granulometrias			Clasificacion		No golpes	6 (kg/cm2)
		LL	IP	No 10	No 40	No 200	Sigla	Descripcion		
0,00										0,00
0,50										0,50
1,00										1,00
1,50										1,50
1,60	9,81	18,82	2,23	23,56	15,48	8,68	A-1a	25		1,60
2,20										2,20
3,00										3,00
3,70										3,70
4,00										4,00
4,10										4,10
5,00										5,00
5,50										5,50
6,00										6,00

 <p><i>Abel A. Villena Subelza</i> INGENIERO CIVIL R.N.I. 6979 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA</p>		<p>La tension admisible del terreno a profundidad de - 1,60 metros es de 3,50 kg/cm2.</p>	Punto SPT <input type="button" value="↓"/>
<p>CONSULTORA EOLO S.R.L.</p>			Rechazo <input type="button" value="R"/>
			Nivel freatico <input type="button" value="No"/>



CLASIFICACION DE SUELOS

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA	
PROPIETARIO: GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO	LABORATORISTA: TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE: UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS	ENSAYO: SONDEO 1
UBICACIÓN: PUEBLO LA VICTORIA	FECHA: 23 DE MARZO DEL 2017

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	18,82
Limite Plastico (%) =	16,58
Indice de Plasticidad (%) =	2,23
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	23,56
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	15,48
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	8,68

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, **b** = 0,00
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 0,00

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3

Por Indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4, A-2-5

Por Limite Liquido A-1, A-3, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz N°200

Por (%) que pasa por Tamiz N°10

Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-1a (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra, grava y arena.

OBSERVACIONES:

Material gravo arenoso con poco fino,
presenta plasticidad baja.

V°B°

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA

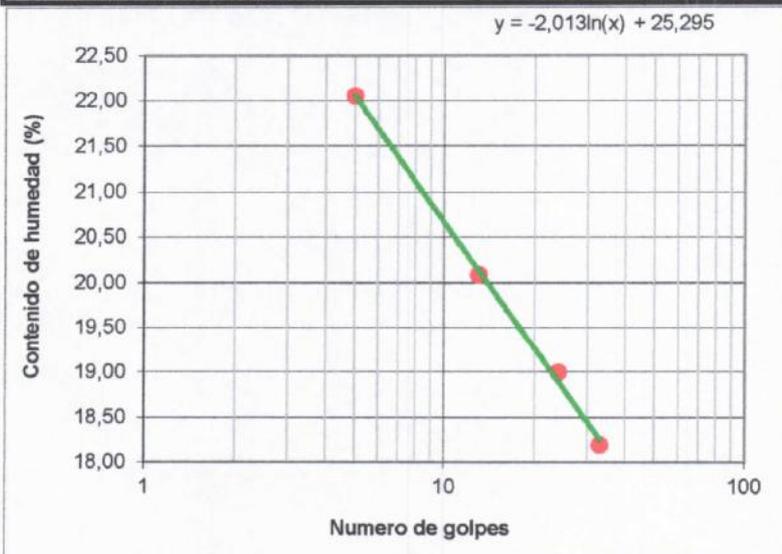
PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS	ENSAYO : SONDEO 1
UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA	FECHA : 23 DE MARZO DEL 2017

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	50	94	6		
Peso cápsula (gr.)	15,75	15,91	15,60		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	19,52	19,47	19,38		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	18,98	18,96	18,85		
Peso muestra seca (gr.)	3,23	3,05	3,25		
Peso agua (gr.)	0,54	0,51	0,53		
Contenido de humedad (%)	16,72	16,72	16,31		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	13	10	2	15	
Numero de golpes	5	13	24	33	
Peso cápsula (gr.)	14,84	17,00	14,80	13,75	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	23,97	27,64	24,32	23,30	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	22,32	25,86	22,80	21,83	
Peso muestra seca (gr.)	7,48	8,86	8,00	8,08	
Peso agua (gr.)	1,65	1,78	1,52	1,47	
Contenido de humedad (%)	22,06	20,09	19,00	18,19	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	18,82
Limite Plastico (%)	16,58
Indice Plastico (%)	2,23

OBSERVACIONES:

Suelo con plasticidad baja.

V°B°

Abel A. Villena Subelza
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA

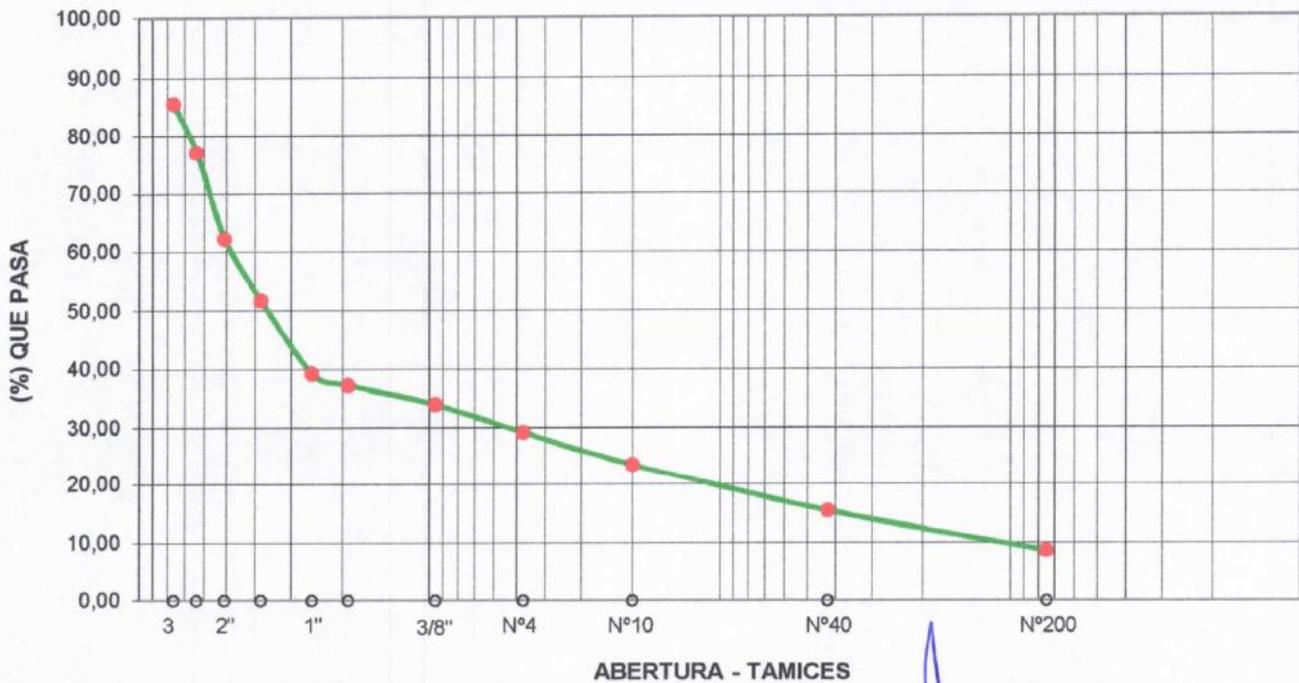
PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO
SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS
UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
ENSAYO : SONDEO 1
FECHA : 23 DE MARZO DEL 2017

Peso total de la muestra tomada: 10000,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	1448,00	1448,00	14,48	85,52
2 1/2"	63,50	846,00	2294,00	22,94	77,06
2"	50,80	1484,00	3778,00	37,78	62,22
1 1/2"	38,10	1042,00	4820,00	48,20	51,80
1"	25,40	1258,00	6078,00	60,78	39,22
3/4"	19,05	196,00	6274,00	62,74	37,26
3/8"	9,53	334,00	6608,00	66,08	33,92
Nº 4	4,75	474,00	7082,00	70,82	29,18
Nº 10	2,000	562,00	7644,00	76,44	23,56
Nº 40	0,425	808,00	8452,00	84,52	15,48
Nº 200	0,075	680,00	9132,00	91,32	8,68

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas % 70,82
Arenas % 20,50
Finos % 8,68
Total 100,00

VºBº

Abel A. Willena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA

PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO
 SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS
 UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
 ENSAYO : **SONDEO 2**
 FECHA : 22 DE MARZO DEL 2017

DATOS DEL EQUIPO SPT
 Altura de penetración : 30,00 cm
 Peso del martillo : 63,50 Kg
 Altura de caída : 73,2 cm

UBICACION .- El Pozo #2 se realizó en sector centro derecho del terreno, cercano a un muro de colindancia del vecino.

PROFUNDIDAD .- Se excavó a cielo abierto a una prof. de -1,50 m. respecto al nivel del terreno natural.



Prof (m)	Hum Nat %	Lim. Aterberg		Granulometrias			Clasificacion		No golpes	σ (kg/cm ²)
		LL	IP	No 10	No 40	No 200	Sigla	Descripcion		
0,00										0,00
0,50										0,50
1,00										1,00
1,50	13	21,91	3,08	24,10	17,56	9,64	A-1a		20	1,50
2,00										2,00
2,30										2,30
3,00										3,00
3,50										3,50
4,00										4,00
4,50										4,50
5,00										5,00
5,50										5,50
6,00										6,00

		La tension admisible del terreno a profundidad de - 1,50 metros es de 3,00 kg/cm ² .	Punto SPT <input type="text" value="↓"/> Rechazo <input type="text" value="R"/> Nivel freatico <input type="text" value="NO"/>
--	--	---	--



CLASIFICACION DE SUELOS

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA	
PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS	ENSAYO : SONDEO 2
UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA	FECHA : 23 DE MARZO DEL 2017

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	21,91
Limite Plastico (%) =	18,83
Indice de Plasticidad (%) =	3,08
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	24,10
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	17,56
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	9,64

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, **b** = 0,00
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 0,00

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3

Por Indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4, A-2-5

Por Limite Liquido A-1, A-3, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz N°200

Por (%) que pasa por Tamiz N°10

Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-1a (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra, grava y arena.

OBSERVACIONES:

Material gravo arenoso con poco fino,
presenta plasticidad baja.

V°B°

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

CONSTRUCCION CENTRO DE SALUD AMBULATORIO LA VICTORIA

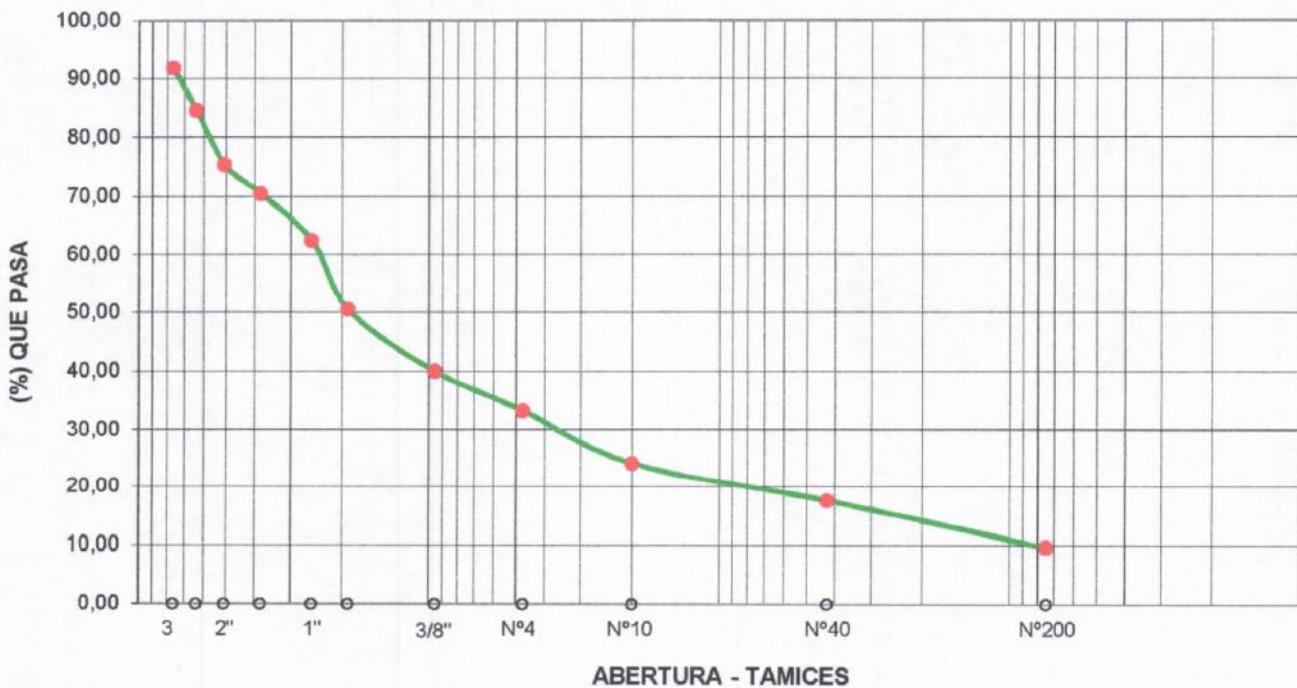
PROPIETARIO : GOBIERNO A. MUNICIPAL DE SAN LORENZO
 SOLICITANTE : UNIV. GABRIELA DEL CARMEN BLANCO RIOS
 UBICACIÓN : PUEBLO LA VICTORIA

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
 ENSAYO : **SONDEO 2**
 FECHA : 23 DE MARZO DEL 2017

Peso total de la muestra tomada: **8000,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	654,00	654,00	8,18	91,83
2 1/2"	63,50	589,00	1243,00	15,54	84,46
2"	50,80	723,00	1966,00	24,58	75,43
1 1/2"	38,10	389,00	2355,00	29,44	70,56
1"	25,40	647,00	3002,00	37,53	62,48
3/4"	19,05	956,00	3958,00	49,48	50,53
3/8"	9,53	845,00	4803,00	60,04	39,96
Nº 4	4,75	534,00	5337,00	66,71	33,29
Nº 10	2,000	735,00	6072,00	75,90	24,10
Nº 40	0,425	523,00	6595,00	82,44	17,56
Nº 200	0,075	634,00	7229,00	90,36	9,64

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas % 66,71
 Arenas % 23,65
 Finos % 9,64
 Total 100,00

VºBº

Abel A. Villena Subelza
 SIB-TJA INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.

ANEXO 2
ANÁLISIS DE CARGAS PARA LA ESTRUCTURA APORTICADA Y
CUBIERTA

Cargas consideradas sobre la estructura porticada

Cargas Permanentes

Peso específico de materiales de construcción	Peso específico aparente [kg/m ³]
Piedras artificiales	
Ladrillo cerámico hueco	1000
Baldosa cerámica	1800
Yeso y escayola	1250
Hormigones	
Armado	2500
En masa	2300
Peso de elementos constructivos	Peso [kg/m ²]
Revestimiento (por cm de grueso)	
Enfoscado o revoco de cemento	20
Guarnecido de yeso	12

Fuente: NBE-AE-88 (Acciones en la Edificación)

1. Acciones permanentes o cargas muertas (D)

- **Peso propio de los elementos estructurales:**

Peso específico del hormigón armado $\Rightarrow \gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Tabla 1. Datos geométricos de las columnas del pórtico en estudio.

Peso propio de las columnas			
Nivel	Sección (cm)	Peso (kg/m)	Peso (kN/m)
Cimiento	25 X 25	160	1,60
Primera planta	25 X 25	160	1,60
Primer piso	25 X 25	160	1,60

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2. Datos geométricos de las vigas del pórtico en estudio.

Peso propio de las Vigas			
Nivel	Sección (cm)	Peso (kg/m)	Peso (kN/m)
Cimiento	20 X 40	200	2,00
Primera planta	20 X 40	200	2,00
Primer piso	20 X 35	175	1,75

Fuente: Elaboración propia

- **Losa de entrepiso**

La carga muerta calculada a continuación corresponde a los acabados considerados sobre la losa alivianada.

- Peso carpeta de nivelación = 72 kg/m^2
- Peso Mortero cerámico = 15 kg/m^2
- Peso del revestimiento cerámico = $1800 \text{ Kg/m}^3 * 0,01\text{m} = 18 \text{ kg/m}^2$
- Peso Cielo raso = 24 kg/m^2

Al programa se introduce la siguiente carga:

- $CM = 72 \text{ kg/m}^2 + 15 \text{ kg/m}^2 + 18 \text{ kg/m}^2 + 24 \text{ kg/m}^2 = 130 \text{ kg/m}^2$

Por seguridad adoptaremos: $\rightarrow CM = 150 \text{ kg/m}^2 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

- **Peso de la baldosa cerámica:**

El espesor de las paredes es de 17 cm, lo que implica el ladrillo en posición de 15 cm con revoque exterior e interior de 1cm. (datos proporcionados por INCERPAZ)

$$P = e * \gamma$$

Donde:

P = Carga del material

e = Espesor del material

γ = Peso específico del material

Junta vertical y horizontal = 1,5 cm.

Número de ladrillos en 1 m^2 de muro = $4 \times 7,14 = 28,56 \text{ pzas/m}^2$.

Volumen de mortero en 1 m^2 de muro = $(100 \times 100 \times 15) - (10 \times 15 \times 24) \times 28,56 = 0,047 \text{ m}^3$ de mortero.

Insumos

Ladrillos $28,56 \text{ pzas/m}^2 \times 2,85 \text{ kg/pza} = 73,114 \text{ kg/m}^2$

Mortero $0,047 \text{ m}^3 \times 2.100 \text{ kg/m}^3 = 98,7 \text{ kg/m}^2$

Revoque externo (mortero) $0,010 \text{ m} \times 2.100 \text{ kg/m}^3 = 21 \text{ kg/m}^2$

Revoque interno (yeso) $0,010 \text{ m} \times 1.200 \text{ kg/m}^3 = 12 \text{ kg/m}^2$

Total = $73,114 + 98,7 + 21 + 12 = 204,814 \text{ kg/m}^2$

Se adopta un peso de muro = 205 kg/m^2

Se debe tomar en cuenta la altura equivalente de los muros porque existen las ventanas y puertas representan vacíos que deben ser tomados en cuenta, la altura equivalente de los muros se calcula con la siguiente expresión:

$$H = H_r - \sum \frac{A_v}{L}$$

Donde:

H = Altura equivalente del muro (m)

H_r = Altura real del muro (m)

L = Longitud del muro (m)

A_v = Área de vacíos (puertas y ventanas) (m²)

$$P.muro = 205(\text{Kg} / \text{m}^2) \times H$$

Para el cálculo estructural del Centro de Salud de La Victoria se calculó el peso de muro a favor de la seguridad, sin descontar los vacíos de las ventanas y puertas por lo que la carga del muro será:

$$P. \text{ muro} = 205 \times (3,50 - 0,5) = 600 \text{ kg/m} = \mathbf{6,00 \text{ kN/m}}$$

- **Carga del barandado del balcón (Pasamanos de tubo galvanizado)**

Diámetro externo 2 plg = 5,08 cm.

Diámetro interno 1,6 plg = 4,06 cm.

Espesor = 1 cm

Peso específico = 7.800 Kg/m³

Altura del pasamanos = 0,9 m.

$$\text{Área externa} = \frac{\pi * d1^2}{4} = 19,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna} = \frac{\pi * d2^2}{4} = 12,57 \text{ cm}^2$$

Área total = Área externa - Área interna

$$\text{Área total} = 19,63 \text{ cm}^2 - 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 7,06 \text{ cm}^2$$

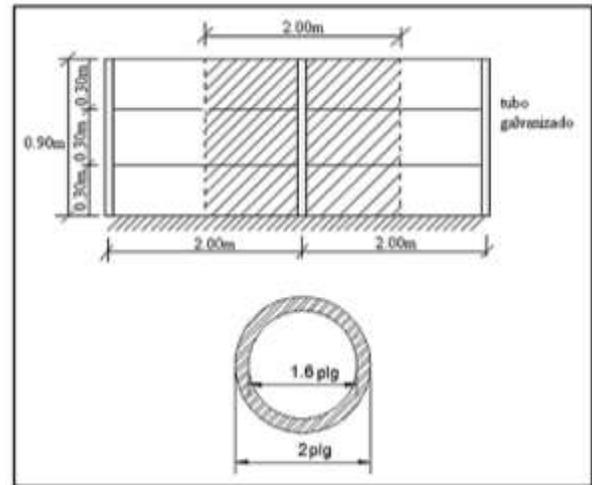


Figura 1. Detalle de barandado de tubo galvanizado

Fuente: Elaboración propia

- Carga de los tubos horizontales de la baranda (q1)

$$q1 = \text{Área total} * \text{Longitud de influencia} * \gamma_{\text{galvanizado}} * \text{N}^{\circ} \text{ de barras}$$

$$q1 = 7,06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 2 \text{ m} * 7800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 3$$

$$q1 = 33,04 \text{ kg}$$

- Carga de los tubos verticales de la baranda (q2)

$$q2 = \text{Área total} * \text{Altura de la barra} * \gamma_{\text{galvanizado}}$$

$$q2 = 7,06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0,90 \text{ m} * 7.800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 4,96 \text{ kg}$$

- Carga total del barandado.

$$Q_t = q1 + q2$$

$$Q_t = 33,04 \text{ Kg} + 4,96 \text{ Kg} = 38 \text{ Kg}$$

- Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m.

$$Q_t = \frac{38}{2} = 19 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$Q_t \text{ barandado} = 30 \text{ kg/m} = 0,30 \text{ kN/m}$$

2. Acciones variables

Uso del elemento	Sobrecarga [kg/m^2]
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según norma
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos.	400
Locales de reunión y espectáculo	500
Balcones volados	Según norma
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según norma

Fuente: NBE-AE-88 (Acciones en la Edificación)

Acción del viento (datos utilizados en el software CypeCad)

$$W_{\text{Barlovento}} = 0,5 \text{ KPa} \quad W_{\text{Sotavento}} = 0,5 \text{ KPa} \quad (\text{Ver anexo 3})$$

Análisis de carga para la cubierta

Propiedades del acero:

- Módulo de elasticidad longitudinal “E”: $210.000.000 \text{ kN/m}^2$

Peso Cercha = 0,120 kN/m²

- Peso propio correas = 0,04 kN/m²

Total cargas muertas = 0,068+0,120+0,04 = **0,23 kN/m²**

Sobrecargas de Diseño

- Carga de mantenimiento = 1 kN/m²
- Carga de granizo = 1,80 kN/m² (ver anexo 3)

Adoptamos el mayor = 1,80 kN/m²

Corrección de carga de granizo por pendiente

$$Q_{eq} = L_t * \left(\frac{45^\circ - \alpha}{45^\circ} \right) = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$L_t = 1,80 \text{ kN/m}^2$

$\alpha = 15^\circ$

Carga debido al viento

- Velocidad del viento “V” = 24 m/s (ver anexo 3)
- Presión debida al viento “W” = 0,5 kN/m² (Barlovento y sotavento)
- Angulo de inclinación $\alpha = 15^\circ = 0,2618$ Radianes
- Coeficiente eólico sotavento $C_s = -0,4$ y barlovento $C_b = -0,1$.

Tabla ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento. Sobrecarga de viento a sotavento y barlovento

Sobrecarga de viento		Descomposición de la carga	
		Horizontal	Vertical
Sotavento	P = - 0,20 kN/m ²	Px = -0,052 kN/m ²	Py = -0,19 kN/m ²
Barlovento:	P = - 0,05 kN/m ²	Px = -0,013 kN/m ²	Py = -0,048 kN/m ²

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 3

DATOS DE CARGAS DE GRANIZO Y CÁLCULO DE LA PRESION DE VIENTO

- **Granizo**

En la actualidad, los profesionales realizan los cálculos de las estructuras de acuerdo con su experiencia laboral y del clima de la región, debido a que no se tienen registros de altura de granizo. Los últimos imprevistos climáticos provocaron un reajuste en los protocolos constructivos llegando a duplicarse las cantidades de 80 hasta 150 kg/m².

El presidente de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia (SIB) filial Chuquisaca, Gustavo Pereira, dijo que antes de la granizada de 2008 en Sucre los cálculos tomaban en cuenta el peso de entre 80 y 100 kg/m², desde ese año se incrementaron a 150 o 170 kg/m², para evitar desplomes en las infraestructuras.

Estos imprevistos provocaron que los profesionales en construcción adecúen su protocolo en el cálculo estructural para cubiertas, según su experiencia y al lugar donde se encuentran. (https://correodelsur.com/local/20170113_granizada-de-2008-cambio-calculo-para-las-cubiertas.html)

En la ciudad de Tarija, el 8 de noviembre de 2008 se presentaron granizos de hasta 6 centímetros de diámetro, el cual ocasiono daños a personas y a la propiedad. (<http://www.bivapadbolivia.org.bo/joomla310/index.php/en/granizadas>)

Dicho lo anterior, por seguridad asumiremos una carga de granizo de **180 kg/m²**.

- **Viento**

Procedimiento de diseño carga de viento (APNB 1225003-1)

1) Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d de acuerdo con el artículo 5.3.

Tabla 5.3 - Velocidades Básicas del Viento en Ciudades

CIUDAD	V (m/seg)
COCHABAMBA	44,3
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
POTOSI	30,2
SANTA CRUZ	42,6
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

Tabla N° 5.3.4 - Factor de Direccionalidad K_d

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85

Velocidad de viento (Tarija): 24 m/seg

Factor de Direccionalidad K_d : 0,85

2) Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.

El factor de importancia I para un edificio u otra estructura que se obtiene de Tabla 5.4-2, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la tabla 5.4-1.

Tabla 5.4-1. “Categoría de estructura”: **Categoría IV** (Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.)

Tabla N° 5.4-2 - Factor de Importancia I

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Factor de Importancia I: 1,15

- 3) Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.5.

Exposición C: Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10,0 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Edificios de baja altura: Las cargas de viento para el cálculo de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento para edificios de baja altura se deben calcular usando una presión dinámica q_h basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento cuando se usen los coeficientes de presión externa $G C_{pf}$ dados en la Figura 7.2.2.1.

Tabla N° 5.5.4-1 - Coeficiente de exposición K_z y K_h

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23

Para h: 8,6 m tenemos K_h : **0,97**

Para Z: 7,8 m tenemos K_z : **0,95**

- 4) Se determina un factor topográfico K de acuerdo con el artículo 5.6.

$K_{zt} = 1$ (no se encuentra en una colina ni al borde de una escarpa)

- 5) Se determina un factor de efecto de ráfaga G o G_f , para estructuras rígidas se toma $G = 0,85$, caso contrario se puede recurrir al Anexo B de esta Norma.

- 6) Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo 5.7.

Estructura parcialmente cerrada

7) Se determina el coeficiente de presión interna GC, de acuerdo con el tipo de estructura con los capítulos 7, 8, 9, 10, 11.

8) Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda, con el artículo 5.8

La presión dinámica q , se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$q = 0,613 * K_{z,h} * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

$$q_h = 0,613 * 0,97 * 1 * 0,85 * 24^2 * 1,15$$

$$q_h = 334,79 \frac{N}{m^2}$$

$$q_z = 0,613 * 0,95 * 1 * 0,85 * 24^2 * 1,15$$

$$q_z = 327,89 \frac{N}{m^2}$$

Donde:

K_d : factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.3.4.

K_z : coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.5.4.

K_{zt} : factor topográfico definido en el artículo 5.6.2.

q_z : a presión dinámica calculada a la altura z .

q_h : a presión dinámica calculada a la altura h .

V : velocidad básica del viento obtenida de la Tabla 5.3 m/s.

9) Se determinan los coeficientes de presión externa C_p o GC_{pf} o los coeficientes de fuerza C_f , según corresponda, de acuerdo con los capítulos 7, 8, 9, 10, 11.

Tabla 7.2.1-1 - Coeficientes de presión interna GC_{pi}

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

$$GC_{pi} = 0,55$$

Tabla 7.2.1-2 Coeficientes de presión en paredes Cp

Superficie	L / B	C _p	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0,8	q _z
Pared a Sotavento	0 - 1	-0,5	q _z
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Paredes Laterales	Todas	-0,7	q _z

L/B=0,5

Pared a barlovento → C_p=0,8

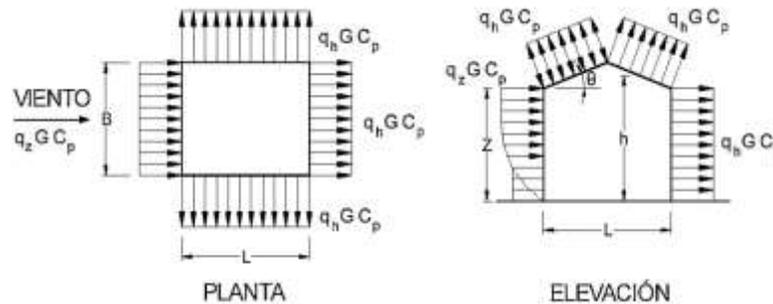
Pared a sotavento → C_p= - 0,5

Paredes laterales → C_p= - 0,7

Tabla 7.2.1-3 - Coeficientes de presión para cubiertas, Cp, para usar con q Viento Normal y Paralelo a la cumbrera h

Dirección del viento	Barlovento									Sotavento		
	Angulo θ en grados											
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥ 60	10	15	≥ 20
Normal a la cumbrera para θ ≥ 10°	≤ 0,25	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0*					
			0,0*	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,01θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0*				
			0,0*	0,2	0,2	0,3	0,4	0,01θ	-0,5	-0,5	-0,6	
	≥ 1,0	-1,3**	-1	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0*				
				0,0*	0,2	0,2	0,3	0,01θ	-0,7	-0,5	-0,6	
Normal a la cumbrera para θ < 10° y paralela a la cumbrera para todo θ	≤ 0,5	Distancia horizontal desde el borde a barlovento				C _p	* Se da el valor para fines de interpolacion					
		0 a h/2				-0,9	** El valor puede reducirse linealmente con el área sobre el cual es aplicable como sigue:					
		h/2 a h				-0,9						
		h a 2h				-0,5						
≥ 2h				-0,3								
≥ 1,0	0 a h/2				-1,3**	Área (m ²)		Factor de reducción				
						≤ 10		1,0				
	≥ h/2				-0,7	25		0,9				
					≤ 100		0,8					

Figura 7.2.1-1.- Cubierta a dos y cuatro aguas



$$h/L = 8,6/20 = 0,43$$

Cubierta a barlovento $\rightarrow C_p = 0$

Cubierta a sotavento $\rightarrow C_p = -0,5$

10) Se determina la carga de viento de diseño P o F de acuerdo con los capítulos 7,8,9,10,11.

$$p = q * G * C_p - q_i * (GC_{pi})$$

$q_h =$	334,79
$q_z =$	327,89
$GC_{pi} =$	0,55

	q	G	C_p	q_i	GC_{pi}	$P \text{ (N/m}^2\text{)}$
carga de viento "p" (pared barlovento)	327,89	0,85	0,8	334,79	0,55	38,83
carga de viento "p" (pared sotavento)	334,79	0,85	-0,5	334,79	0,55	-326,42
carga de viento "p" (paredes laterales)	334,79	0,85	-0,7	334,79	0,55	-383,33
carga de viento "p" (cubierta barlovento)	334,79	0,85	0	334,79	0,55	-184,13
carga de viento "p" (cubierta sotavento)	334,79	0,85	-0,5	334,79	0,55	-326,42

En el punto 1.4.1 de la Norma APNB 1225003-1, dice lo siguiente: “La carga de viento que se debe utilizar en el **diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento** para un edificio u otra estructura cerrados o parcialmente cerrados, no debe ser menor que el valor $0,50 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por el área del edificio o estructura proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta para el viento. Dicho lo anterior y de acuerdo a los resultados obtenidos, las cargas menores a $0,5 \text{ kN/m}^2$ serán remplazadas con dicho valor, en este caso la carga sobre la pared a barlovento.

ANEXO 4
TABLAS UNIVERSALES DE CÁLCULO
PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN SIMPLE Y RECUBRIMIENTOS
MINIMOS

Cuantía geométrica mínima

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Valores límites

	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_y (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 7.7.1 - Recubrimientos mínimos para hormigón armado colocado en obra.

CONDICIÓN		Recubrimiento mínimo, en mm
a)	Hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (NO incluye el espesor de la capa de limpieza)	40
b)	Hormigón expuesto a la intemperie: Barras $d_b > 16$ mm	30
	Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	25
c)	Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas: Barras $d_b > 32$ mm	25
	Barras $d_b \leq 32$ mm	20
		pero $\geq d_b$
	Vigas, columnas: Armadura principal.	d_b
	Estribos abiertos y cerrados. Zunchos en espirales	$20 \leq rec \leq 40$ 20
	Cáscaras y placas plegadas: Barras $d_b > 16$ mm	20
Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	15	

Fuente: IBNORCA - ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA APNB 1225001-1. Hormigón estructural – Parte 1: Especificaciones

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA

ξ	μ	ω	$w/f_{yd} \times 10^2$	
0,089	0,03	0,031		DOMINIO 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,063		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1685	0,09	0,0961		
0,181	0,1	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2197	0,13	0,1425		
0,233	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2593	0,1592	0,1785		
0,2608	0,16	0,1795		DOMINIO 3
0,2796	0,17	0,1924		
0,2987	0,18	0,2055		
0,3183	0,19	0,219		
0,3382	0,2	0,2327		
0,3587	0,21	0,2468		
0,3797	0,22	0,2613		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4233	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,307		
0,45	0,2517	0,3097		
0,4696	0,26	0,3231		
0,4938	0,27	0,3398		
0,5189	0,28	0,3571		
0,545	0,29	0,375		
0,5722	0,3	0,3937		
0,6005	0,31	0,4132		
0,6168	0,3155	0,4244	0,0929	DOMINIO 4
0,6303	0,32	0,4337	0,1006	
0,6617	0,33	0,4553	0,1212	
0,668	0,3319	0,4596	0,1258	
0,6951	0,34	0,4783	0,1483	
0,7308	0,35	0,5029	0,1857	
0,7695	0,36	0,5295	0,2404	
0,7892	0,3648	0,543	0,2765	
0,8119	0,37	0,5587	0,3282	
0,8596	0,38	0,5915	0,4929	
0,9152	0,39	0,6297	0,9242	
0,9844	0,4	0,6774	5,8238	

FUENTE: Norma boliviana del hormigón armado – CBH 87

ANEXO 5

DISEÑO DE LA PLACA DE ANCLAJE

- **Propiedades del material: Acero A-36 designado por la (ASTM)**

$f_{cd} = 16,67 \text{ MN/m}^2$ Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$f_y = 248 \text{ MN/m}^2$ (Esfuerzo de fluencia del acero)

- **Para la verificación de la reacción vertical del elemento**

$P_{uv} = 51,784 \text{ kN}$ Reacción vertical del elemento

- **Propiedades de la sección en estudio: TC 35 x 35 x 2**

Largo = 3,5 cm

Alto = 3,5 cm

Espesor (T) = 0,2 cm

$A = 2,64 \text{ cm}^2$ (Área de la sección)

$I_x = 4,81 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje x)

$I_y = 4,81 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje y)

- **Cálculo de la resistencia nominal por fluencia del alma en el soporte**

$$R_n = (2,5 * k + N) * F_y * t_w$$

Dónde:

k: Distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura = 0,60 cm

N: Longitud apoyo en el soporte.

t_w : Ancho del alma de la sección = 0,40 cm

F_y : Esfuerzo de fluencia = 248 MN/m²

$R_n = P_{uv}$: Resistencia nominal por fluencia = 51,784 KN

Reemplazo y despejando el valor de N en la ecuación se tiene:

$$R_n = P_{uv}$$

$$N = \frac{P_{uv}}{F_y * t_w} - 2,5 * k = \frac{51,784}{248 * 0,1 * 0,20} - 2,5 * 0,60 = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$$

- **Verificación al aplastamiento del elemento:**

El aplastamiento del alma es el pandeo del alma causado por la compresión transmitida a través del patín.

Para una cara en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es:

$$\phi * 68 * t_w^2 * \left[1 + \left(4 * \frac{N}{d} - 0,2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{F_y * t_f}{t_w}} \geq R_u$$

Para: $\frac{N}{d} > 0,2$

El factor de resistencia para este estado límite es $\phi = 0,75$

Despejando el valor de N se tiene que:

$$N \geq \left(\frac{\frac{51,784}{0,75 * 68 * 0,20^2 * \sqrt{\frac{248 * 0,20}{0,20}}} - 1}{\left(\frac{0,20}{0,20} \right)^{1,5}} \right) * \frac{5}{4}$$

$N = 0,77 \text{ cm}$

De los valores obtenidos anteriormente se selecciona la mayor:

$N = 10,00 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$

- **Calculo de la dimensión B de la placa:**

$$\phi * 0,85 * f'_c * A_1 \geq R_u$$

$\phi = 0,6$

$f'_c = 16,77 \text{ MPa} = \text{Resistencia característica del H}^\circ$

$A_1 = N * B$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene que:

$$B \geq \frac{R_u}{\phi * 0,85 * f'_c * N} = \frac{51,784}{0,6 * 0,85 * 14 * 11,00} = 7,25 \text{ cm}$$

Finalmente razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomara las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

$$N = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$B = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

- **Calculo del espesor de la placa:**

La presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de $2k$ y longitud N . la placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga.

$$n = \frac{B - 2k}{2}$$

La resistencia nominal por momento M_n es igual a la capacidad por momento plástico M_p .

Como $\phi * M_n$ debe ser por lo menos igual a M_u .

$$\phi * M_p \geq M_u$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0,9 * B * N * F_y}}$$

Dónde:

t: Espesor de la placa.

R_u : Carga ultima o total de cálculo = 48,023 kN

B: Lado de la placa = 15 cm = 0,15 m

N: Longitud del apoyo en el soporte = 15 cm = 0,15 m

F_y : Esfuerzo de fluencia = 248 MN/m²

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0,60

n: Claro del voladizo de la placa

Reemplazo valores en la ecuación se tiene:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = \frac{15 - 2 * 0,60}{2} = 6,90 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0,9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 51,784 * 6,90^2}{0,9 * 15 * 15 * 248 * 0,1}} = 0,99 \approx 1 \text{ cm} = 0,01 \text{ m}$$

Constructivamente se usaran 2 placas, una empotrada en el hormigón armado y la otra se fijara en el perfil metálico de la cercha, para que de este modo la transmisión de esfuerzos sea lo más óptimo posible. Por lo tanto se tomara un espesor de la placa de 3/8" \approx 1 cm cada una. Se empleara una placa de anclaje con las siguientes dimensiones:

PL 15 x 15 x 1 cm

- **Diseño del pernos de anclaje**

1. **Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente formula**

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 * \phi_t * F_u}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2 ; d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$$

Dónde:

$T_u = P_{uv} = 51,784$ KN Es la fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre la placa.

F_u = Es la fuerza que resiste el perno, dada según el tipo de acero utilizado, para caso de aceros A36 F_u vale = 407,7 MN/m²

$\phi_t = 0,75$ Factor de resistencia tomado para aceros A36.

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_g = \frac{51,784}{0,75 * 0,75 * 407,7 * 0,1} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * 2,26}{\pi}} = 1,70 \text{ cm} = 0,017 \text{ m}$$

Por lo tanto se empleara un diámetro de $\rightarrow d = \frac{3}{4} \text{ in}$

$$A_g = \frac{\pi}{4} \times \frac{3^2}{4} = 0,442 \text{ in}^2 = 2,851 \text{ cm}^2 = 0,028 \text{ m}$$

2. Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_t * \sqrt{f_c'}}$$

$T_u = P_{uv} = 51,784 \text{ KN}$ Fuerza axial sobre la placa.

$f_c' = 16,67 \text{ MN/m}^2$ Resistencia característica del H° a los 28 días.

$\phi_t = 0,75$ Factor de resistencia tomado para aceros A36.

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{psf} = \frac{51,784 \text{ KN}}{4 * 0,75 * \sqrt{16,67 * 0,1}} = 13,37 \text{ cm}^2$$

3. Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \frac{A_{psf}}{\sqrt{3,14}} = \frac{13,37}{\sqrt{3,14}} = 2,06 \text{ cm} = \mathbf{0,021 \text{ m}}$$

Basado en la normativa, Haninger sugiere una tabla según el tipo de acero utilizado las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Tabla 3.6. Longitudes de Anclaje de pernos en el H°A°

Tipo de perno Material	Longitud mínima de incrustado	Distancia del borde mínimo incrustado
A307, A36	12d	5d > 4 in
A325, A449	17d	7 d > 4 in

Fuente: Elaboración propia

Donde d es el diámetro nominal del perno estas son las distancias conservadoras según normativa.

$$d = \frac{3}{4} in = 1,905 \text{ cm}$$

$$12 * d = 12 * \frac{3}{4} = 9,0 \text{ in} = 22,86 \text{ cm}$$

$$5 * d = 5 * \frac{3}{4} = 3,75 \text{ in} < 4 \text{ in OK}$$

Finalmente se tiene que la longitud y diámetro del perno de anclaje es:

$$L = 6'' = \mathbf{0,15 \text{ m}} \quad ; \quad d = \frac{3}{4}'' = \mathbf{0,019 \text{ m}}$$

ANEXO 6

COEFICIENTE DE PANDEO, EXCENTRICIDAD Y ABACO EN ROSETA PARA FLEXION ESVIADA

1. Determinación del coeficiente de pandeo de la columna

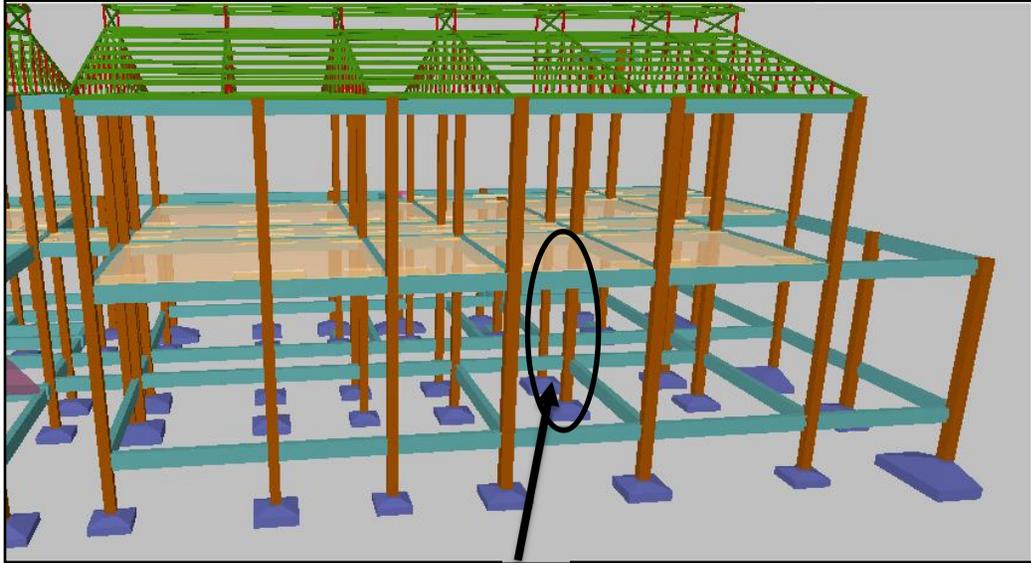


Figura 1. Ubicación del pilar más solicitado en la estructura

Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2017

Tabla 1. Propiedades geométricas de los elementos concurrentes a la columna C19

Elemento	Longitud	b	h	Ix (cm ⁴)
	(cm)	(cm)	(cm)	
Columna C1	380	25	25	32552,083
Columna C2	380	25	25	32552,083
Columna C3	150	25	25	32552,083
Viga 1	610	20	40	106666,67
Viga 2	0	0	0	0,00
Viga 3	275	20	40	106666,67
Viga 4	350	20	40	106666,67
Viga 5	610	20	40	106666,67
Viga 6	0	0	0	0,00
Viga 7	275	20	40	106666,67
Viga 8	350	20	40	106666,67

Fuente: Elaboración propia

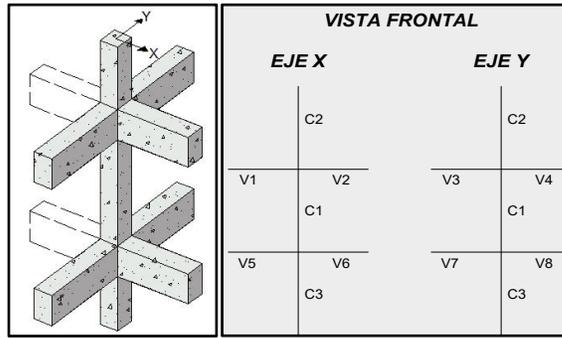


Figura 2. Vista frontal de los elementos concurrentes en el pilar.

Fuente: Elaboración propia

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{c1} + I_{c2}}{L_{c1} + L_{c2}}}{\frac{I_{v1} + I_{v2}}{L_{v1} + L_{v2}}} = 0,98 \quad ; \quad \psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{c1} + I_{c3}}{L_{c1} + L_{c3}}}{\frac{I_{v5} + I_{v6}}{L_{v5} + L_{v6}}} = 1,73$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{c1} + I_{c2}}{L_{c1} + L_{c2}}}{\frac{I_{v3} + I_{v4}}{L_{v3} + L_{v4}}} = 0,25 \quad ; \quad \psi_{By} = \frac{\frac{I_{c1} + I_{c3}}{L_{c1} + L_{c3}}}{\frac{I_{v7} + I_{v8}}{L_{v7} + L_{v8}}} = 0,44$$

Ingresando al monograma de la figura 3, obtenemos el coeficiente pandeo.

$$\alpha_x = 0,80$$

$$L_{ax} = L_{c1} * \alpha = 3,80 * 0,80 = 3,04 \text{ m}$$

$$\alpha_y = 0,64$$

$$L_{ay} = L_{c1} * \alpha = 3,80 * 0,64 = 2,43 \text{ m}$$

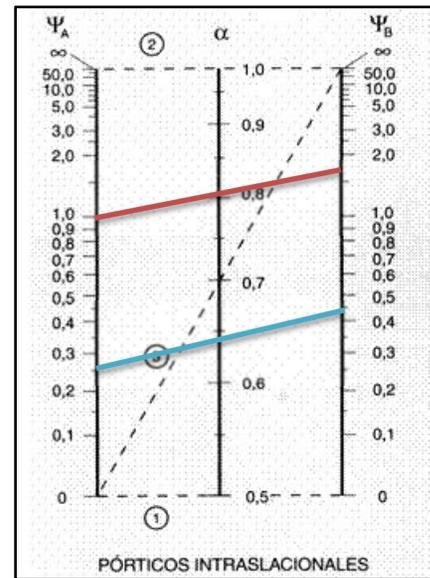


Figura 3. Monograma para cálculo de columnas

Fuente: NB CBH-87 apartado 8.3.1.2. Figura 8.3.1.2

2. Cálculo de la excentricidad

- **Excentricidad de primer orden:**

$$e_{ox\ sup} = \frac{M_{dx\ sup}}{N_d} = \frac{32,47}{389,56} = 0,083\ m = 8,3\ cm \leftarrow e_2$$

$$e_{ox\ inf} = \frac{M_{dx\ inf}}{N_d} = \frac{4,61}{389,56} = 0,012\ m = 1,2\ cm \leftarrow e_1$$

$$e_{oy\ sup} = \frac{M_{dy\ sup}}{N_d} = \frac{6,77}{389,56} = 0,0174\ m = 1,74\ cm \leftarrow e_2$$

$$e_{oy\ inf} = \frac{M_{dy\ inf}}{N_d} = \frac{2,16}{389,56} = 0,0055\ m = 0,55\ cm \leftarrow e_1$$

Adoptamos el mayor $\rightarrow e_{ox} = 5,47\ cm \left\{ \begin{array}{l} e_{ox} = 0,6 * e_2 + 0,4 * e_1 = 5,47\ cm \geq 2\ cm \\ e_{ox} = 0,4 * e_2 = 3,33\ cm \geq 2\ cm \end{array} \right.$

Adoptamos el mayor $\rightarrow e_{oy} = 2\ cm \left\{ \begin{array}{l} e_{oy} = 0,6 * e_2 + 0,4 * e_1 = 1,26\ cm \geq 2\ cm \\ e_{oy} = 0,4 * e_2 = 0,70\ cm \geq 2\ cm \end{array} \right.$

- **Excentricidad accidental:**

$$\text{Adoptamos el mayor} \rightarrow e_a = 2\ cm \left\{ \begin{array}{l} e_0 \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2\ cm \\ e_a = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1,25\ cm \end{array} \right.$$

- **Excentricidad ficticia:**

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_0}{h + 10 * e_0} * \frac{l_0^2}{i} * 10^{-4}$$

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{4350}{3500} \right) * \frac{25 + 20 * 5,47}{25 + 10 * 5,47} * \frac{274^2}{7,22} * 10^{-4} = 7,42\ cm$$

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{4350}{3500} \right) * \frac{25 + 20 * 2}{25 + 10 * 2} * \frac{274^2}{7,22} * 10^{-4} = 6,36\ cm$$

- **Excentricidad total:**

$$e_{(x,y)\ max} = e_{o(x,y)} + e_{fic}$$

$$e_{(x)\ max} = e_{ox} + e_{fic} = 5,47 + 7,42 = 12,90\ cm$$

$$e_{(y) \max} = e_{oy} + e_{fic} = 2 + 6,36 = 8,36 \text{ cm}$$

3. Determinación de la cuantía mecánica, haciendo uso de los ábacos en roseta para flexión esviada

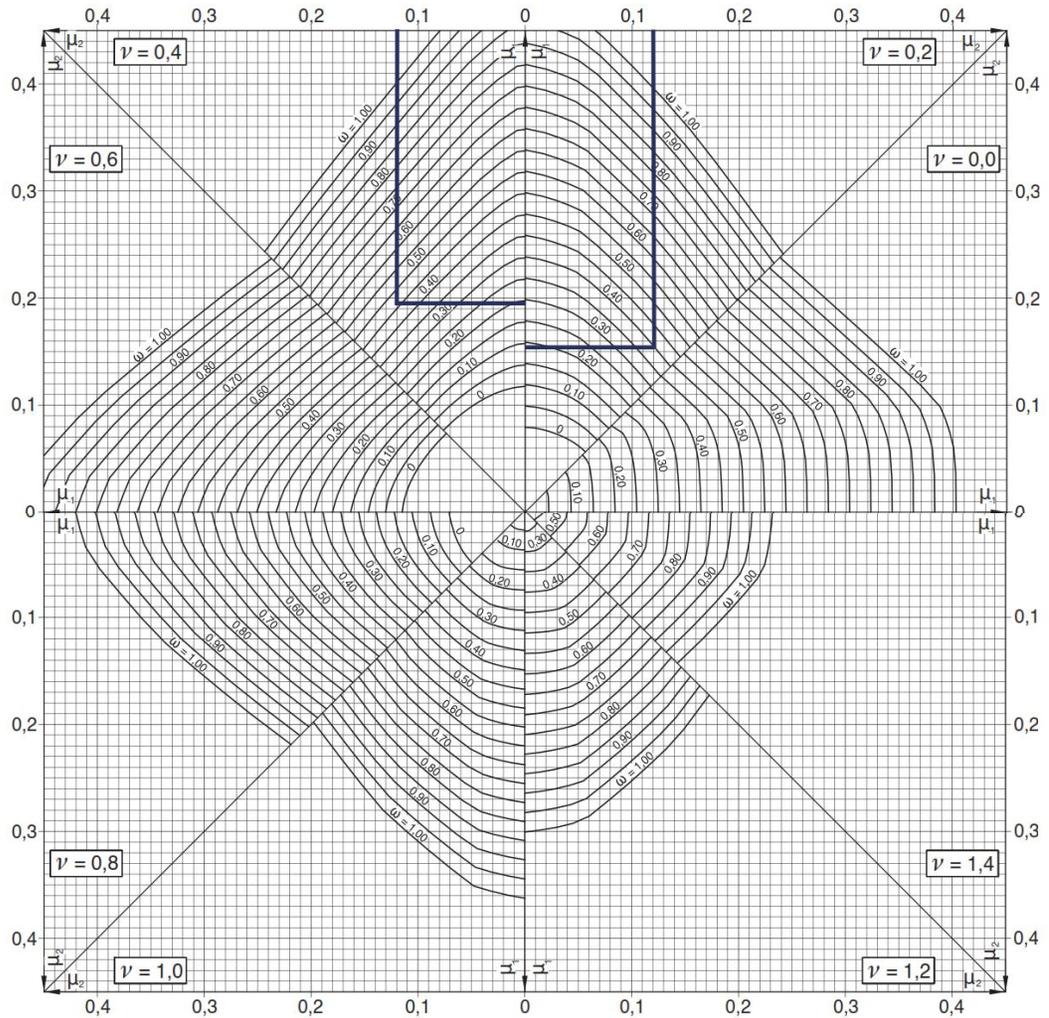


Figura 4. Abaco en roseta para flexión esviada

Fuente: Jimenez Montoya “Hormigón Armado 15ª edición”. Capítulo 30 pag 509

$$v = 0,20 \rightarrow \omega = 0,40 \text{ (del ábaco)}$$

$$v = 0,37 \rightarrow \omega = 0,46 \text{ (interpolando)}$$

$$v = 0,40 \rightarrow \omega = 0,47 \text{ (del ábaco)}$$

ANEXO 7

CARACTERISTICAS DEL COMPLEMENTO DE PLASTOFORD Y VIGUETA PRETENSADA PARA LA LOSA ALIVIANADA

FICHA TÉCNICA

Código: ES-CC-1021 Rev.: 5.0 Fecha: 15/09/2016



Plastoform

El poliestireno expandido, también llamado plastoform, es un material plástico espumado, fabricado bajo un proceso de expansión con vapor de agua y tiene como características principales su ligereza, resistencia a la humedad y capacidad de absorción de impactos.



COMPLEMENTO PLASTOFORM						
CODIGO	MEDIDAS	DIMENSIONES [cm]				DENSIDAD [Kg/m ³]
		a	b	c	d	
103300	10*42*130	42	130	10	38	8-10
103301	10*42*100	42	100	10	38	8-10
103302	10*50*100	50	100	10	46	8-10
103303	10*50*130	50	130	10	46	8-10
103304	10*43*100	43	100	10	39	8-10
103305	10*51*100	51	100	10	47	8-10
103306	12*42*100	42	100	12	38	8-10
103307	12*42*130	42	130	12	38	8-10
103308	12*52*100	52	100	12	48	8-10
103309	12*52*130	52	130	12	48	8-10
103310	12*43*100	43	100	12	39	8-10
103311	12*53*100	53	100	12	49	8-10
103312	15*42*100	42	100	15	38	8-10
103313	15*43*100	43	100	15	39	8-10
103314	15*52*100	52	100	15	48	8-10
103315	15*53*100	53	100	15	49	8-10
103316	16*42*130	42	130	16	38	8-10
103317	16*52*130	52	130	16	48	8-10
103318	20*42*130	42	130	20	38	8-10
103319	20*42*100	42	100	20	38	8-10
103320	20*52*100	52	100	20	48	8-10



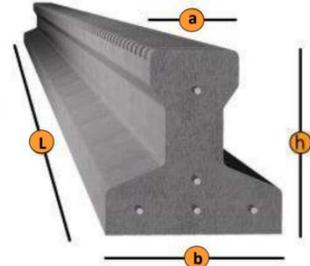
Nota: Las medidas pueden variar longitudinalmente ± 2 cm.; transversal ± 1 cm.
También se realizan cortes con medidas a pedido.

FICHA TÉCNICA



Viguetas Pretensadas

Los materiales utilizados para la fabricación de la vigueta pretensada tienen características muy superiores a las fabricadas con hormigones convencionales, por lo que generan elementos de mayor calidad y resistencia.



REGIONAL	PRODUCTO	DIMENSIONES [mm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [Fyk=Kg/cm ²]	TIPO DE HORMIGÓN
		a	b	h	L			
SANTA CRUZ, LA PAZ, SUCRE	VIGUETA PRETENSADA	56	110	114.4	Variable	17.2	18.000	350 Kg/cm ²
COCHABAMBA	VIGUETA PRETENSADA	60	121	112	Variable	19.5	18.000	350 Kg/cm ²

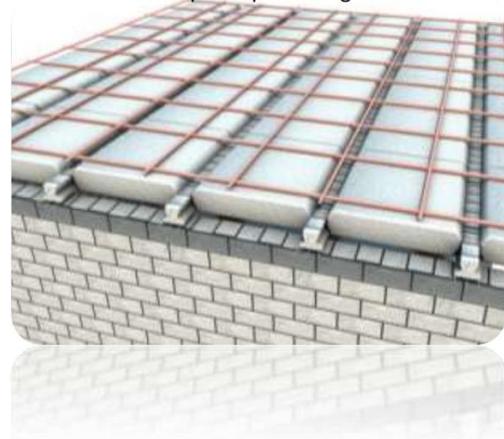
Nota: Las dimensiones pueden variar en la sección transversal ± 5 , longitudinal $+30$; -20 según lo establecido en norma NB 997:2016.

La Sección de la vigueta pretensada de Concrettec ha sido optimizada para generar una traba perfecta entre la vigueta y la carpeta de compresión, evitando que ésta se desprenda a causa de cualquier tipo de carga aleatoria.

USOS Y APLICACIONES

Las viguetas pretensadas CONCRETEC están diseñadas para generar una perfecta adherencia con el hormigón de la losa. Son utilizadas en todo tipo de losas como elementos resistentes, reduciendo significativamente los pesos estructurales y facilitando el colocado de las losas, reduce de manera importante los tiempos de ejecución de obra y baja los costos de mano de obra significativamente.

- Losas de entrapiso.
- Losas de cubierta.
- Embovedados de cerramiento.
- Pasos peatonales.
- Edificios de estacionamiento.
- Edificaciones de gran altura.
- Edificaciones desde 2 plantas.



Para la verificación del esfuerzo de pretensado, se tiene las siguientes dimensiones geométricas:

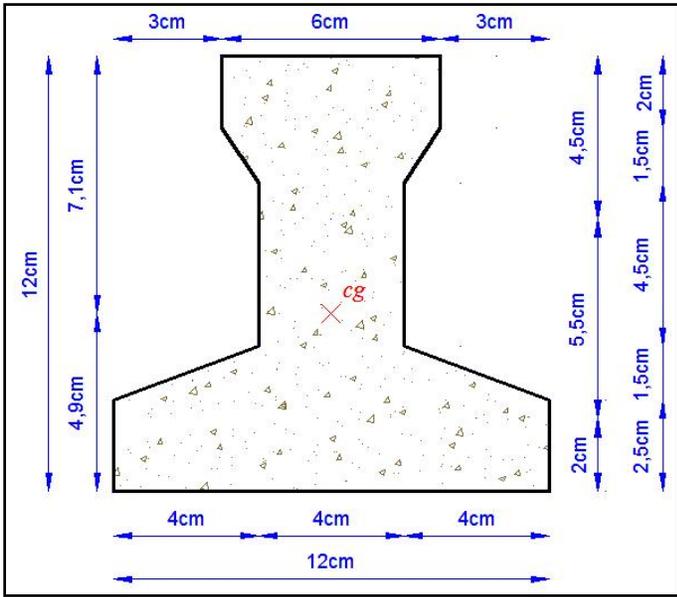


Figura 1. Características geométricas de la vigueta pretensada.

Fuente: Elaboración propia

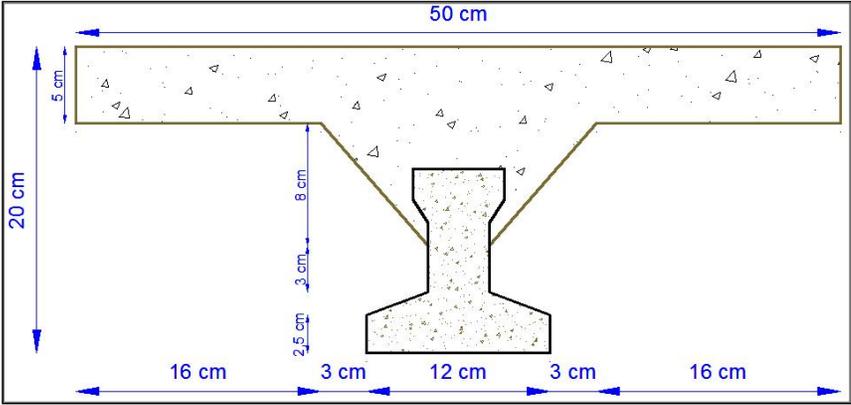


Figura 2. Características geométricas de la sección compuesta de la losa.

Fuente: Elaboración propia