

ANEXO 1
TOPOGRAFÍA

1. Fotografías del lugar – Tolomosa Grande



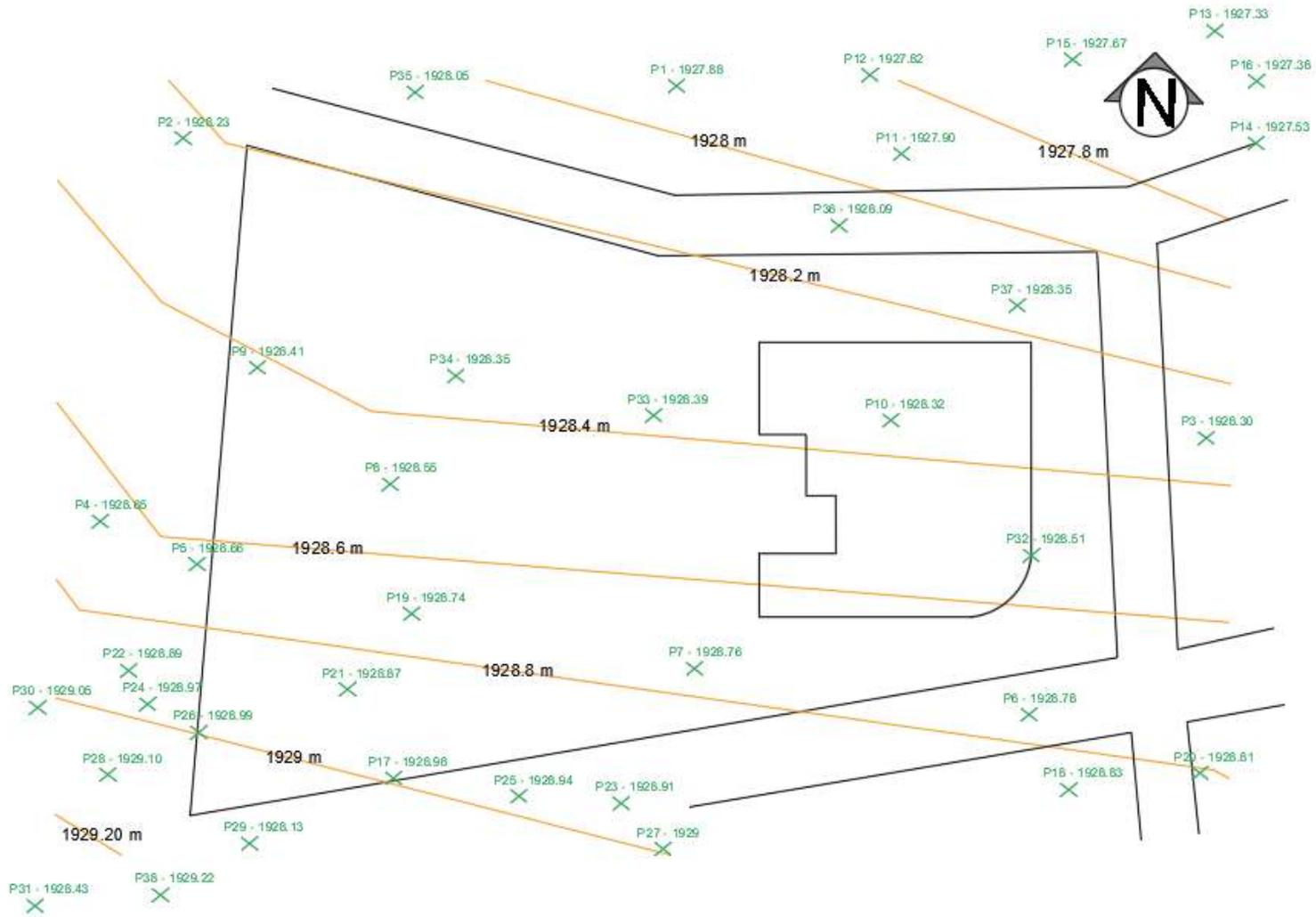




2. Curvas Topográficas

La ubicación de los puntos se detalla en el plano 1/22 de los planos estructurales de dicho proyecto, teniendo como puntos lecturados:

COORDENADAS DE LOS PUNTOS					
PUNTO #	COTA	PUNTO #	COTA	PUNTO #	COTA
1	1927.88	14	1927.53	26	1928.99
2	1928.23	15	1927.67	27	1929
3	1928.3	16	1927.38	28	1929.1
4	1928.65	17	1928.98	29	1929.13
5	1928.66	18	1928.83	30	1929.05
6	1928.78	19	1928.74	31	1929.43
7	1928.76	20	1928.81	32	1928.51
8	1928.55	21	1928.87	33	1928.3
9	1928.41	22	1928.89	34	1928.35
10	1928.32	23	1928.91	35	1928.05
11	1927.90	24	1928.97	36	1928.09
12	1927.82	25	1928.94	37	1928.35
13	1927.33			38	1929.22



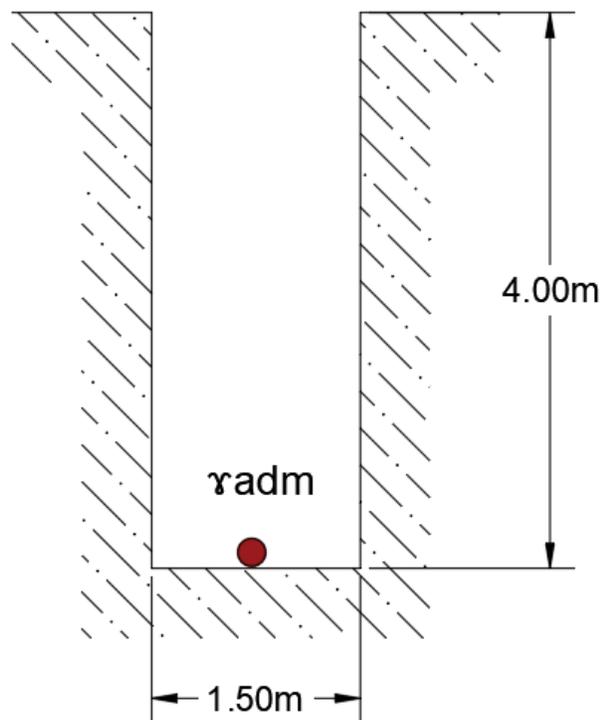
ANEXO 2
ESTUDIO DE SUELOS

1. Determinación del σ_{adm} a 2m de profundidad

Como se detalla en el informe de ensayo de S.P.T. plasmado con anterioridad, el estudio fue realizado a una profundidad de 4 m siguiendo recomendaciones de que se debía de conocer el esfuerzo a una profundidad considerable.

El diseño estructural cuenta con zapatas aisladas que deben de ser fundadas a 2m, por la tanto se debe de encontrar un método para determinar la capacidad portante del terreno a la profundidad indicada que se fundará.

Figura 1. – Esfuerzo admisible a 4m de profundidad



Fuente: Elaboración propia

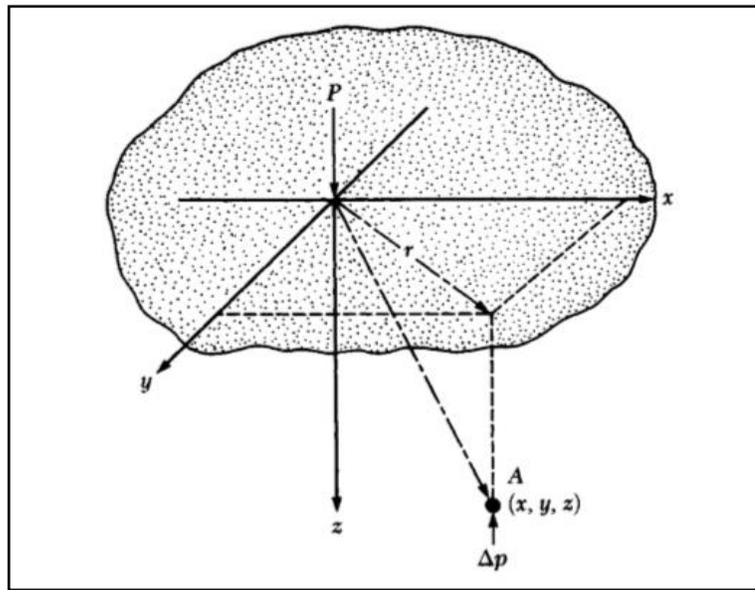
Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga de cimentación ecuación de Boussinesq

En 1885, Boussinesq desarrollo las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie,

como muestra la Figura 2. De acuerdo con su análisis, el incremento del esfuerzo vertical (Δp) en el punto A (Figura 1) causado por la carga puntual de magnitud P es:

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

Figura 2. – Esfuerzo vertical en un punto A, causado por una carga puntual sobre la superficie



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Donde

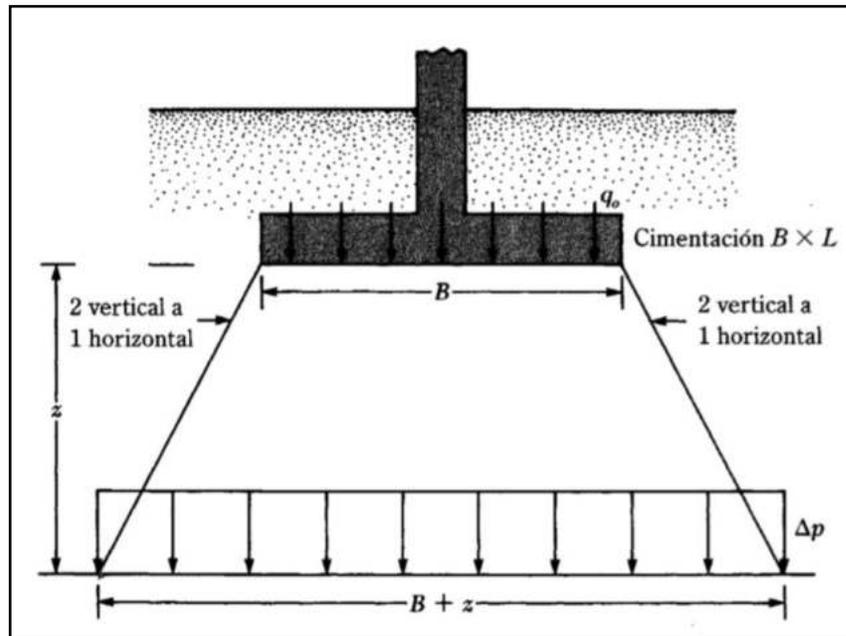
$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x, y, z = coordenadas del punto A

Note que la ecuación de Δp , no es una función de la relación de Poisson del suelo.

Esfuerzo debajo de un área rectangular. – El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada. Los ingenieros en cimentaciones usan a menudo un método aproximado para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad causado por la construcción de una cimentación, denominado método 2.1 (Figura 3). De acuerdo con este, el incremento del esfuerzo a la profundidad z es:

Figura 3. – Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

$$\Delta p = \frac{q_o \times B \times L}{(B + z)(L + z)}$$

Donde:

Δp = Incremento de esfuerzo vertical

q_o = Carga sobre el terreno

$B = L$ = dimensiones de las zapatas

z = profundidad a la que se desea determinar el incremento del esfuerzo

Note que la ecuación se basa en la hipótesis de que el esfuerzo se difunde después de la cimentación a lo largo de líneas con una pendiente de 2 vertical a 1 horizontal.

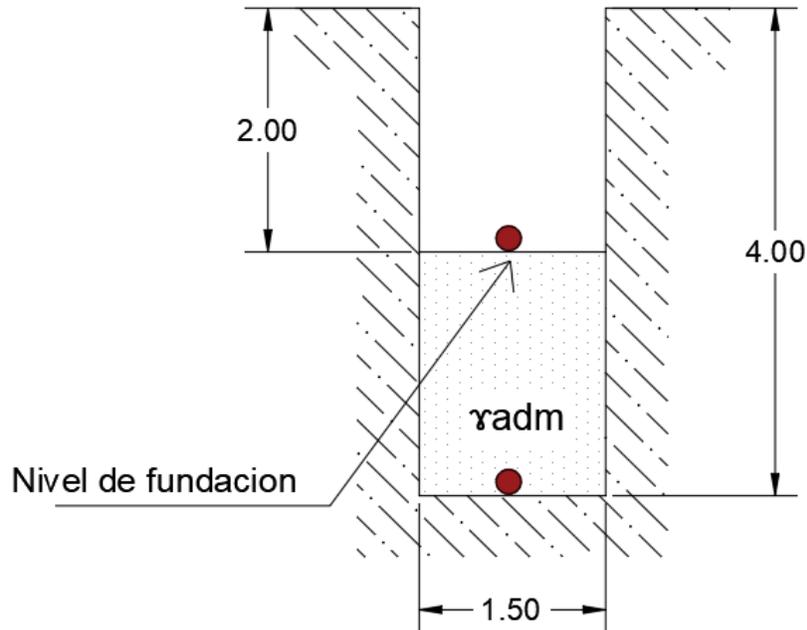
Aplicación de la ecuación de Boussinesq

El nivel de fundación se realizará a 2m y se tomará la resistencia del pozo N°2 ya que dicho estudio se realizó a 4m de profundidad, se tendrá un análisis según las relaciones

matemáticas que desarrollo Boussinesq para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos:

$$\Delta p = \frac{q_o \cdot B \cdot L}{(B + z)(L + z)}$$

Figura 4. – Esfuerzo admisible a la profundidad de fundación



Fuente: Elaboración propia

Entonces tenemos que el esfuerzo a una profundidad de 4m es:

$$\sigma_{adm} = \Delta p + q_o$$

$$q_o = \sigma_{adm} - \Delta p$$

$$\Delta p = \frac{(\sigma_{adm} - \Delta p) \cdot B \cdot L}{(B + z)(L + z)}$$

Iterando y reemplazando datos de $B=L=200$ cm como dimensiones máximas, se tiene un incremento de presión del terreno de:

$$\Delta p = \frac{(1.90 - \Delta p) \cdot 200 \cdot 200}{(200 + 200)(200 + 200)} = 0.38 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la carga admisible a los 2 m de profundidad será de:

$$q_o = \sigma_{adm} - \Delta p = 1.90 - 0.38$$

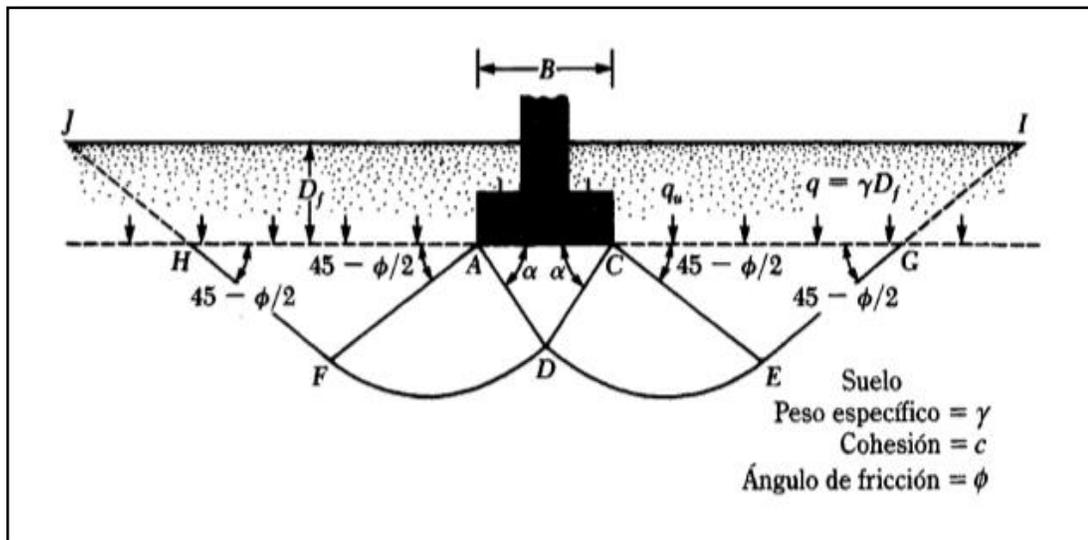
$$q_o = 1.52 \text{ kg/cm}^2$$

Dicho valor será utilizado como resistencia admisible del terreno a 2m de profundidad ya que se trata de un estrato homogéneo.

2. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad D_f (Figura 5), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

Figura 5. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Terzaghi que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la Figura 5. El efecto del suelo arriba del

fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$. La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ . Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando un análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Para estimar la capacidad de carga ultima de cimentaciones cuadradas, la ecuación (1), puede modificarse:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Las variaciones de los factores de capacidad de carga se dan en la Tabla 1.

Determinación de la capacidad de carga ultima

Datos:

$\phi = 35^\circ$

$c = 0$

$$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$q = \gamma D_f = 1700 \cdot 2 = 3400 \text{ kg/m}^2$$

De la Tabla 1, tenemos:

$$N_c = 57.75$$

$$N_q = 41.44$$

$$N_\gamma = 45.4$$

Tabla 1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Introduciendo datos a la ecuación planteada por Terzaghi tenemos:

$$q_u = 1.3 \cdot 0 \cdot 57.75 + 3400 \cdot 41.44 + 0.4 \cdot 1700 \cdot 1 \cdot 45.41$$

$$q_u = 171774.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 17.18 \text{ kg/cm}^2$$

Consideramos un factor de seguridad de 5, para calcular la carga admisible por unidad de área (q_{adm}):

$$q_{adm} = \frac{17.18}{5} = 3.44 \text{ kg/cm}^2$$

3. Método de Meyerhof

Al igual que con la cimentación de un muro de contención, hay varios casos en los que las cimentaciones están sometidas a momentos, además de la carga vertical, como se muestra en la Figura 6.a. En tales casos, la distribución de la presión ejercida por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (2)$$

y

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (3)$$

Donde:

Q = carga vertical total

M = momento sobre la cimentación

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla en la capacidad de carga puede ser evaluado utilizando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), que se conoce generalmente como el Método del área efectiva. El siguiente es el procedimiento paso a paso de Meyerhof para determinar la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga.

- La Figura 2.b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la Figura 2.a La distancia e es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \quad (4)$$

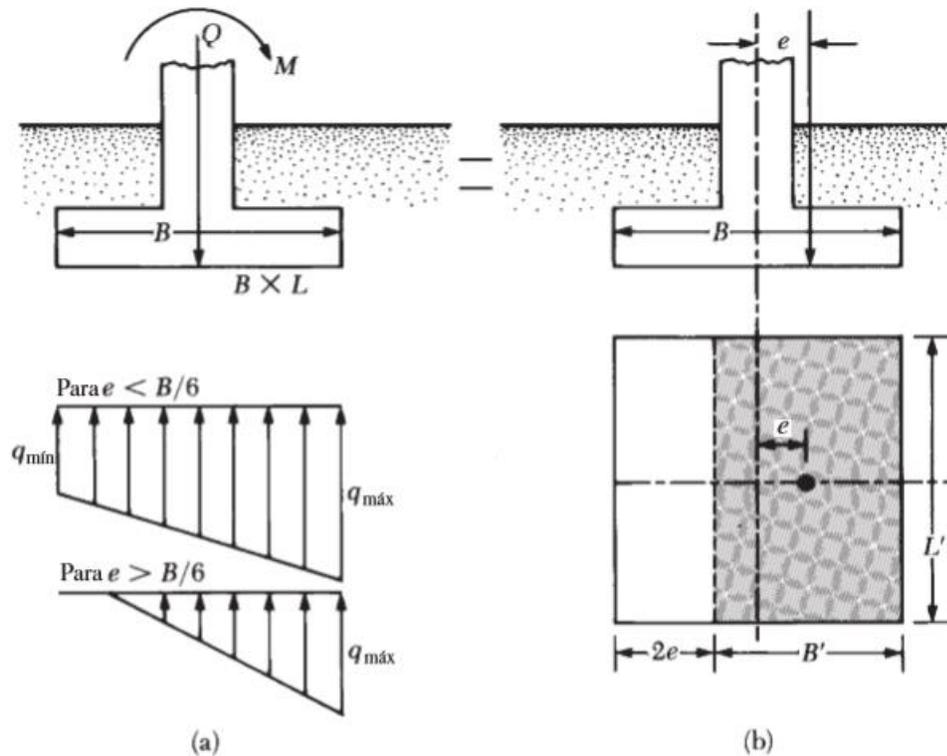
Sustituyendo la ecuación (4) en las ecuaciones (2) y (3) se tiene:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad y \quad q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

La naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo será como se muestra en la Figura 6.a. El valor de $q_{m\acute{a}x}$ es entonces

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

Figura 6. Cimentaciones cargadas excéntricamente



Fuente: Principio de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

- Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación cuando

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

- Usamos la ecuación para capacidad de carga última

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Para evaluar F_{cs} , F_{qs} y F_{ys} hacer uso de la Tabla 2 con las dimensiones de ancho y longitud efectivos en lugar de L y B, respectivamente. Para determinar F_{cd} , F_{qd} y F_{yd} usar la Tabla 3 (no sustituir B con B').

- La carga última total que la cimentación puede sostener es

$$Q_{\text{últ}} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'} \quad \rightarrow \quad A' = \text{area efectiva}$$

El factor de seguridad contra la falla en la capacidad de carga es:

$$FS = \frac{Q_{\text{últ}}}{Q}$$

Tabla 2. Factores de capacidad de carga

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

Fuente: Principio de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

Tabla 3. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados

Factor	Relación	Fuente
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)</p>	De Beer (1970)
Profundidad	$\frac{D_f}{B} \leq 1$ <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$ $\frac{D_f}{B} > 1$ <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)

Para $\phi' > 0$:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)}_{\text{radianes}}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Inclinación $F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$

Meyerhof (1963), Hanna
y Meyerhof (1981)

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$$

donde β = inclinación de la carga sobre
la cimentación respecto a la vertical

Fuente: Principio de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

Determinación de la capacidad de carga ultima

Datos:

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

$$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$q = \gamma D_f = 1700 \cdot 2 = 3400 \text{ kg/m}^2$$

La ecuación queda reducida a:

$$q'_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

De la Tabla 2, tenemos:

$$N_q = 33.30$$

$$N_\gamma = 48.03$$

Se tiene el cálculo por unidad de área sin considerar excentricidad de la carga

$$B' = B = 1 \text{ m}$$

$$L' = 1 \text{ m}$$

Según la relación $B'/L' = 1$ por lo tanto

Factores de forma

$$F_{qs} = 1.70$$

$$F_{\gamma s} = 0.6$$

Factores de profundidad

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación

$$F_{qi} = 1$$

$$F_{\gamma i} = 1$$

Reemplazando valores en la ecuación de q'_u tenemos que:

$$q'_u = 216\,969.3 \text{ kg/m}^2 = 21.69 \text{ kg/cm}^2$$

Consideramos un factor de seguridad de 5, para calcular la carga admisible por unidad de área (q'_u):

$$q'_u = \frac{21.69}{5} = 4.34 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: Con los resultados obtenidos por medio de la ecuación planteada por Terzaghi se tiene una carga ultima de 3.44 kg/cm^2 y con la ecuación planteada por Meyerhof se tiene una capacidad de carga ultima de 4.34 kg/cm^2 . Dichos valores teóricos son mucho mayores al obtenido por ensayo de SPT (1.52 kg/cm^2 a 2m de profundidad), lo que nos da a entender que el valor obtenido de manera práctica es el adecuado en la utilización en el diseño de las cimentaciones (Zapatas aisladas).

4. Análisis de la vinculación de la estructura al terreno por medio de dos softwares de diseño.

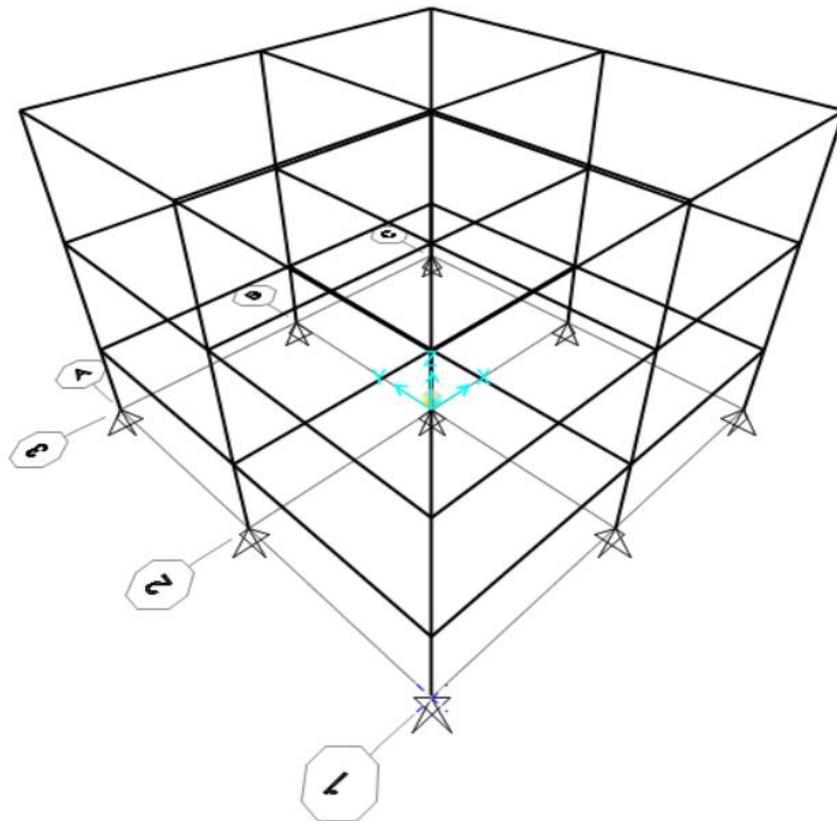
Para tener un análisis detallado de la vinculación de la cimentación, se modeló una estructura cualquiera en dos programas de diseño, ambos diseños tienen las mismas condiciones de carga cuyos resultados se plasman a continuación. Para la incorporación de cargas de diseño, se utilizaron las mismas del diseño original que vendría a ser el Centro de Salud de Tolomosa Grande.

Análisis por medio de Sap2000

Se realizó el modelado de una estructura con dos criterios de vinculación al terreno, con apoyos simplemente apoyados y con apoyos empotrados para posteriormente poder llegar a una conclusión.

- **Apoyos articulados**

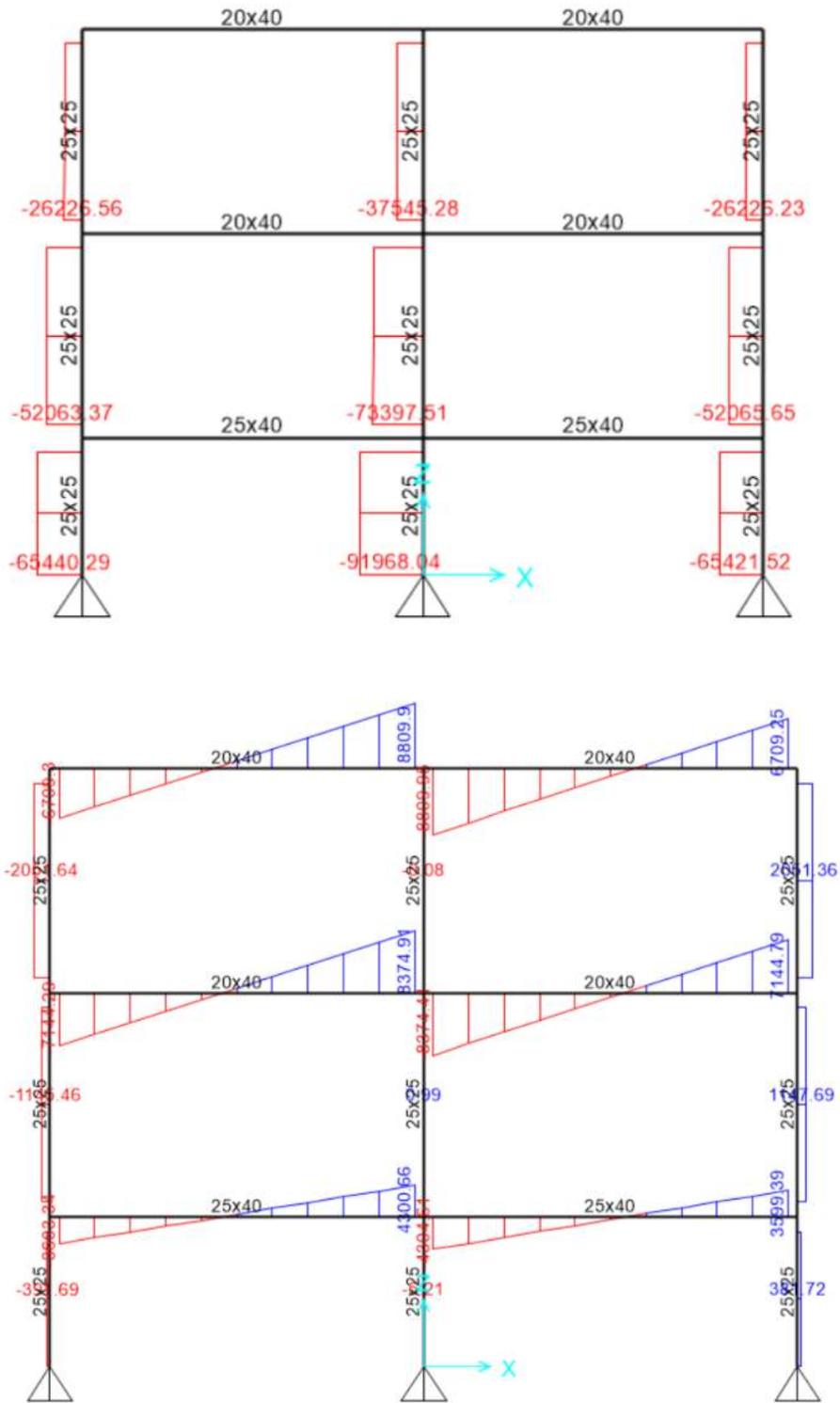
Figura 7. Estructura modelada en Sap2000

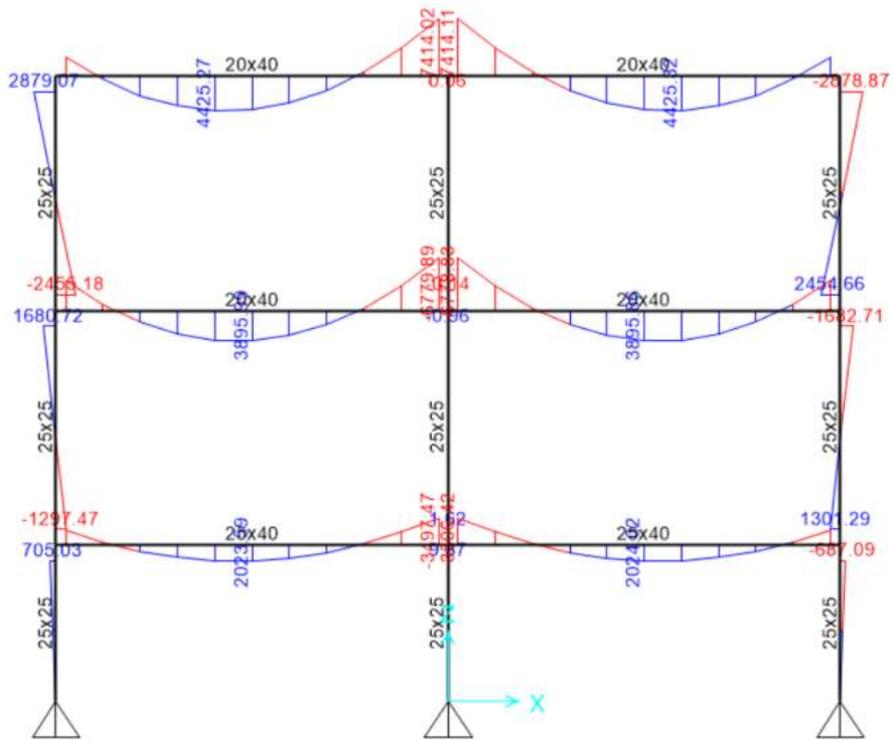


Fuente: Sap2000

Teniendo los siguientes resultados en el pórtico 2

Figura 8. Resultados de diseño del pórtico 2 – Apoyos articulados

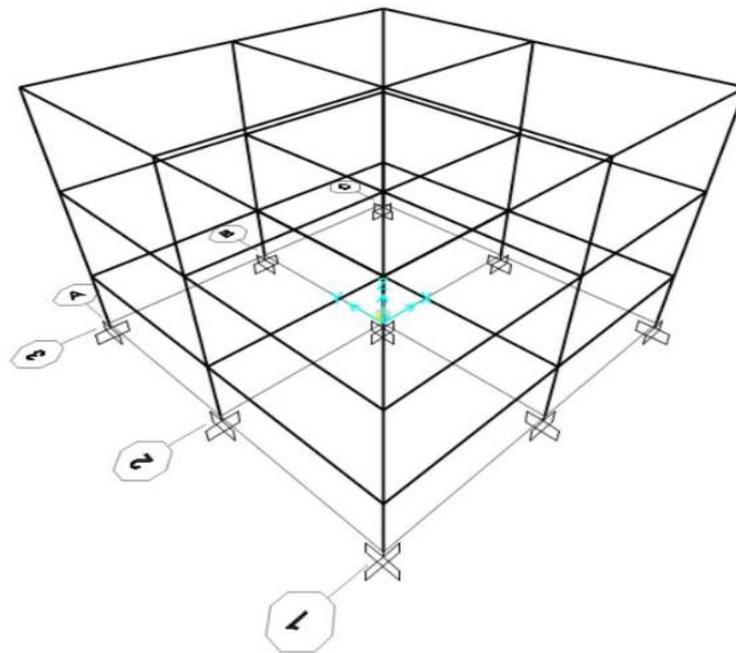




Fuente: Sap2000

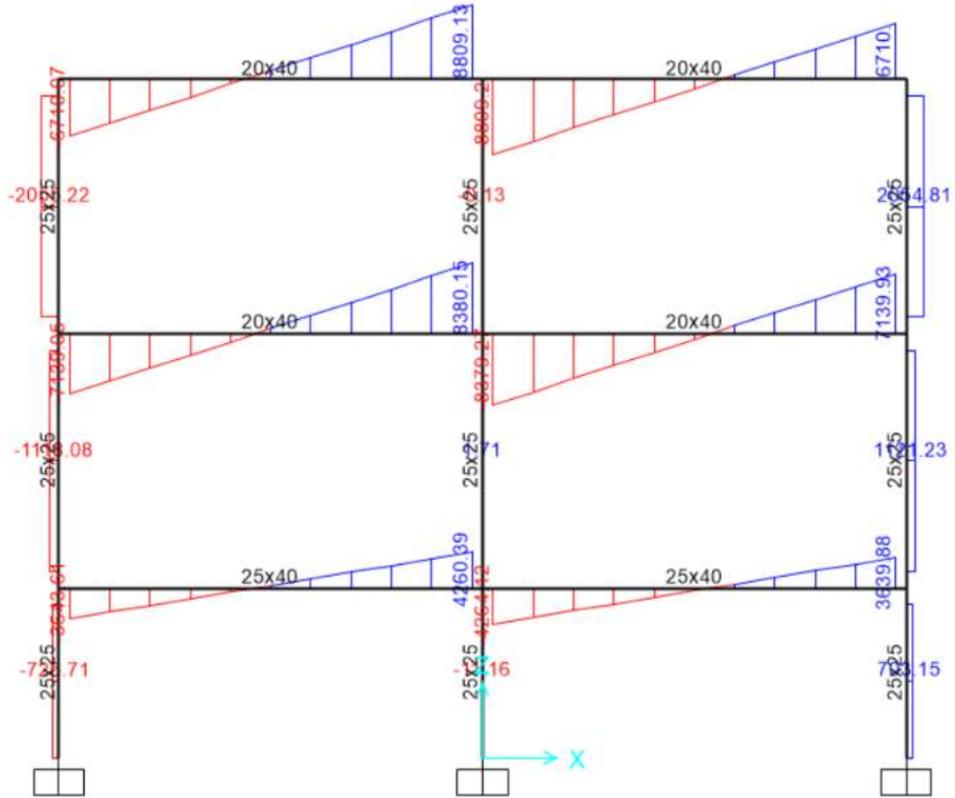
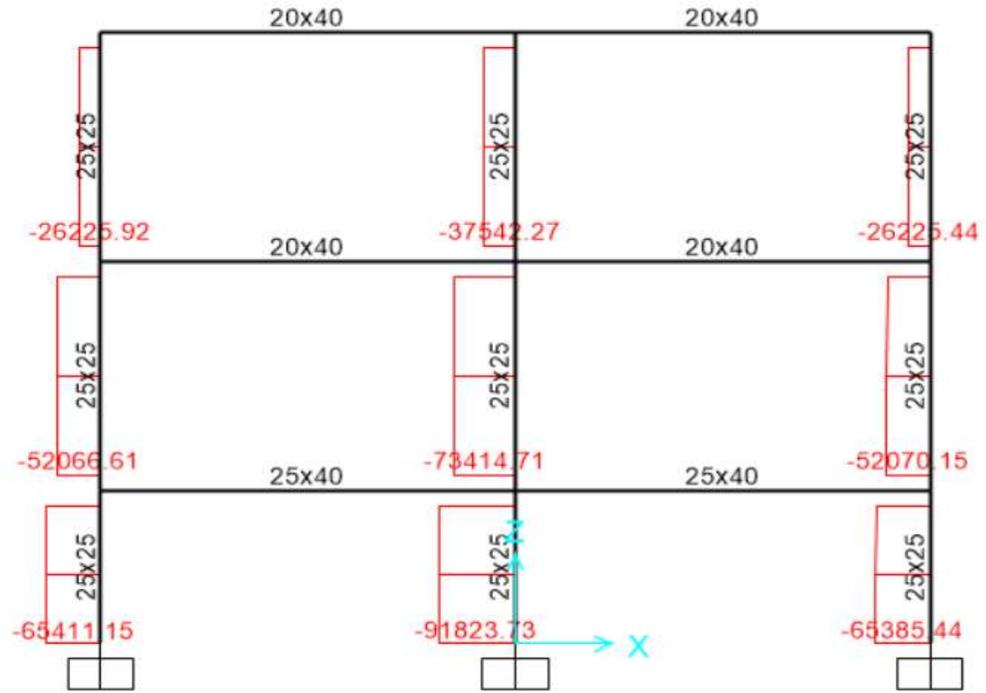
- Apoyos empotrados

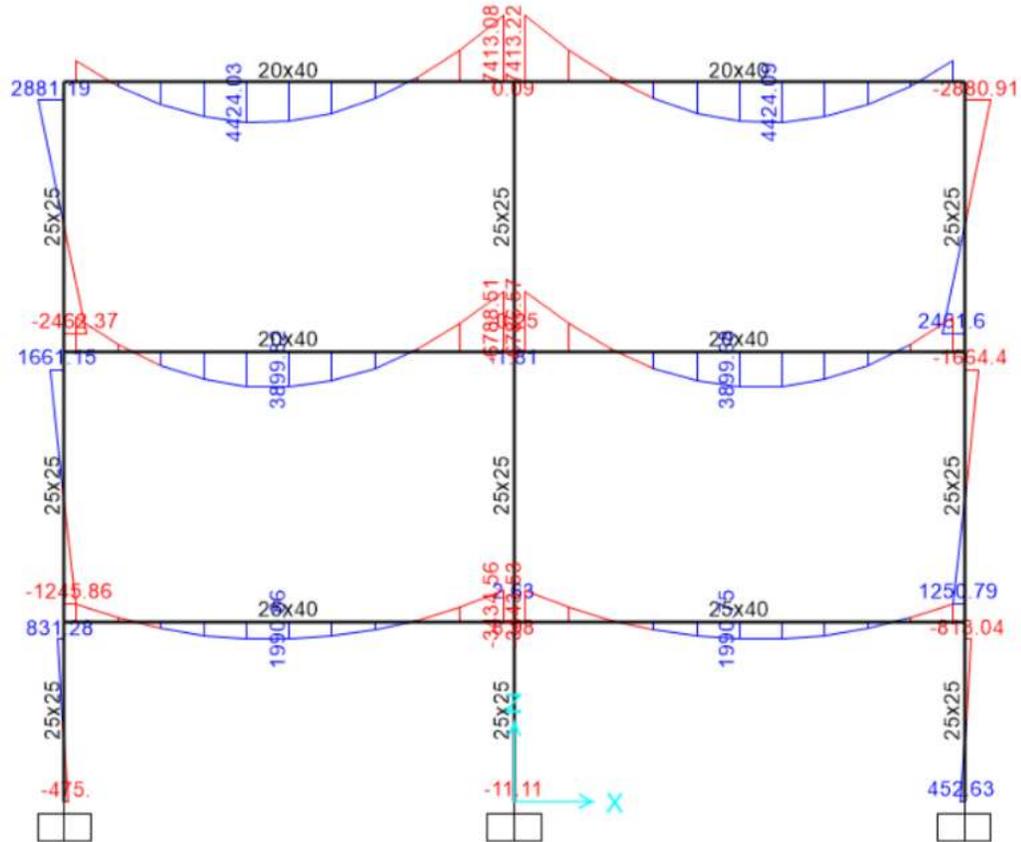
Figura 9. Estructura Modelada en Sap2000



Fuente: Sap2000

Figura 10. Resultados de diseño del pórtico 2 – Apoyos empotrados (kg-m)



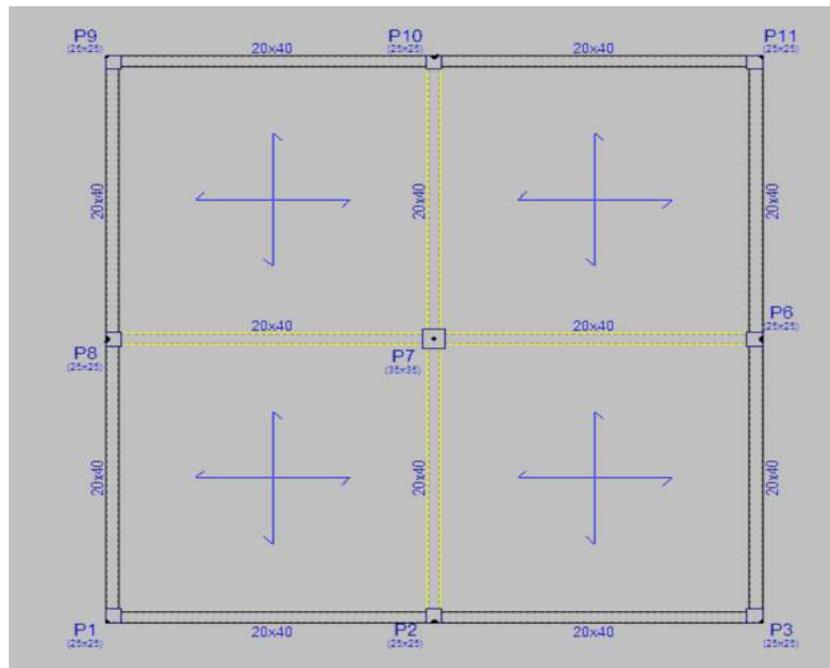
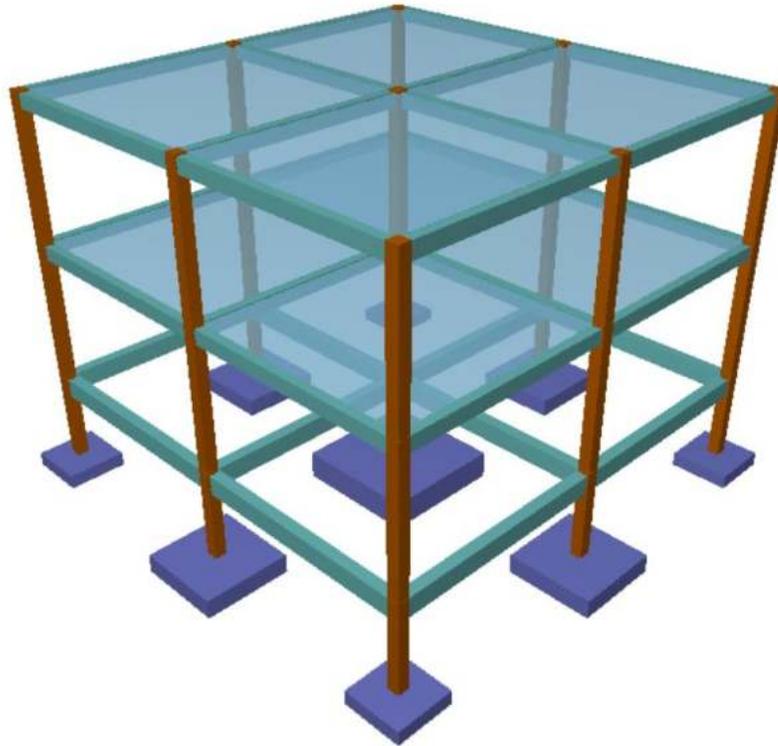


Fuente: Sap2000

Al realizar el análisis de los momentos que llegan a los apoyos en la estructura empotrada, se llega a la conclusión de que son pequeños a comparación de los que se producen en los nudos de la estructura, por lo tanto se los podría despreciar al momento de realizar el cálculo manual. Dichos momentos se compararan con los producidos en CYPECAD para poder llegar a una respuesta acerca de la vinculación de la estructura con el terreno.

Análisis por medio de CYPECAD

Figura 11. Estructura modelada en CYPECAD



Fuente: CYPECAD

Figura 12. Resultados de diseño del pilar en la misma posición de Sap2000

Dimensionado de pilares

Referencia: P8

Cuadro de pilares Datos del pilar

	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
3	0.25 x 0.25 4 Ø12	+0	+0	Ø6 15	0.72
2	0.25 x 0.25 4 Ø16	+0	+2 Ø12	Ø6 15	1.65
1	0.25 x 0.25 4 Ø16	+0	+2 Ø16	Ø6 20	1.93
Arranques:	4 Ø16	+0	+2 Ø16		1.93

Planta Planta Superior

0.698: P.151
46.9: Sc
1239: Ss

Esfuerzos del Tramo 1		
N(t)	Mx(t.m)	My(t.m)
80.01	0.46	0.00
79.61	0.74	0.00
61.66	0.82	0.00

80.01 1.60 0.00

Pilares

- P8

Aceptar Redimensionar Cancelar

Dimensionado de pilares

Referencia: P7

Cuadro de pilares Datos del pilar

	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
3	0.35 x 0.35 4 Ø16	+0	+0	Ø6 20	0.66
2	0.35 x 0.35 4 Ø16	+0	+2 Ø16	Ø6 20	0.98
1	0.35 x 0.35 4 Ø20	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6 15	1.40
Arranques:	4 Ø20	+2 Ø12	+2 Ø12		1.40

Planta Planta Superior

0.620: P.891
50.7: Sc
1366: Ss

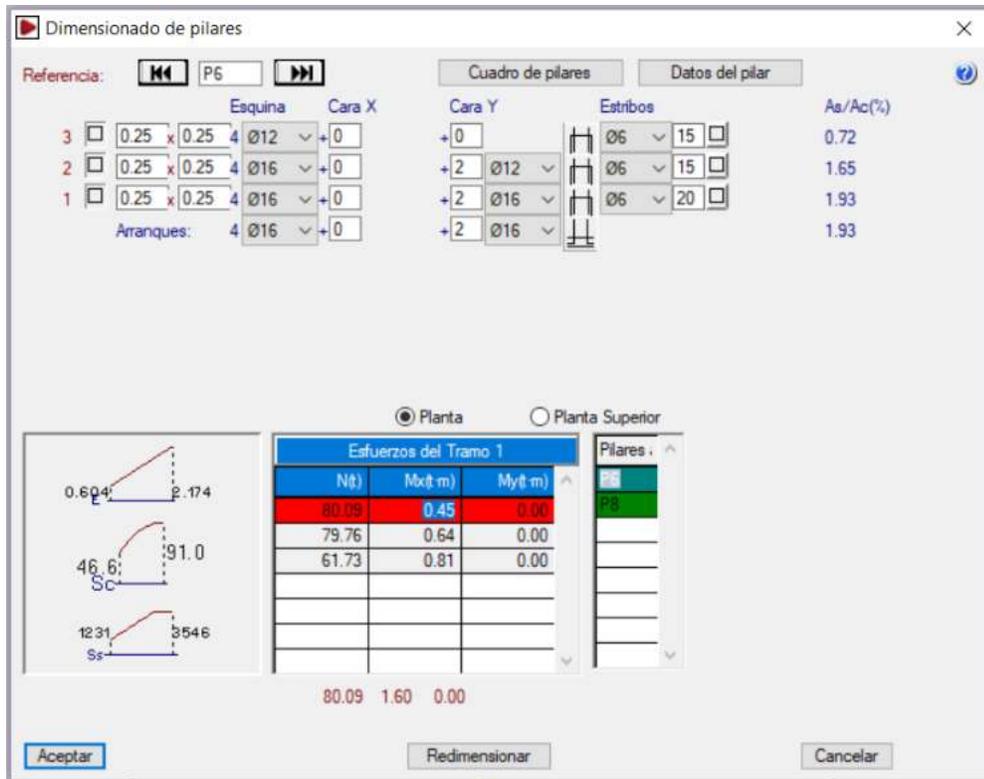
Esfuerzos del Tramo 1		
N(t)	Mx(t.m)	My(t.m)
149.44	0.00	0.00

149.44 0.00 2.99

Pilares

- P7

Aceptar Redimensionar Cancelar



Fuente: CYPECAD

Una vez concluido el análisis se tiene que el programa CYPECAD debe ser calculado con vinculación exterior, es decir toma a la estructura empotrada para poder determinar los momentos en dirección X, Y y el esfuerzo normal que serán transmitidos a las zapatas.

Al ser los momentos pequeños, como se aprecian en la Figura 12, estos no se los toman en cuenta al momento de realizar el dimensionamiento manual, únicamente se los considera en las verificaciones de deslizamiento y al vuelco, ya que la Norma Boliviana CBH – 87 exige dichas verificaciones.

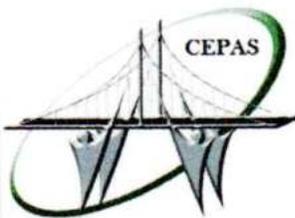
Las fundaciones que se utilizaron son fundaciones superficiales (Zapatas aisladas), por lo tanto, en el análisis de alternativas se puso apoyos articulados que simulan momento nulo.

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



FOTOGRAFÍA N°2

Preparación del equipo SPT a la cota de 4,00m.



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

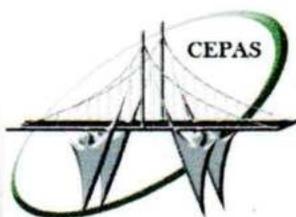
66 64059 - 72943090
84 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Tarija
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



FOTOGRAFÍA N°3

Tipo de material encontrado a la cota ensayada en el sondeo



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios S. W. A.
INGENIERO O.M.C.
N.º 11.077
Tarija - Bolivia
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

4.2.2. DESCRIPCION DE LAS MUESTRAS

La muestra obtenida en la cuchara de TERZAGHI una vez examinadas las características granulométricas, fue colocada en bolsa plástica para ser procesada en laboratorio de suelos.

4.2.3. ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA

La muestra fue extraída por medio de la cuchara partida (TERZAGHI) la misma permite ejecutar ensayos de penetración dinámica S.P.T. mediante la percusión con caída libre del martillo de 63.5 kg cada 76.2cm de altura registrándolos el número de golpes (N) necesario para un total de 30 centímetros.

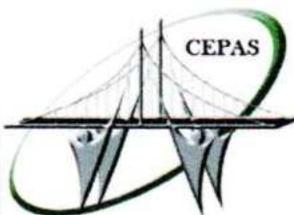
4.2.4. PROPIEDADES FISICO-MECÁNICAS

i. Distribución Granulométrica

El procesamiento consiste en un análisis mecánico, del análisis realizado a las muestras obtenidas en sitio del ensayo se obtuvo la siguiente información:

Profundidad (m)	Sondeo: S-01
	Descripción
0,00-4,00	Gravas Limosas, mezclas de grava-arena y limo.

Profundidad (m)	Sondeo: S-02
	Descripción
0,00-4,00	Gravas Limosas, mezclas de grava-arena y limo.



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

INFORME ENSAYOS S.P.T.

CONSTRUCCIÓN CENTRO DE SALUD DE TOLOMOSA GRANDE

1. INTRODUCCION

A solicitud del contratante, Lourdes Maribel Carrizo Fuentes, nuestra Empresa Consultora y Constructora CEPAS, movilizó a campo el equipo de laboratorio de suelos y ha empezado con los trabajos el día 22 de Agosto de 2018 culminando esta actividad el mismo día y se continuó con las siguientes fases que son los trabajos de laboratorio de suelos y gabinete.

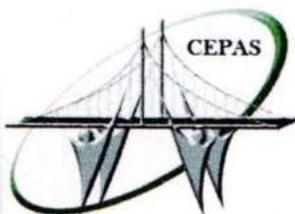
El presente informe contiene los resultados obtenidos de los ensayos de suelos y el relevamiento geotécnico del área de proyecto.

2. OBJETIVO

El objetivo principal de la investigación geotécnica, es la determinación e interpretación de las características geotécnicas del terreno de fundación que comprometan la estabilidad y la seguridad de la estructura.

Dentro del presente trabajo se establece los siguientes objetivos:

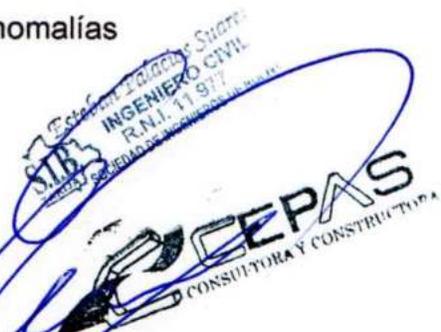
- a) Inspección Visual de la Calicata
- b) Descripción del perfil del suelo y detección de las anomalías
- c) Detección del nivel freático
- d) Ejecución del Ensayo de Penetración Estándar
- e) Extracción de muestras



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com



CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

3. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción Centro de Salud de Tolomosa Grande ubicado en Tolomosa Grande de la ciudad de Tarija.

4. GEOTÉCNICA

4.1. UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS

EL ensayo se realizó la exploración preparada en el sitio, misma que se encuentra ubicada en las siguientes coordenadas:

- Latitud $21^{\circ}37'40.64''$ S
- Longitud $64^{\circ}46'34.62''$ O

Esta ubicación se muestra gráficamente en los esquemas de los anexos.

4.2. TRABAJO DE LABORATORIO

El trabajo de laboratorio consistió en el procesamiento de las muestras obtenidas en campo con la finalidad de determinar las características y propiedades de las mismas.

4.2.1. ANALISIS FISICO-MECANICO

La relación de los ensayos es la siguiente: Distribución granulométrica, Humedad Natural y Límites de Consistencia. Finalmente, con los parámetros analizados y el número de Golpes fue calculada la Tensión Admisible del Suelo.



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com



CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

ii Humedad Natural

El contenido de humedad del terreno ensayado es medio, no se encontró nivel freático en el ensayo realizado.

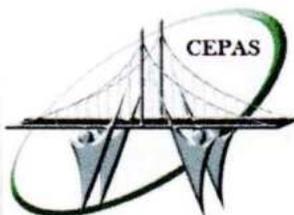
Profundidad (m)	Sondeo	Grado de Humedad Promedio
	S-01 %	
4,00	25,42 %	Alto

Profundidad (m)	Sondeo	Grado de Humedad Promedio
	S-02 %	
4,00	26,44 %	Alto

5.-CALCULOS

Durante la realización de los ensayos de SPT, se obtuvieron los siguientes resultados:

ENSAYO N°1	
Profundidad	4,00 metros
número de golpes	33
Descripción	Gravas Limosas, mezclas de grava-arena y limo.
Humedad Natural	25,42%
Resistencia Admisible	2,00 (Kg/cm ²)



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

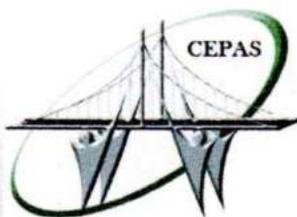
TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Suárez
INGENIERO CIVIL
N° 14.927
COMUNIDAD DE INGENIEROS DE B.
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

ENSAYO N°2	
Profundidad	4,00 metros
número de golpes	30
Descripción	Gravas Limosas, mezclas de grava-arena y limo.
Humedad Natural	26,44%
Resistencia Admisible	1,90 (Kg/cm2)



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios Suarez
SIB
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

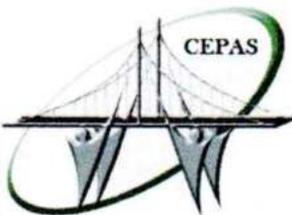
CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La investigación geotécnica, se ha realizado con el objetivo de determinar parámetros físico-mecánicos del subsuelo.
- En función a los ensayos de SPT realizados, se determina que los valores del cálculo de la Tensión Admisible se muestran los valores recomendados.

Muestra	Profundidad	δ_{Adm} (Kg/cm ²)
1	4,00	2,00
2	4,00	1,90

- En base a los resultados obtenidos en el presente informe de acuerdo a los ensayos realizados en el sitio el Ingeniero Calculista deberá considerar en su diseño el esfuerzo admisible del suelo y la clasificación del mismo a fin de proyectar la fundación más adecuada que compatibilice el tipo de estructura y el tipo de suelo.
- Es responsabilidad del Ingeniero Calculista la definición de las fundaciones más adecuadas para la estructura en base a los resultados reportados en el presente informe.



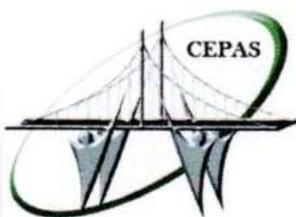
Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.M. 11.977
COLEGIO BOLIVIANO DE INGENIEROS DE BOLIVIA
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

ANEXOS



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

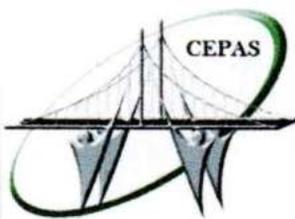
66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Pablos Suárez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE B.O.

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

UBICACIÓN GENERAL

Esteban Palacios Suñer
CEPAS INGENIERO CIVIL
R.M.I. 11.977
Sociedad Anónima inscrita en el R.C.M. N° 22.122



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977
Sociedad de Ingenieros de Tarija

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



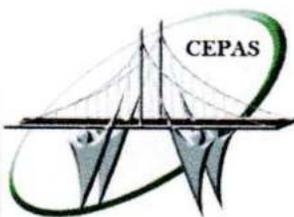
Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

INFORMES DE LABORATORIO

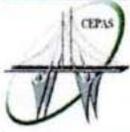


Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

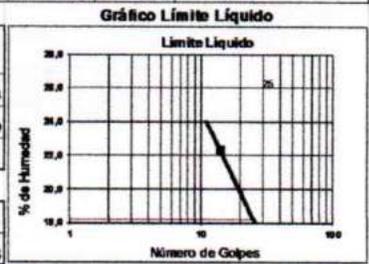
Esteban Palacios Suárez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.077
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

		LABORATORIO DE SUELOS	
		CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHTO M 145	
PROYECTO:	CONS. CENTRO DE SALUD DE YOLOMOSA GRANDE	DEPARTAMENTO:	TARJA
PROCEDENCIA:	MAT. NATURAL	FECHA:	22 de Agosto de 2018
DESTINO:	ESTUDIO	PROFUNDIDAD (M.):	4,00
PROGRESIVA:	4015003	Nº POZO:	1

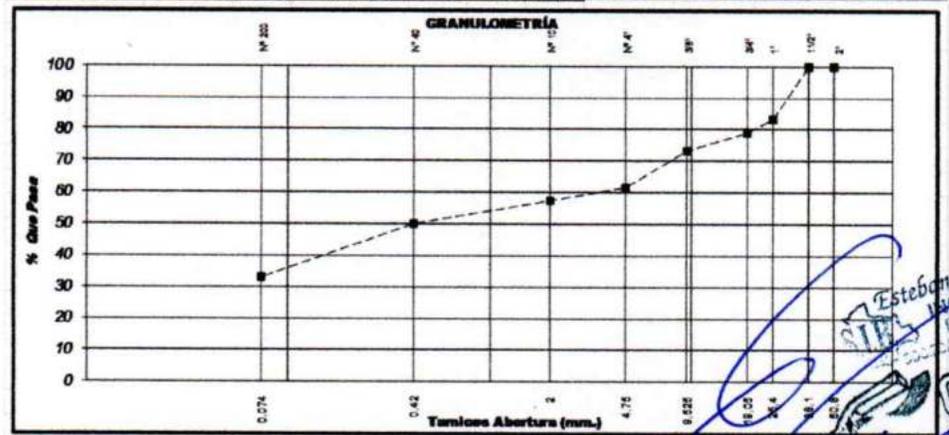
REALIZADO: Miguel Angel Soliz Alvarado							
Humedad	Nº Tara	Psh + T	Pss + T	Pa	PT	Pss	% Hum.
Hígroscópica	13	145,60	122,7	22,9	32,6	90,1	25,42
Muestra Total Seca	Peso Húmedo total	Agr. Grueso Ret. Nº 4	P. Suelo Hum. Nº 4	P. Ss. < Nº 4			Peso Total
	2500	830	1670	1331,6			2161,6

GRANULOMETRÍA AASHTO T 27							
Peso total seco (grs.)		2161,57			Muestra pasa tamiz Nº 4		398,7
Tamiz Nº	Peso Retenido Tamiz (grs.)	Peso Retenido Acumulado (grs.)	% Retenido Tamiz	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Abertura Mm.	Especificaciones
2"	0,0	0,0	0,0	0,0	100,0	50,80	
1 1/2"	0,0	0,0	0,0	0,0	100,0	38,10	
1"	365,0	365,0	16,9	16,9	83,1	25,40	
3/4"	85,0	450,0	3,9	20,8	79,2	19,05	
3/8"	130,0	580,0	6,0	26,8	73,2	9,525	
4	250,0	830,0	11,6	38,4	61,6	4,800	
10	27,6	27,6	1,3	42,7	57,3	2,000	
40	47,7	75,3	2,2	50,0	50,0	0,420	
200	110,0	185,3	5,1	67,0	33,0	0,074	

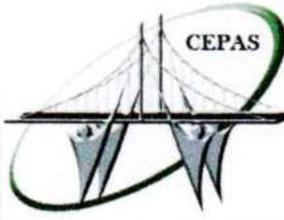
LÍMITES DE ATTERBERG (Límite Líquido) AASHTO T-89							
Nº Tam	Peso Suelo Hum. 4 am	Peso Suelo Seco 4 am	Peso agua	Peso Tam	Peso Suelo Seco	% de Hum.	Nº de Golpes
10	42,68	38,20	4,48	18,10	20,10	22,29	14
11	40,86	37,70	3,16	19,30	18,40	17,17	29



LÍMITES DE ATTERBERG (Límite Plástico) AASHTO T-90							
Nº Tam	19,00	19,25	0,35	17,10	2,15	16,28	
14	19,00	19,25	0,35	17,10	2,15	16,28	
16	19,77	19,41	0,36	17,22	2,19	16,44	16,38



OBSERVACIONES: SPT POZO Nº 1			
Límite Líquido	18,2	Límite Plástico	16,4
Índice Plástico	1,9	CLASIFICACIÓN AASHTO M 145	
AASHTO A-2-4 (A) Unificada		GM	



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977
CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



LABORATORIO DE SUELOS

CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHTO M 145

PROYECTO:	CONS. CENTRO DE SALUD DE TOLOMOGA GRANDE	DEPARTAMENTO:	TARJA
PROCEDENCIA:	MAT. NATURAL	FECHA:	22 de Agosto de 2018
DESTINO:	ESTUDIO	PROFUNDIDAD (M.):	4,00
PROGRESIVA:		Nº POZO	2

REALIZADO: Miguel Angel Soliz Alvarado							
Humedad	Nº Tara	Psh + T	Pss + T	Pa	PT	Pss	% Hum.
Higroscopica	7	144,50	121,1	23,4	32,6	88,5	26,44
Muestra Total Seca	Peso Húmero total	Agr. Grueso Ret. Nº 4	P. Suelo Hum. Nº 4	P. Se. < Nº 4			Peso Total
	2500	630	1670	1320,8			2150,8

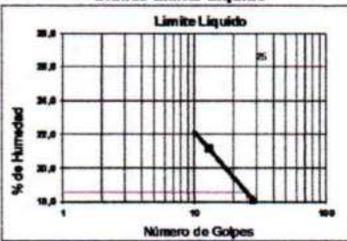
GRANULOMETRÍA AASHTO T 27

Tamiz Nº	Peso Retenido Tamiz (grs.)	Peso Retenido Acumulado (grs.)	% Retenido Tamiz	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Abertura Mm.	Especificaciones
2"	0	0,0	0,0	0,0	100,0	50,80	
1 1/2"	0,0	0,0	0,0	0,0	100,0	38,10	
1"	360,0	360,0	16,7	16,7	83,3	25,40	
3/4"	85,0	445,0	4,0	20,7	79,3	19,05	
3/8"	140,0	585,0	6,5	27,2	72,8	9,525	
4	255,0	840,0	11,9	39,1	60,9	4,800	
10	26,5	26,5	1,2	43,1	56,9	2,000	
40	48,0	74,5	2,2	50,5	49,5	0,420	
200	111,7	186,2	5,2	67,8	32,2	0,074	

LIMITES DE ATTERBERG (Límite Líquido) AASHTO T-89

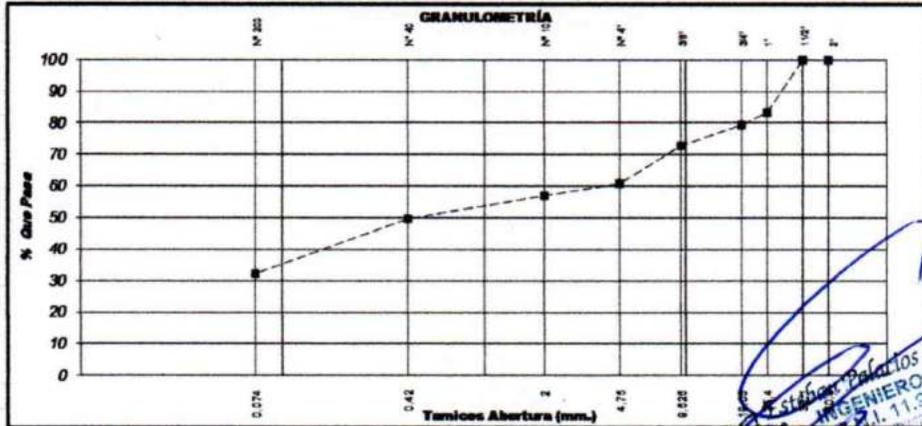
Nº Tam	Peso Suelo Hum. 4 tam	Peso Suelo Seco + tar	Peso agua	Peso Tam	Peso Suelo Seco	% de Hum.	Nº de Golpes
8	41,80	37,50	4,10	18,10	19,40	21,13	13
9	39,50	36,40	3,10	19,30	17,10	18,13	26

Gráfico Límite Líquido



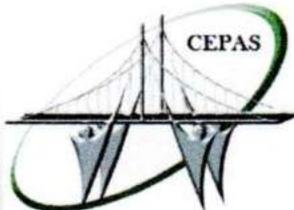
LIMITES DE ATTERBERG (Límite Plástico) AASHTO T-90

Nº Tam	Peso Suelo Hum. 4 tam	Peso Suelo Seco + tar	Peso agua	Peso Tam	Peso Suelo Seco	% de Hum.	Nº de Golpes
11	20,40	19,95	0,45	17,10	2,85	15,79	
12	18,50	18,30	0,20	17,22	1,08	16,52	17,15



OBSERVACIONES: SPT POZO Nº 2			
Límite Líquido	18,6	Límite Plástico	17,2
Índice Plástico	1,4	CLASIFICACIÓN AASHTO M 145	
AASHTO A-2-4(II) Límite		GM	

Esteban Paredes Suarez
INGENIERO CIVIL
 N.º 11.977
 CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

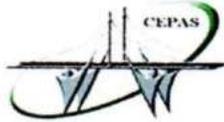


Calle IV Centenario
 Nº2180
 Barrio Miraflores
 Tarija - Bolivia

TELÉFONO
 FAX
 CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
 04 66 64059
 estebantarija@hotmail.com

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



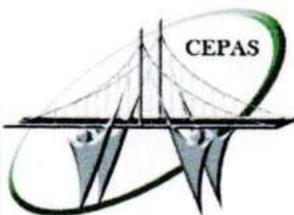
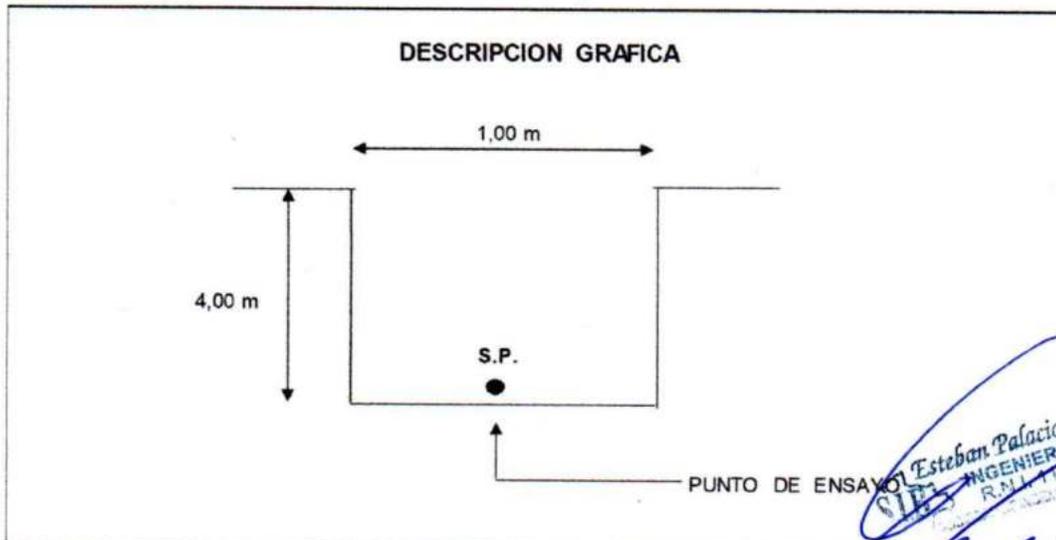
Proyecto: CONS. CENTRO DE SALUD DE TOLOMOSA GRANDE
Procedencia: Terreno Natural Profundidad 4,00 m

Laboratorista: Miguel Angel Soliz Alvarado
Identificación de Muestra: M-1

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Datos Standardizados del Equipo		Datos de Campo	
Altura de penetracion	30 cm	Nº de Golpes de 0 a 30 cm	33
Peso del Martillo	65 kg		
Altura de caída	75 cm		

Pozo Nº	Profundidad mts	Nº Golpes	Resistencia Admisible	Tipo de Suelo
1	4,00	33	2,0	Gravas Limosas, mezclas de grava - arena y limo
			Kg/cm ²	



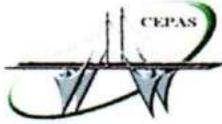
Calle IV Centenario
 N°2180
 Barrio Miraflores
 Tarija - Bolivia

TELÉFONO
 FAX
 CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
 04 66 64059
 estebantarija@hotmail.com

Esteban Palacios Suarez
 INGENIERO CIVIL
 R.M. 11977

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



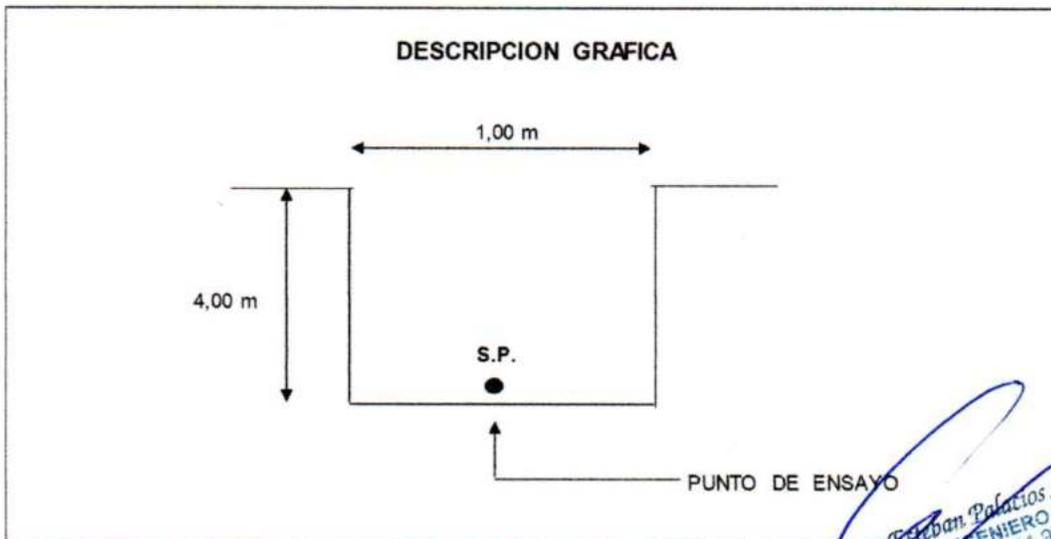
Proyecto: CONS CENTRO DE SALUD DE TOLOMOSA GRANDE
 Procedencia: Terreno Natural Profundidad 4,00 m

Laboratorista: Miguel Angel Soliz Alvarado
 Identificación de Muestra: M-2

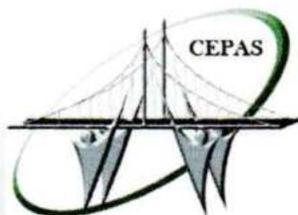
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Datos Standardizados del Equipo		Datos de Campo	
Altura de penetracion	30 cm	Nº de Golpes de 0 a 30 cm	30
Peso del Martillo	65 kg		
Altura de caída	75 cm		

Pozo Nº	Profundidad mts	Nº Golpes	Resistencia Admisible	Tipo de Suelo
2	4,00	30	1,9	Gravas Limosas, mezclas de grava - arena y limo
			Kg/cm2	



Esteban Palacios Suarez
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 11.977
CEPAS
 CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



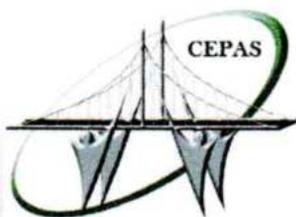
Calle IV Centenario
 Nº2180
 Barrio Miraflores
 Tarija - Bolivia

TELÉFONO
 FAX
 CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
 04 66 64059
 estebantarija@hotmail.com

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

PERFIL GEOTÉCNICO



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

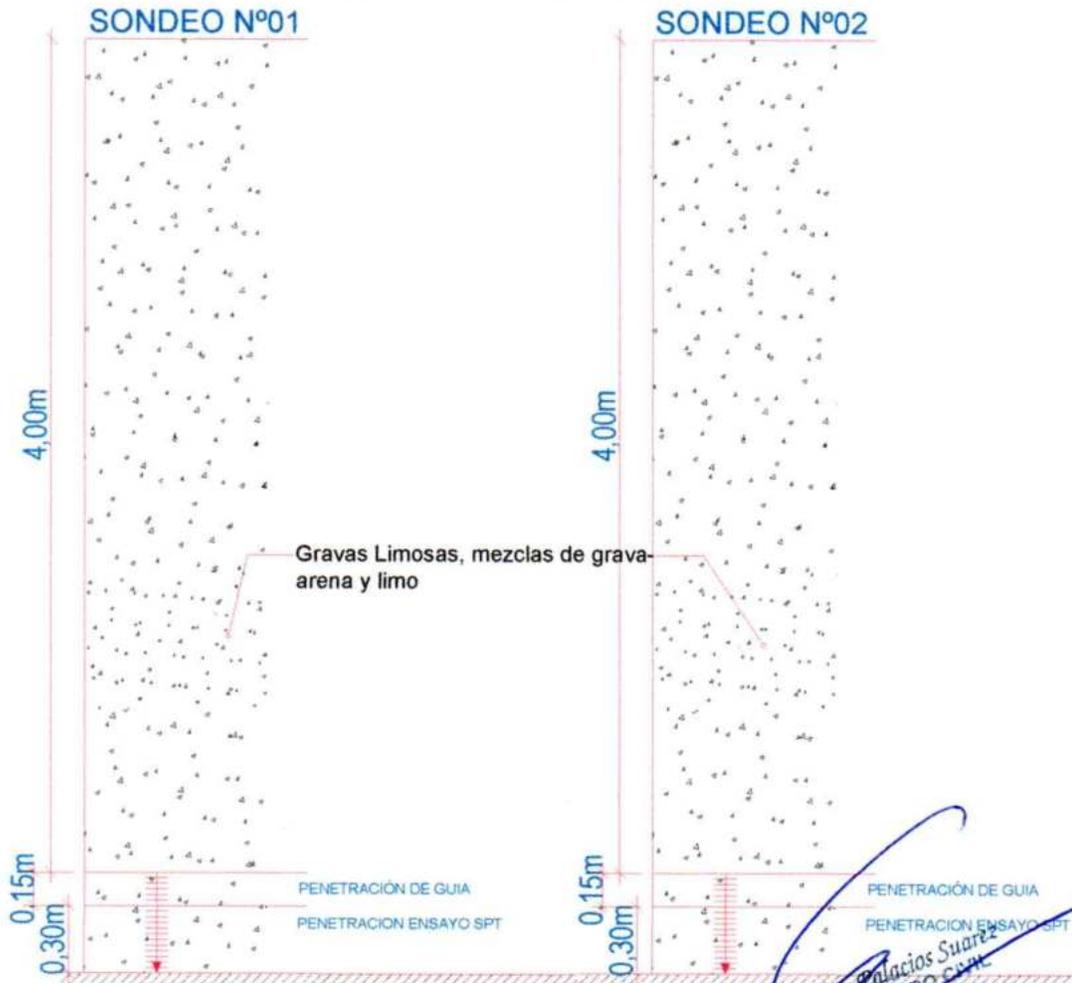
TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com



PERFIL GEOTÉCNICO

NOTA ESTRATOS DEFINIDOS DE FORMA VISUAL



Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11.977
MATERIA DE INGENIERIA DE OBRAS DE FERROVIA

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



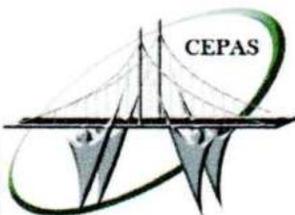
Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

REPORTE FOTOGRÁFICO



Calle IV Centenario
Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

06 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

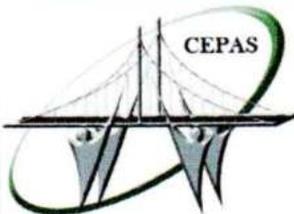
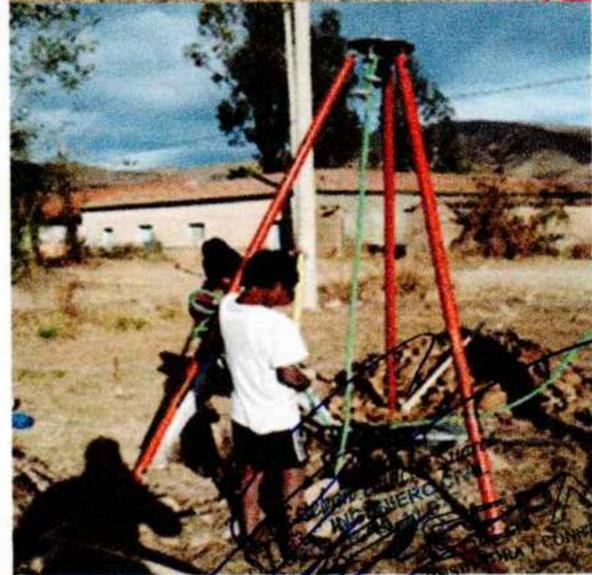
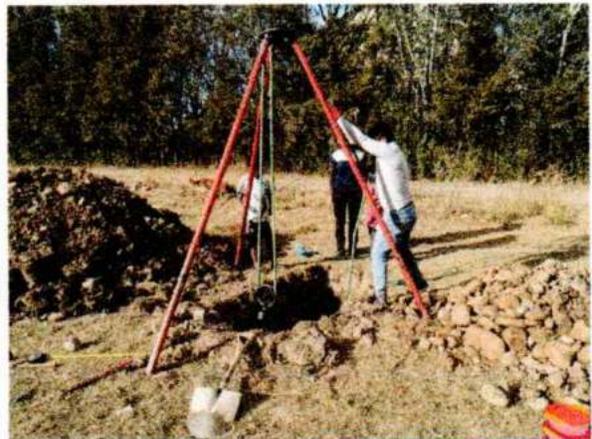
Esteban Palacios Suarez
SIR INGENIERO CIVIL
R.M. 11.977
CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA



FOTOGRAFÍA N°1

Preparación del ensayo de Penetración Estándar STP



Calle IV Centenario
N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

ANEXO 3

TABLAS

Tabla 1. Sobrecargas de Servicio

TIPO DE SERVICIO	SOBRECARGA	
	Uniforme KN/m ²	Concentrada KN
Archivos (5)	7	
Azoteas y terrazas (Donde pueden congregarse personas)	5	
Azoteas accesibles privadamente	3	
Azoteas inaccesibles	1	
Balcones		
Viviendas en general	5	
Casas de 1 y 2 familias, no excediendo 10	3	
Otros casos		
Baños		
Viviendas	2	
Otros destinos	3	
Bibliotecas		
Salas de lectura	3	4.5
Salas de almacenamiento de libros (5)	7	4.5
Corredores en pisos superiores a planta baja	4	4.5
Corredores en planta baja	5	4.5
Bowling, billar y áreas recreacionales similares	4	
Cielorrasos con posibilidad de almacenamiento		
Áreas de almacenamiento liviano	1	
Áreas de almacenamiento ocasional	0.5	
Accesibles con fines de mantenimiento		1
Cocinas		
Viviendas	2	
Otros destinos	4	
Comedores, restaurantes y confiterías	5	
Corredores (Circulación)		
Planta baja	5	

Otros pisos, lo mismo que el destino al que sirve, excepto otra indicación en esta		
Cuartos de máquinas y calderas	7.5	
Comercio (Negocios)		
Venta al menudeo		
Planta baja	5	4.5
Pisos superiores	4	4.5
Comercio alpor mayor, todos los pisos	6	4.5
Depósitos (serán diseñados para cargas más pesadas si el almacenamiento previsto lo requiere)		
Liviano	6	
Pesado	12	
Entrepiso liviano, sobre un área de 650 mm ²		1
Escuelas		
Aulas	7	4.5
Corredores en pisos superiores a planta baja	4	4.5
Corredores en planta baja	5	4.5
Estrados y tribunas	5	
Estadios		
Sin asientos fijos	5	
Con asientos fijos (ajustados al piso)	4	
Escaleras y caminos de salida		
Viviendas y hoteles en áreas privadas	4	
Todos los demás destinos	5	
Escotillas y claraboyas		1
Fábricas		
Manufactura liviana	6	9
Manufactura pesada	12	14
Garajes		
para automóviles solamente	2.5	
camiones y ómnibus		
Gimnasios, áreas principales y balcones	5	
Hospitales		

Salas de operaciones, laboratorios	3	4.5
Habitaciones privadas	2	4.5
Salas	2	4.5
Corredores en piso superiores a planta baja.	4	4.5
Instituciones carcelarias		
Celdas	2	
Corredores	5	
Lavaderos		
viviendas	2	
otros destinos	3	
Marquesinas y estructuras de entrada a edificios	3.5	
Edificios para Oficinas		
Salas de computación y archivo se diseñarán para cargas mayoradas basadas en el destino previstos salones de entrada y corredores	5	9
Oficinas	2.5	9
Corredores en pisos superiores a planta baja	4	9
Pasarelas y plataformas elevadas (que no corresponden a vías de escape)	4	
Patios y lugares de paseo	5	
Salones de reunión, teatros y cines		
Asientos fijos, sujetos al piso	3	
Salones	5	
Asientos móviles	5	
Plataformas (reunión)	5	
Pisos de escenarios	7	
Salas de proyección	5	
Salones de baile y fiesta	5	
Salidas de Incendio		
En general	5	
En viviendas unifamiliares únicamente	2	
Hoteles, casa multiformes y departamentos		
Habitaciones privadas y corredores que las sirven	2	36

Habitaciones de reunión y corredores que	5	
Veredas, entradas vehiculares y patios sujetos a	12	
entradas de camiones		
Vestuarios	2.5	

Fuente: IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1

Tabla 2. - Estados límites últimos - Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0.05
		Normal	0
		Intenso	- 0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0.20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0.10
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

Fuente: Norma boliviana CBH – 87

Tabla 3.- Valores Límites

fy (kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd(kp/cm²)	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: Formulario Ing. Victor Mostajo, Hormigón Armado U.A.J.M.S.

**Tabla 4.-Tabla Universal Para Flexión Simple O Compuesta
Aceros De Dureza Natural**

ξ	μ	ω	$w/f_{yd} \times 10^2$	
0,089t	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		
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		
				DOMINIO 3

0,545	0,29	0,375		DOMINIO 4
0,5722	0,3	0,3937		
0,6005	0,31	0,4132		
0,6168	0,3155	0,4244	0,0929	
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: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; Hormigón Armado. (14^a.ed.)

Tabla 5.- Cuantías Geométricas, mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1.8	1.5	1.4
Vigas (***)		5	3.3	2.8	2.3
Muros (****)	Horizontal	2.5	2	1.6	1.4
	Vertical	1.5	1.2	0.9	0.8

(*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal

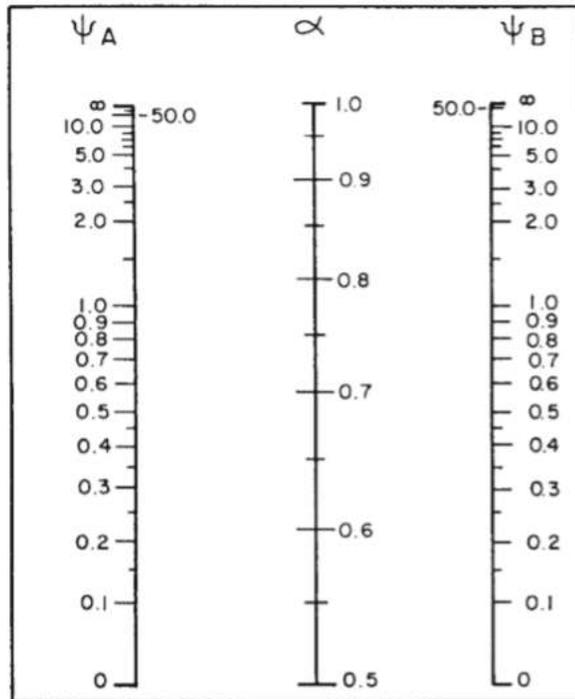
(**) Cuantía mínima de cada una de las armaduras. Longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial.

(***) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer, en la cara opuesta, una armadura mínima, igual al 30% de la consignación.

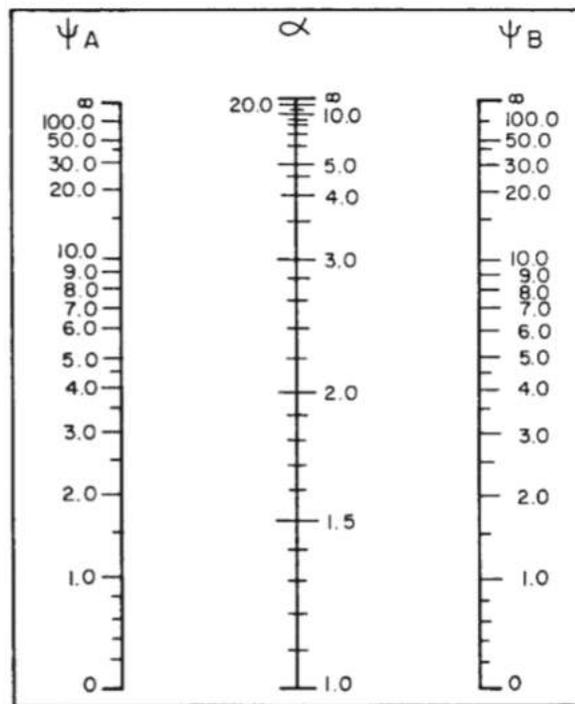
(****) Cuantía mínima de la armadura total, en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deben cumplir requisitos de estanquidad. Requieren estudio especial.

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 6.- Abaco para soportes de Hormigón Armado



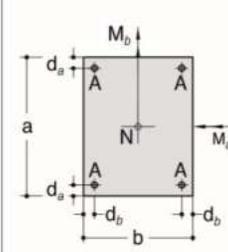
a) Pórticos intraslacionales

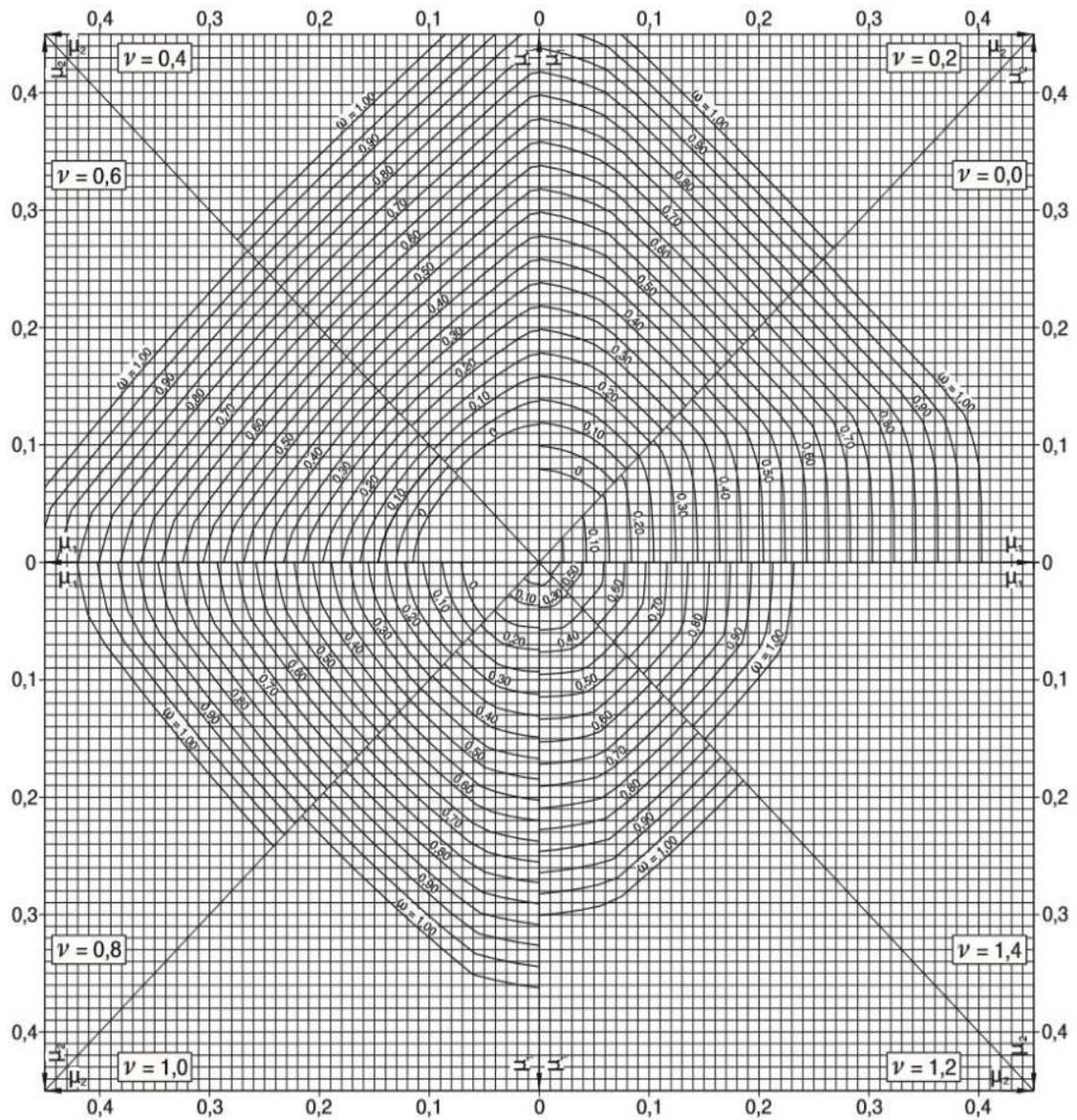


b) Pórticos traslacionales

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; Hormigón Armado. (15ª.ed.)

Tabla 7.- Abaco En Roseta Para Flexión Esviada

$\mu_a = \frac{M_{a,d}}{A_c \cdot a \cdot f_{c,d}} \quad \mu_b = \frac{M_{b,d}}{A_c \cdot b \cdot f_{c,d}}$ $\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{c,d}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{y,d}}{A_c \cdot f_{c,d}}$ <p>si $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$ si $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$</p>	<p style="text-align: center;">ACERO</p> <p style="text-align: center;">B 400 S o B 500 S</p> <p style="text-align: center;">$400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$</p> <p style="text-align: center;">$A_c = a \cdot b$</p> <p style="text-align: center;">$A_{tot} = 4 \cdot A$</p> <p style="text-align: center;">$d_a = 0,10 a ; d_b = 0,10 b$</p> 
--	---



Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; Hormigón Armado. (15ª.ed.)

Tabla 8. – Recubrimientos mínimos en milímetros

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	losas ó láminas	Hormigón	
No severas (mm)	Moderadamente severas	Severas			H 12.5	H 40
					H 15	H 45
					H 17.5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	+10	-5	+5	-5

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Tabla 9. – Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

⁽¹⁾ Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

⁽²⁾ En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

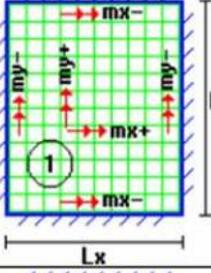
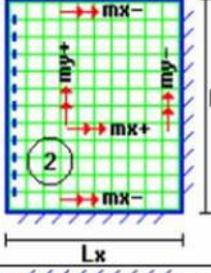
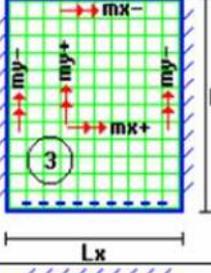
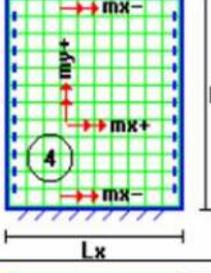
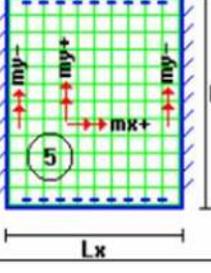
Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08

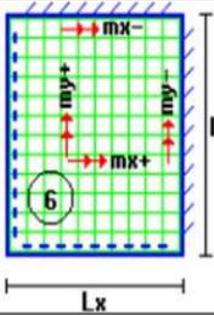
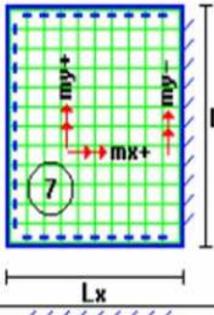
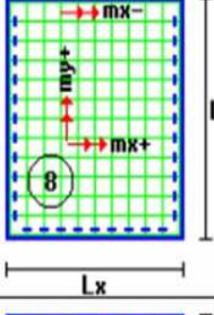
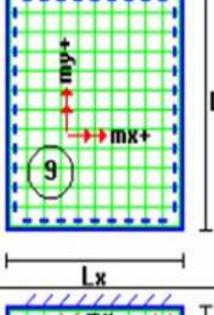
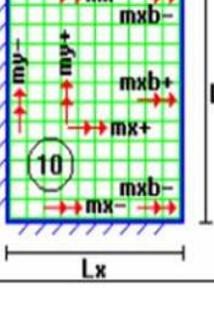
Tabla 10. – Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras

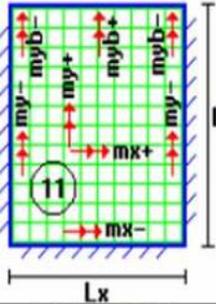
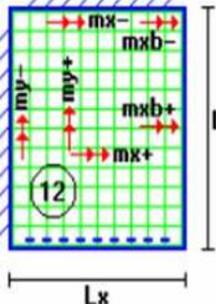
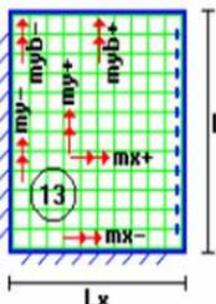
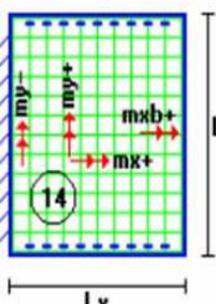
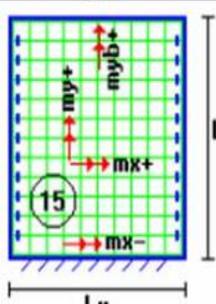
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. – Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. – Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en sótanos no ventilados. – Cimentaciones. – Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. – Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. – Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. – Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. – Puentes en las proximidades de la costa. – Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> – Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. – Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> – Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. – Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. – Estaciones de tratamiento de agua.

Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08

Tabla 11. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>6</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
 <p>7</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	569	630	681	715	729	718
 <p>8</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
 <p>9</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749
 <p>10</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x_b-} = 0.0001 q \cdot m_{x_b-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{x_b+} = 0.0001 q \cdot m_{x_b+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x_b-} m_{x+} m_{x_b+}	355	567	944	1637	2935	5348
			542	664	834	1084	1494	2205
			113	128	125	86	14	7
			698	800	925	1086	1298	1552
			898	1132	1452	1886	2456	3131
			344	384	432	490	563	639
			471	596	766	993	1278	1575

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{yb+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Fuente: Hormigón Armado Escuela Politécnica del Ejercito

Simbología:

- δ : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa
- k : división entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios (b / b_0)
- Δ : deflexión máxima en la losa
- L_x : longitud más corta de la losa rectangular
- L_y : longitud más larga de la losa rectangular
- E : módulo de elasticidad del hormigón
- h : espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa nervada
- q : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa
- m_{y-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje y
- m_{yb-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje y
- m_{y+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje y
- m_{yb+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje y
- m_{x-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje x
- m_{xb-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde

- m_{x+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje x
- m_{xb+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje x
- M_{y-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje y , por metro de ancho de losa
- M_{yb-} : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje y , por metro de ancho de losa
- M_{y+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje y , por metro de ancho de losa
- M_{yb+} : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje y , por metro de ancho de losa
- M_{x-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje x , por metro de ancho de losa
- M_{xb-} : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje x , por metro de ancho de losa
- M_{x+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje x , por metro de ancho de losa
- M_{xb+} : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje x , por metro de ancho de losa

Tabla 12. Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas valores de los coeficientes m

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Fuente: Hormigón Armado “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Tabla 13. Viga T múltiples continua

Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$

Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

ANEXO 4
ANÁLISIS DE CARGAS

A.4 ANÁLISIS DE CARGAS

Para poder realizar las hipótesis de cargas para el dimensionamiento las cargas deben cuantificarse por separado en carga permanente y la carga viva donde se describe en detalle a continuación.

1. Peso propio de la estructura

El peso propio de los elementos estructurales se calculará para cada elemento de acuerdo a su volumen, y en función del peso específico del material, en este caso los elementos estructurales serán de hormigón armado, los pesos se calcularán de la siguiente manera:

$$PP = V_{elemento} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

Dónde:

PP: Peso Propio

$V_{Elemento}$: Volumen del Elemento Estructural

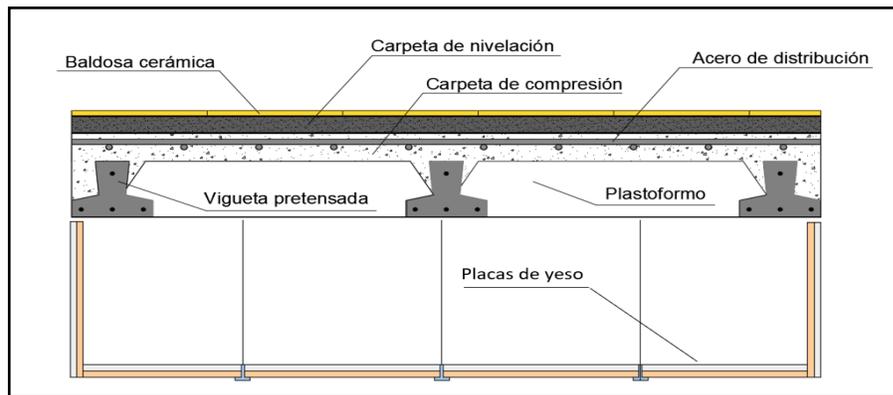
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$: Peso Específico del Hormigón = 2500 kg/m³

El programa que se utilizó determina el peso propio de cada elemento estructural.

1.1. Losa alivianada

Las cargas consideradas para la losa unidireccional son las que a continuación se detallan de acuerdo con la figura 1.

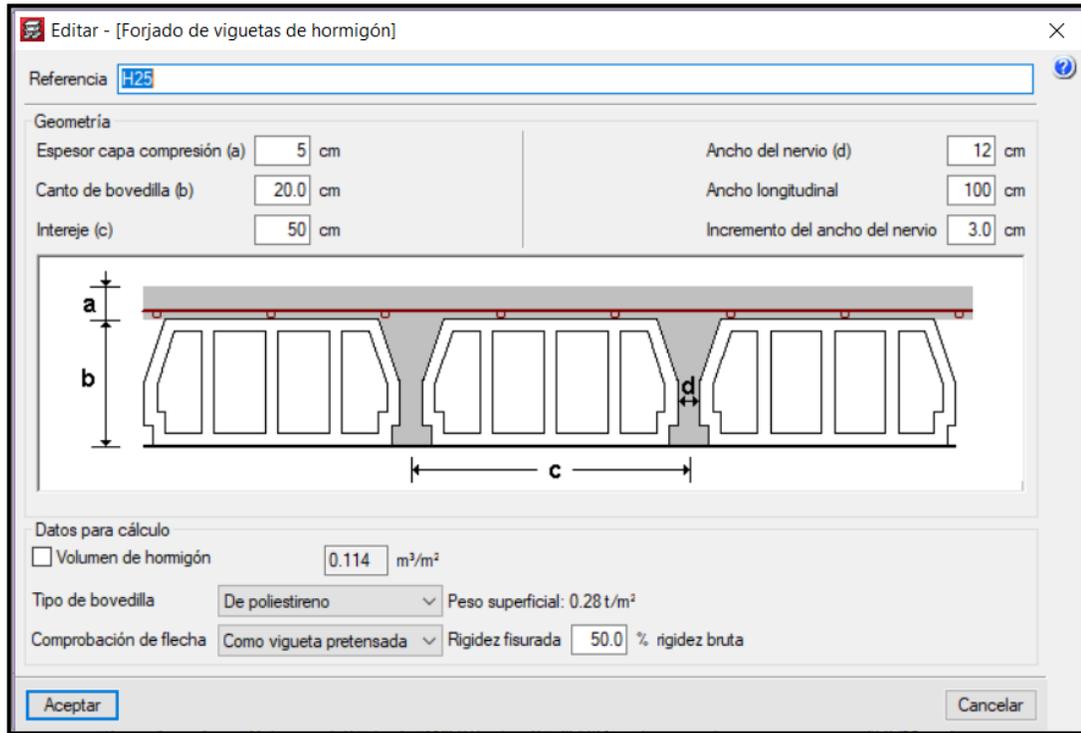
Figura 1. Corte transversal del forjado de la vigueta.



Fuente: Elaboración propia

La carga muerta correspondiente al forjado de viguetas es calculada por el programa CYPECAD, con las características detalladas en la Figura 2.

Figura 2. Forjado de viguetas de hormigón pretensado



Fuente: CYPECAD

2. Carga Permanente

2.1. Sobrepiso y acabados

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

- Carpeta de Nivelación

El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m^3 - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1*). Asumiendo una carpeta de nivelación de 2 cm. de espesor.

Peso de la carpeta de nivelación: $P_{CN} = \gamma_{mortero} \cdot h$

$$P_{CN} = 2100 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.05 \text{ m} = 105 \text{ kg/m}^2$$

- Peso de las Baldosas de Cerámico

$$P_{bc} = \gamma_{bc} \cdot e$$

Dónde:

P_{bc} = Peso de las baldosas cerámicas (Kg/m^2)

γ_{bc} = Peso específico del material a utilizar para el piso (se consideró un peso específico de $1800 \text{ kg}/\text{m}^3$, para baldosa cerámica - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1*)

e = Espesor a considerar para el diseño (2cm)

$$P_{bc} = 1800 \text{ Kg}/\text{m}^3 \cdot 0.02\text{m} = 36 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$Q_{SA} = P_{CN} + P_{bc}$$

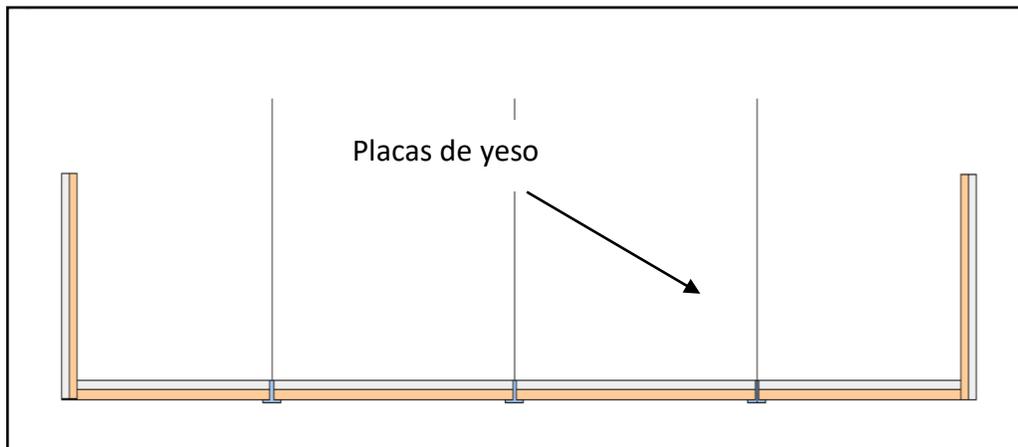
$$Q_{SA} = 105 \text{ kg}/\text{m}^2 + 36 \text{ kg}/\text{m}^2 = 141 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Se empleará la carga de acabado $Q_{SA} = 0.15 \text{ Tn}/\text{m}^2$ (CYPE)

2.2. Cielo falso con placas de yeso

Peso del cielo falso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio = $20 \text{ kg}/\text{m}^2$

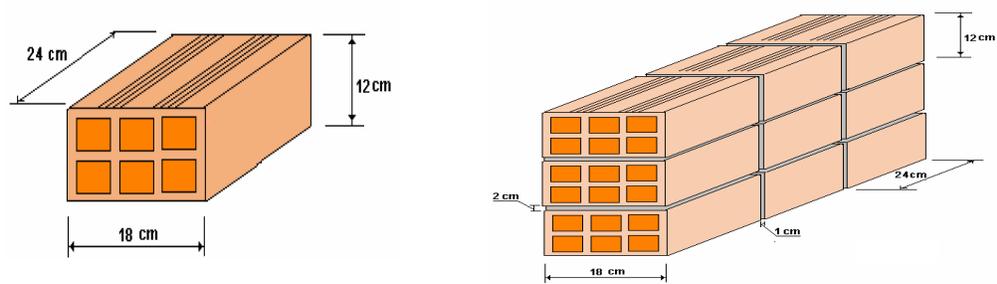
Figura 3. Cielo falso con placas de yeso



Fuente: Plano arquitectónico

Se empleará la carga de cielo falso $Q_{\text{cielo falso}} = 0.02 \text{ tn}/\text{m}^2$ (CYPE)

2.3. Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=18 cm (exterior)



- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm.
- Mortero Dosificación 1 : 6

$$\text{Número de ladrillos en 1 m horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ pza/m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 7.14 \text{ pza/m}$$

$$\text{Conjunto de ladrillos en } 1\text{m}^2 \text{ de muro} = 4 \cdot 7.14 = 28.56 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Volumen de ladrillo en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 18 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 28.56 = 148\,055.04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } \text{m}^2 = 100 \cdot 100 \cdot 18 - 148055.04 = 31944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3.5 kg (unidad) - Fuente: *Catalogo INCERPAZ.*

El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como: $\gamma_{\text{mort}} = 2100 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1)*

Peso específico del mortero de yeso $\gamma_{\text{mort}} = 1250 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1).*

$$\text{Revoque exterior de cemento} = 2100 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 21 \text{ Kg/m}^2 \text{ cm de espesor}$$

$$\text{Revoque interior de yeso se tiene} = 1250 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 12.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ cm de espesor}$$

El peso de muro por m² es:

$$28.56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1 \text{cm} + 12.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1 \text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0319 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

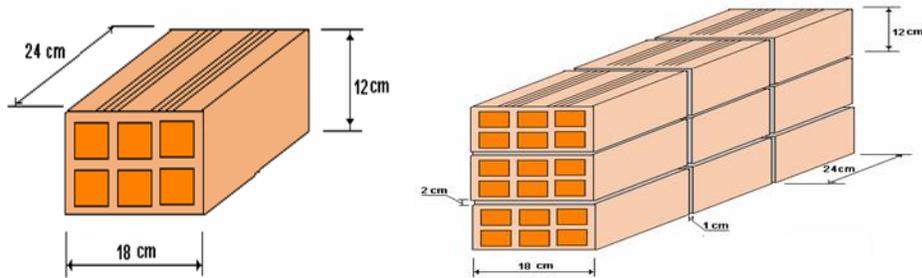
$$= 200.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La altura del muro que se tiene es de h = 4 m.

$$QM_{4-18} = 4 \cdot 200.45 = 801.8 \text{ Kg/m.}$$

Para la introducción al programa $QM_{4-18} = 0.81 \text{ Tn/m (CYPE)}$

2.4. Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=12 cm (interior)



- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm.
- Mortero Dosificación 1 : 6

$$\text{Número de ladrillos en 1 m Horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ pza/m}$$

$$\text{Cifra de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 5 \text{ pza/m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 \cdot 5 = 20 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 20 = 103680 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en 1m}^2 \text{ de muro} = 100 \cdot 100 \cdot 12 - 103680 = 16320 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0163 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3.5 kg (unidad) - Fuente: *Catalogo INCERPAZ.*

Peso específico del mortero de yeso $\gamma_{\text{mort}} = 1250 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1*).

El peso de muro por m^2 es:

$$20 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 12.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1 \text{cm} + 12.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1 \text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0163 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

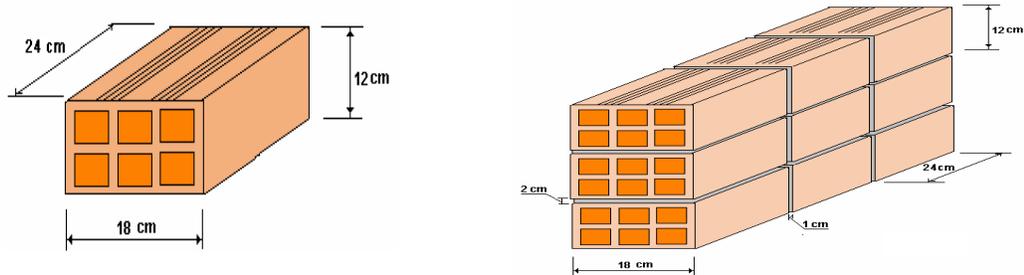
$$= 129.23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La altura del muro que se tiene es de $h = 4 \text{ m}$.

$$QM_{4-12} = 4 \cdot 129.23 = 516 \text{ Kg/m.}$$

Para la introducción al programa se carga $QM_{4-12} = 0.52 \text{ Tn/m}$ (CYPE)

2.5. Carga de muro de ladrillo 6 huecos $e=18 \text{ cm}$ (terraza)



- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm.
- Mortero Dosificación 1 : 6

$$\text{Número de ladrillos en 1 m horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ pza/m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 7.14 \text{ pza/m}$$

$$\text{Conjunto de ladrillos en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 4 \cdot 7.14 = 28.56 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Volumen de ladrillo en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 18 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 28.56 = 148\,055.04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } \text{m}^2 = 100 \cdot 100 \cdot 18 - 148\,055.04 = 31\,944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3.5 kg (unidad) - Fuente: *Catalogo INCERPAZ*.

El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como: $\gamma_{\text{mort}} = 2100 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1*).

Revoque exterior de cemento = $2100 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 21 \text{ Kg/m}^2\text{cm}$ de espesor.

Revoque interior de cemento = $2100 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 21 \text{ Kg/m}^2\text{cm}$ de espesor.

El peso de muro por m^2 es:

$$\begin{aligned} 28.56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2\text{cm}} 1\text{cm} + 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2\text{cm}} 1\text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0319 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \\ = 208.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

La altura del muro que se tiene es de $h = 1 \text{ m}$.

$QM_{1-18} = 1 \cdot 208.95 = 208.95 \text{ Kg/m}$.

Para la introducción al programa se carga $QM_{1-18} = 0.21 \text{ Tn/m}$ (CYPE)

2.6. Carpintería metálica con vidrio (entrada principal)

Figura 4. Puerta de entrada principal



Fuente: Plano Arquitectónico

Vidrios armados de 6 mm de espesor = 15 kg/m^2

La altura del muro que se tiene es de $h = 3\text{ m}$

$$PM_{\text{vidrio}} = 15 \text{ kg/m}^2 \cdot 3\text{ m} = 45 \text{ kg/m}$$

Para la introducción al programa se carga $QM_{\text{vidrio}} = 0.045 \text{ Tn/m}$

2.7. Carga de ventana de vidrio de fachada frontal

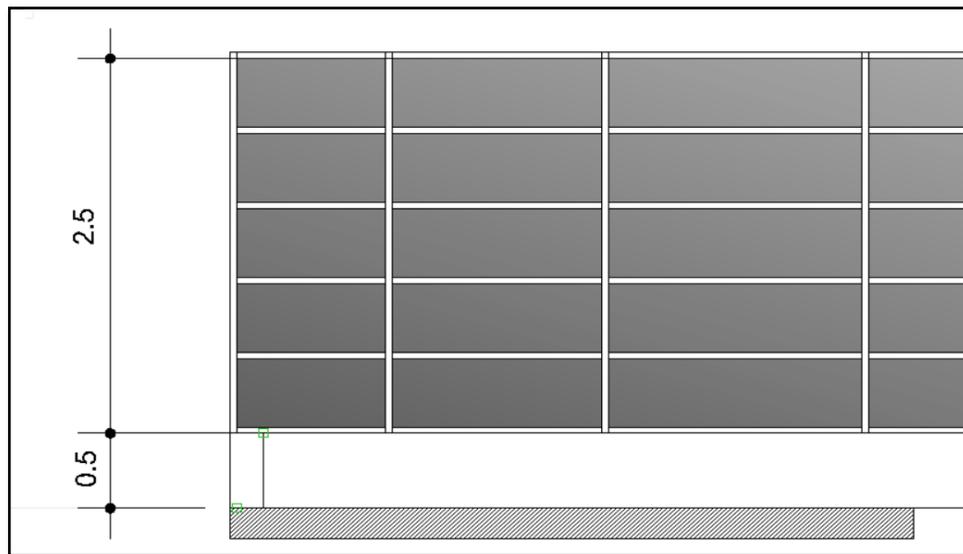
$$Q_{\text{ventana}} = Q_{\text{vidrio}} + Q_{\text{muro}}$$

Vidrios armados de 6 mm de espesor = 15 kg/m^2

La altura del muro que se tiene es de $h = 2.5\text{ m}$

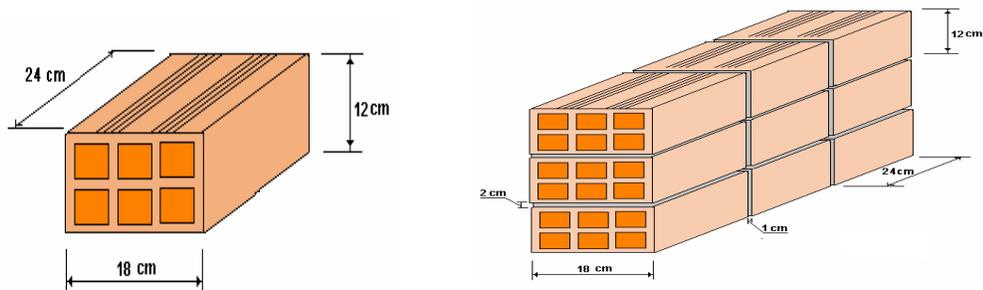
$$Q_{\text{vidrio}} = 15 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 37.5 \text{ kg/m}$$

Figura 5. Ventana de vidrio de fachada frontal



Fuente: Plano Arquitectónico

Muro exterior de espesor = 18 cm



$$\text{Número de ladrillos en 1 m horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ pza/m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 7.14 \text{ pza/m}$$

$$\text{Conjunto de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 \cdot 7.14 = 28.56 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 28.56 = 148\,055.04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en m}^2 = 100 \cdot 100 \cdot 18 - 148\,055.04 = 31\,944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3.5 kg (unidad) - Fuente: *Catalogo INCERPAZ.*

El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como: $\gamma_{\text{mort}} = 2100 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1).*

Peso específico del mortero de yeso $\gamma_{\text{mort}} = 1250 \text{ kg/m}^3$ - Fuente: *IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1).*

$$\text{Revoque exterior de cemento} = 2100 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 21 \text{ Kg/m}^2\text{cm de espesor.}$$

$$\text{Revoque interior de yeso se tiene} = 1250 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.01\text{m} = 12.5 \text{ Kg/m}^2\text{cm de espesor}$$

El peso de muro por m^2 es:

$$\begin{aligned} 28.56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2\text{cm}} 1\text{cm} + 12.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2\text{cm}} 1\text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0319 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \\ = 200.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

La altura del muro que se tiene es de $h = 0.5 \text{ m}$.

$$Q_{\text{muro}} = 0.5 \cdot 200.45 = 100.225 \text{ Kg/m.}$$

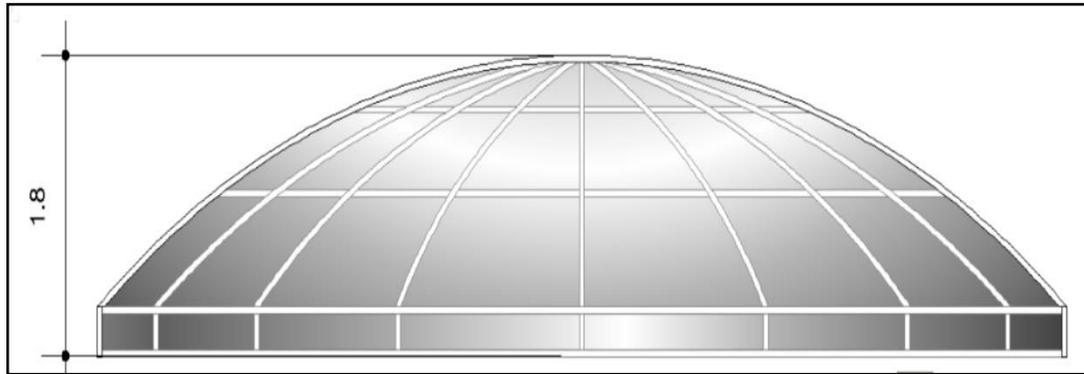
$$Q_{\text{ventana}} = 37.5 \text{ kg/m} + 100.225 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{\text{ventana}} = 137.725 \text{ Kg/m}$$

Para la introducción al programa se carga $Q_{\text{ventana}} = 0.14 \text{ Tn/m (CYPE)}$

2.8. Carga sobre la Cubierta de policarbonato

Figura 6. Cubierta de policarbonato



Fuente: Plano Arquitectónico

La cubierta de policarbonato funciona como un tragaluz, por lo tanto, se realizará un cálculo estimativo y referencial de la misma, para poder determinar la carga que se transmitirá a la viga de la parte superior de la losa.

Policarbonato Alveolar	Espesor (mm)	Peso (g/m ²)	Radio mín. curvatura en frío (m)	Factor U ASTM C 177 TNO (win °C)	Transmisión de luz (%) ASTM D1003 (%)				Tamaño planchas (m)
					Transparencia	Opal	Polysshade	Bronce	
	4	800	0,70	3,9	82	-	-	42	1,05 x 2,90
	6	1300	1,05	3,6	80	-	18	42	2,10 x 2,90
	8	1500	1,4	3,3	80	25	18	42	2,10 x 5,80
	10	1700	1,75	3,0	79	25	18	42	2,10 x 8,70
	16	2700	2,8	2,3	72	35	18	42	2,10 x 5,80
									2,10 x 11,60

Fuente: Catalogo de cubiertas de policarbonato

Las placas de policarbonato están diseñadas para soportar la presión de viento, por lo tanto, solo se adopta un espesor recomendado de 16 mm.

A continuación, se detalla el tipo de perfil a utilizar:

PERFIL H CLIP 16 mm		
5,80 m	3012110022060	\$
11,60 m	3012110021060	\$

Filtro UV coextruido

Fuente: Catalogo perfiles para cubiertas

Peso de policarbonato Alveolar = 2.7 kg/m²

Peso lineal que considerar:

$$Carga_{cubierta} = 2.7 \frac{kg}{m^2} \cdot 1.8m$$

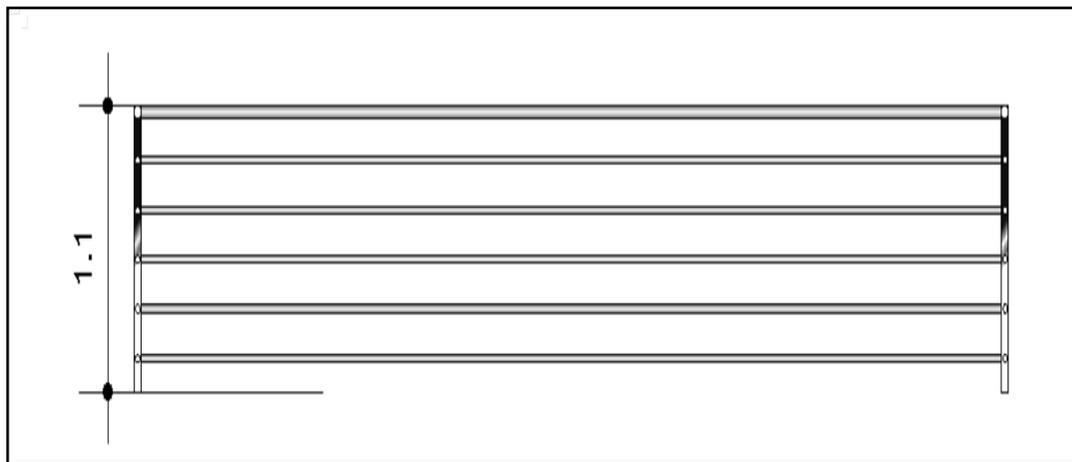
$$Carga_{cubierta} = 4.86 \text{ kg/m}$$

La cubierta será inaccesible debido a su forma peculiar, por lo tanto solo se considerará una sobre carga de instalación y el peso de los perfiles de aluminio donde se apoyara la cubierta de policarbonato tipo domo, para la introducción al programa tendremos:

Para la introducción al programa se carga $Q_{cubierta} = 0.5 \text{ Tn/m}$ (CYPE)

2.9. Carga de barandas

Figura 7. Barandas Metálicas



Fuente: Plano Arquitectónico

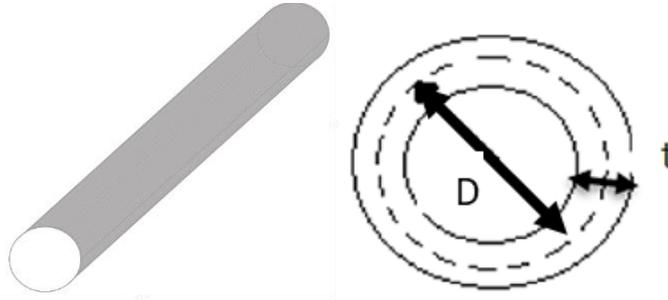
Diámetro externo de tubería: $D = 2" = 0.051 \text{ m}$

Espesor de la pared: $e = 1/8" = 0.003 \text{ m}$

Diámetro hueco de tubería: $d = 0.044 \text{ m}$

Peso específico del acero galvanizado: $\gamma_{A^{\circ}G^{\circ}} = 7700 \text{ kg/m}^3$

Número de barandas:	N = 6
Separación entre ejes de tuberías:	S = 0.18 m
Altura total del barandado:	h = 1.1 m



$$Carga_{barandado} = \gamma A^{\circ} G^{\circ} \cdot \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4} \cdot N^{\circ} barandas$$

$$Carga_{barandado} = 21.95 \text{ kg/m}$$

Para la introducción al programa $Q_{ventana} = 0.022 \text{ Tn/m (CYPE)}$

3. Sobrecarga de servicio o diseño

Las sobrecargas de diseño o cargas vivas serán aquellas referentes a la función que desempeñara la edificación en su vida útil y carga de presión de viento.

La carga viva para la edificación será aplicada según norma, en la Tabla 1 se refleja un resumen de los valores de carga viva que se adoptaron de acuerdo con la Tabla 1 del Anexo 3.

Se tendrá los siguientes valores:

Tabla 1. Sobrecargas de diseño

TIPO DE SERVICIO	SOBRECARGA
Hospitales	
Salas de operaciones, laboratorios	300 kg/m ²
Habitaciones privadas	200 kg/m ²
Salas	200 kg/m ²
Corredores en pisos superiores a planta baja	400 kg/m ²
Escaleras	400 kg/m ²

Fuente: IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1

4. Acción del viento

En Bolivia no contamos con una normativa de vientos aprobada es por eso que no se cuenta con datos fehacientes de las acciones que el viento puede producir en una estructura, sin embargo se cuenta con una normativa que está en revisión ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA APBN-1225003-1, la misma cuenta con datos de velocidades del viento para los distintos departamentos del país, estos datos se obtendrán para introducir en el programa para que realice el cálculo de la estructura.

El proyecto se localiza en la comunidad de Tolomosa Grande, departamento de Tarija.

Para poder determinar la velocidad del viento se tomarán dos criterios, de los cuales se tomará el registro más desfavorable.

- Los datos Obtenidos de las velocidades del viento para la Ciudad de Tarija se reflejan a continuación en la Tabla 2.

Los valores obtenidos de esta norma boliviana que está en revisión de la velocidad del viento para la ciudad de Tarija es de 24 m/s.

1988	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1989	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1990	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1991	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1992	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1993	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1994	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1995	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1996	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1997	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1998	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
1999	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2000	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2001	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2002	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2003	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2004	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
2005	****	****	****	****	****	****	****	****	31	22.5	30	31	****
2006	9.5	9.5	9.5	15.5	22.5	22.5	22.5	31	22.5	40.5	22.5	22.5	40.5
2007	15.5	****	15.5	15.5	****	22.5	****	49.5	22.5	31	22.5	15.5	****
2008	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	22.5	49.5	60	60	31	30	22.5	60
2009	22.5	22.5	22.5	22.5	31	22.5	71.5	22.5	40	22.5	22.5	22.5	71.5
2010	31	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	22.5	15.5	15.5	15.5	31
2011	****	22.5	15.5	15.5	15.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	31	22.5	****
2012	****	22.5	22.5	31	22.5	****	****	40	22.5	31	22.5	40	****
2013	15.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	31	22.5	22.5	15.5	22.5	15.5	31
2014	22.5	15.5	22.5	22.5	15.5	22.5	31.5	22.5	22.5	22.5	15.5	15.5	31.5
2015	22.5	15.5	22.5	15.5	15.5	22.5	22.5	31	22.5	31.5	31.5	31.5	31.5
2016	31.5	25.5	22.5	22.5	22.5	22.5	31.5	31	22.5	22.5	22.5	22.5	31.5
2017	22.5	22.5	15.5	15.5	22.5	49.5	****	****	****	****	****	****	****
Máxima velocidad registrada en los últimos años													71.5

Fuente: SISMET – SENAMHI

Máxima velocidad registrada en los últimos años = 71.5 km/h = 19.86 m/s

Se tomará como velocidad del viento:

$$v = 24 \text{ m/s}$$

La carga de viento para la introducción al programa requiere como datos los anchos de banda que son las longitudes de la fachada expuestas en dirección perpendicular a la acción del viento y la velocidad de referencia. Los anchos de banda se obtienen de los planos arquitectónicos en el sentido X = 32 m y el sentido Y = 32 m.

Entonces introduciendo al programa los datos mencionados anteriormente quedan de la siguiente manera:

Figura 8. Datos introducidos al programa CYPECAD

The screenshot displays the configuration window for wind load calculation in CYPECAD. On the left, a list of countries is shown with radio buttons, with 'Bolivia' selected. The main panel is titled 'NB 1225003-1' and 'NORMA BOLIVIANA NB 1225003-1'. It features two checked options for wind action: 'Acción de viento según X' and 'Acción de viento según Y', both with a coefficient of 1.00. Below these, the band widths are set to 32.00 m for both X and Y directions. The 'Categoría de uso' is set to III, with a description: 'Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla.' The 'Datos del emplazamiento' section shows a basic wind velocity of 24.00 m/s. Under 'Tipo de estructura', 'Dirección X' and 'Dirección Y' are both set to 'C'. The 'Categoría del terreno' is set to 'Única', with a description: 'Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.' Finally, the 'Orografía del terreno' is set to 'Llano'.

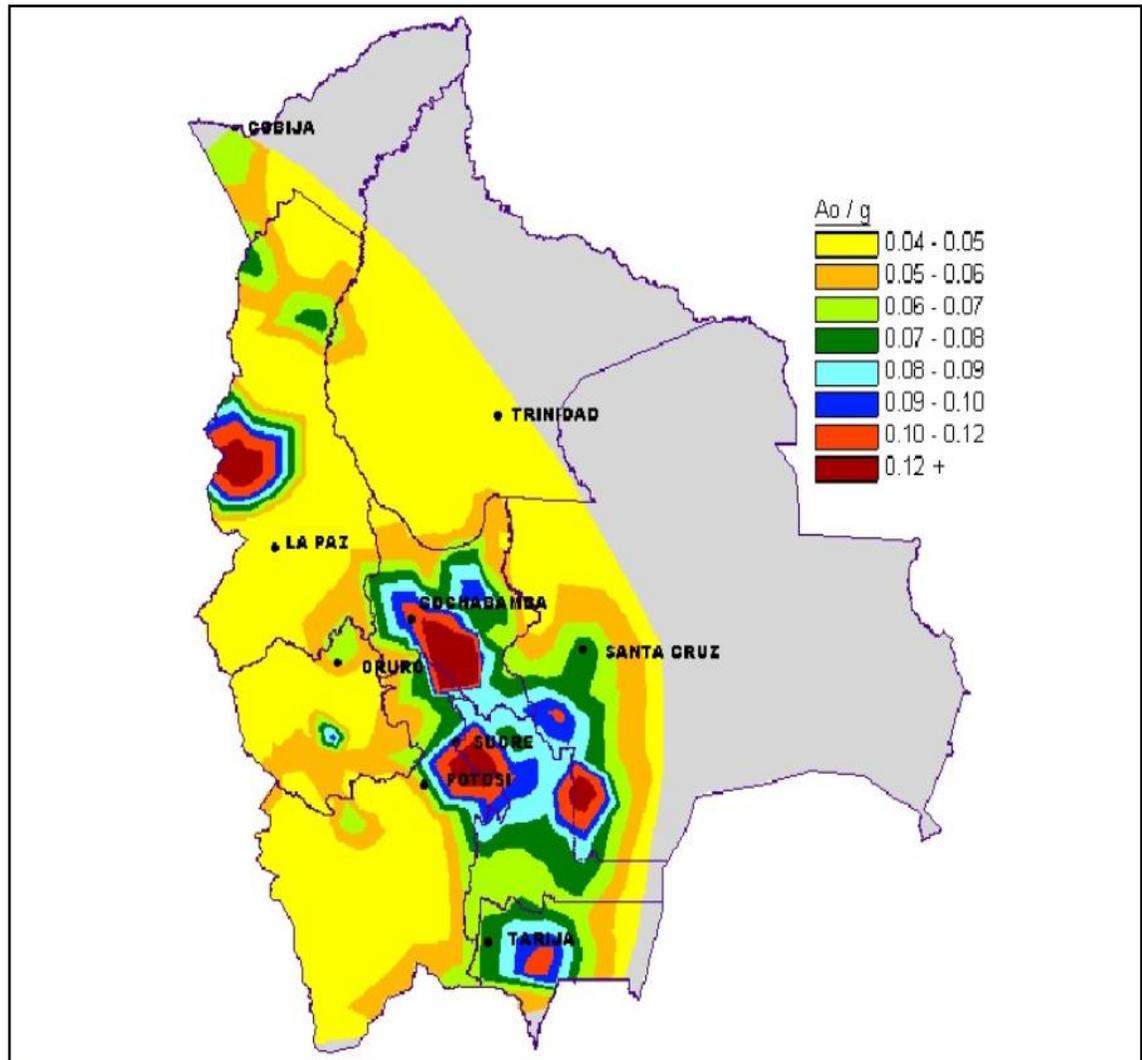
Fuente: CYPECAD

5. Acción sísmica

La aceleración sísmica probable para la comunidad de Tolomosa Grande es 0.07 Ao/g con esta aceleración pertenece a un espectro TIPO III, imperceptible para la mayoría de las personas y que no generaran daños severos en la estructura por la acción de este efecto

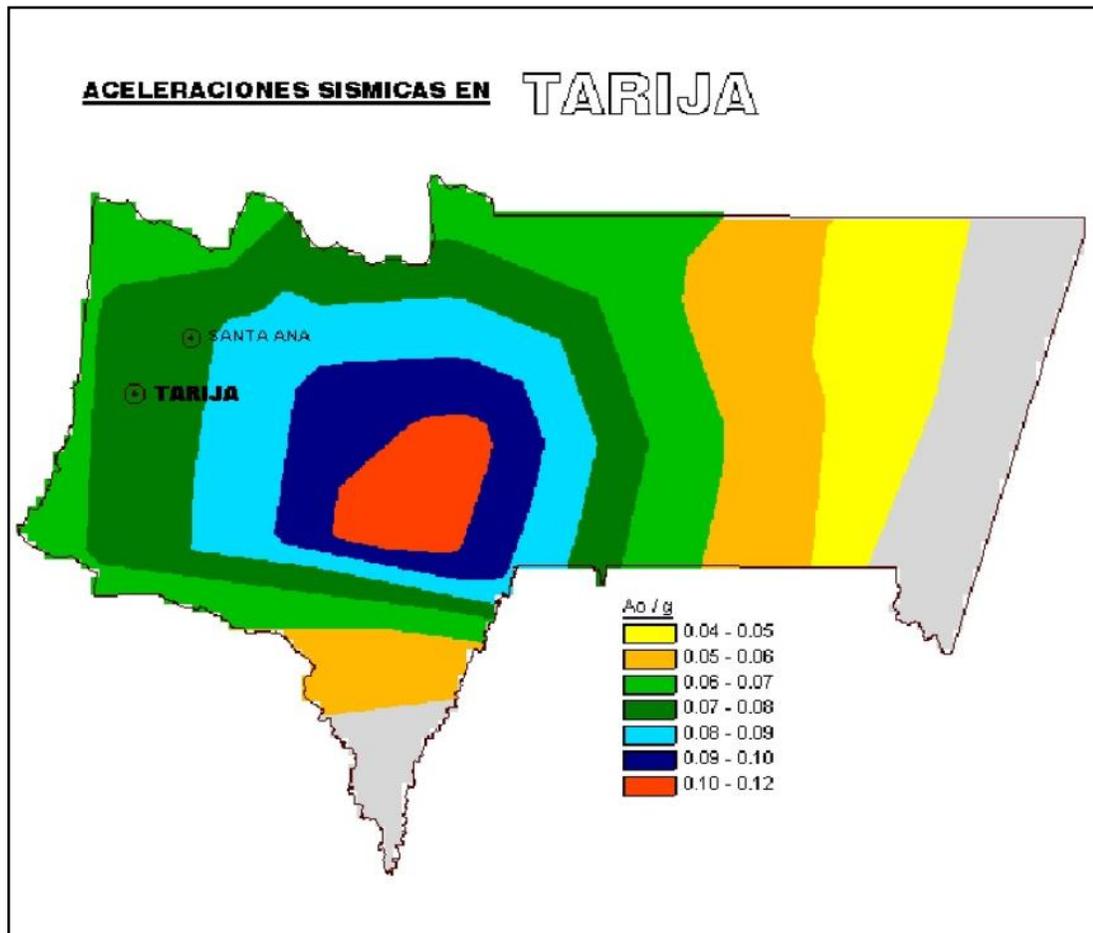
sísmico, según los datos obtenidos de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006, por esta razón no se consideró esta acción en el análisis de cargas ni en el cálculo estructural.

Figura 9. Aceleraciones Sísmicas en Bolivia



Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

Figura 10. Aceleraciones Sísmicas en Tarija



Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

6. Tanque elevado de Agua

Debido a que no se cuenta con datos exactos de la demanda de agua del centro de salud, se asumirá una demanda diaria de 10 000 litros/día, según ficha técnica de Tank – Burg, distribuidora oficial.

Tabla 4. Especificaciones Técnicas de Tanques de Almacenamiento

CAPACIDAD (L)	300	450	650	900	1000**	1200	1500**	2000	2500	3000	3500	5000	10000	20000	25000
ALTURA (mm)	730	930	1210	1200	1220	1290	1250	1530	1935	1700	1880	2030	2610	3234	3829
DIÁMETRO (mm)	850	850	930	1040	-	1200	-	1400	1400	1750	1750	2000	2320	2957	2957
ANCHO (mm)	-	-	-	-	1100	-	1150	-	-	-	-	-	-	-	-
LARGO (mm)	-	-	-	-	1200	-	1600	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: <http://www.plaxburg.com/folletos-pdf/folletoTanques>

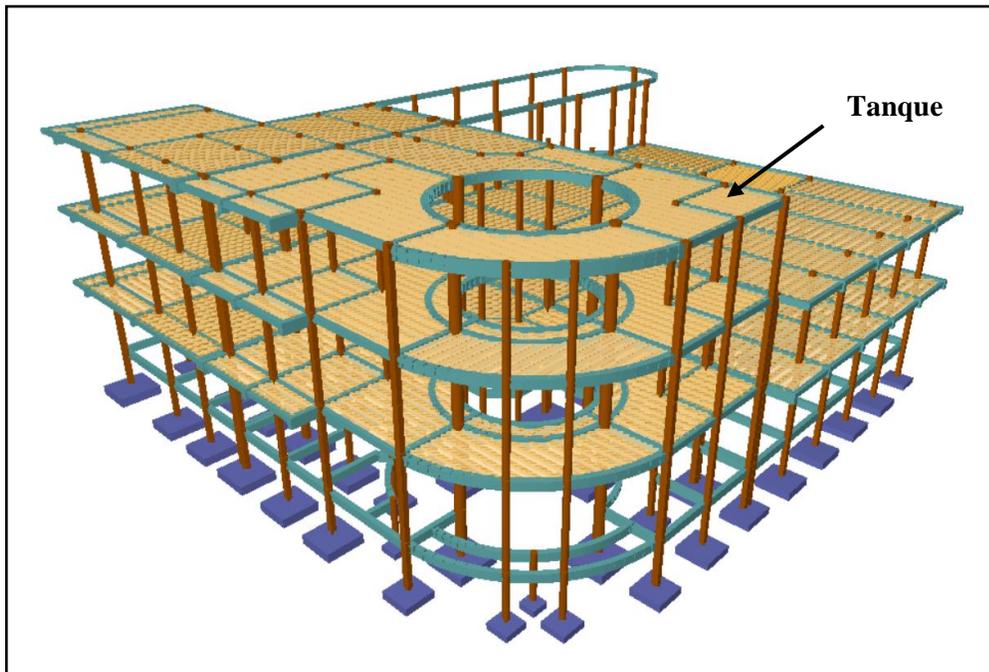
Figura 11. Tanques de Almacenamiento Tank - Burg



Fuente: <http://www.plaxburg.com/folletos-pdf/folletoTanques>

El tanque de almacenamiento se encontrará apoyado sobre la losa que corresponde a los baños del centro de salud para una distribución mucho más eficiente al área sanitaria.

Figura 12. Ubicación del Tanques de Almacenamiento



Fuente: CYPECAD

Cálculo de la carga superficial según capacidad y dimensiones del tanque de almacenamiento

Se considerará como una sobrecarga de uso ya que estará en uso constante y dicha carga estará presente en su totalidad solo en algunos momentos donde no se haga uso de artefactos sanitarios.

Capacidad = 10 000 litros = 10 000 kg

Diámetro = 2.32 m

$$Q_{Tanque} = \frac{\text{capacidad}}{\text{Area}}$$
$$Q_{Tanque} = \frac{10\,000\text{ kg}}{\frac{\pi}{4} \cdot 2.32^2} = 2\,365.56\text{ kg/m}^2$$
$$Q_{Tanque} = 2.36\text{ tn/m}^2$$

Para la introducción al programa $Q_{Tanque} = 2.5\text{ tn/m}^2$ (CYPE)