

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO
MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE
TARIJA

UBICACION: ZONA SAN BERNARDO DE LA CIUDAD DE
TARIJA

SOLICITANTE: SR. JOSE LUIS HOYOS CRUZ



CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

INFORME ESTUDIO DE SUELOS

TARIJA - BOLIVIA



INDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCION.....	1
2. OBJETIVOS.....	1
3. CARACTERISTICAS DEL LUGAR DE ESTUDIO.....	2
4. ALCANCE DEL TRABAJO.....	3
5. TRABAJO DE CAMPO.....	4
6. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	5
7. TRABAJOS DE GABINETE.....	5
8. CONCLUSIONES.....	11
9. RECOMENDACIONES.....	12
10. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	12
ANEXOS	
RESULTADOS DE LABORATORIO.....	14
REPORTE FOTOGRAFICO.....	18

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Licencia Profesional N° 1122
MATERIA: DISEÑO CIVIL
2011-11-27



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

INFORME ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR

HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA

1. INTRODUCCION. -

A solicitud del contratante la Sr. José Luis Hoyos Cruz, nuestra Empresa Consultora y Constructora CEPAS, movilizó a campo el equipo de laboratorio de suelos y ha empezado con los trabajos los días 10 de marzo del 2023 continuando posteriormente con las siguientes fases de 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. OBJETIVOS. -

El objetivo principal de la investigación geotécnica, es la determinación e interpretación de las características geotécnicas del terreno de fundación para brindar la información geotécnica para la elaboración del proyecto de grado DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA.

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

CEPAS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 977
M.I. 11 977
M.I. 11 977



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

3. CARACTERISTICAS DEL LUGAR DE ESTUDIO. –

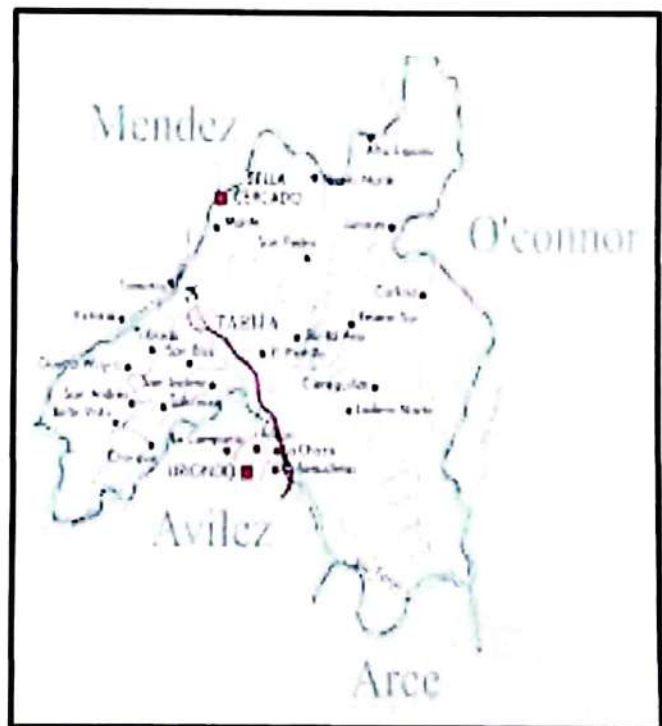
3.1 Geografía y delimitación del lugar de estudio

La Provincia Cercado de Tarija o Provincia de Cercado es una de las 6 provincias en las que se divide el departamento de Tarija, al sur de Bolivia. Está ubicada en el centro-oeste del departamento. Limita al norte, noroeste y oeste con la provincia Eustaquio Méndez Arenas, al este con la provincia del General Francis Burdett O'Connor, al sureste con la provincia de Aniceto Arce Ruiz, al sur y suroeste con la de provincia del General José María Avilés. Su capital es la ciudad de Tarija, que también lo es de todo el departamento

Ilustración 1 UBICACION DE LA PROVINCIA EN EL TERRITORIO NACIONAL



Ilustración 2 DELIMITACION DE LA PROVINCIA CERCADO



3.2 Ubicación del lugar del Ensayo

Geográficamente, la provincia de cercado se ubica entre la Latitud Sur de $21^{\circ} 30' 00''$ a $64^{\circ} 40' 00''$; Longitud Oeste, y el punto del ensayo se encuentra en las coordenadas geográficas mostradas a continuación en la siguiente tabla.

CEPAS S.R.L.
Esteban Tarija
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 377
BOLETA DE PROFESION



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

SONDEO	COORDENADAS GEOGRAFICAS		ZONA
	S	O	
S-01	21°31'25.62"S	64°43'6.19"O	20K
S-02	21°31'25.89"S	64°43'6.22"O	20K
S-03	21°31'26.17"S	64°43'6.26"O	20K

La figura a continuación presenta la imagen satelital del sitio de estudio:

Ilustración 3 UBICACION DEL ENSAYO



4. ALCANCE DEL TRABAJO

El presente informe geotécnico presenta la información de la propiedades y características del área de estudio el cual debe de ser debidamente interpretado con el fin de proyectar la fundación más adecuada que compatibilice el tipo de estructura con el tipo de suelo y así obtener estructuras que garanticen su funcionalidad y durabilidad.

Para lograr el alcance del trabajo se lo realizado en tres etapas las cuales son:

- TRABAJO DE CAMPO
- ENSAYOS DE LABORATORIO
- TRABAJOS EN GABINETE



Calle IV Centenario Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 78943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

5. TRABAJO DE CAMPO

Para ello se transportó personal y equipo de laboratorio al lugar de estudio en el cual se realizó la excavación de manera manual con herramientas menores, procediendo a la extracción de testigo y a la ejecución del ensayo S.P.T. los cuales nos proporcionarán los datos necesarios para la caracterización del terreno, se observarán niveles de estratos y sus parámetros geotécnicos, así como la identificación de Nivel Freático en caso de que lo hubiera.

Para ello fueron realizadas las siguientes actividades

5.1.1 Inspección Visual de la Calicata o Sondeo

Para la realización del ensayo mediante una excavación con herramientas menores mediante calicata, se verifico la presencia de un material de características areno-arcillosas en cada una de las calicatas.

5.1.2 Descripción del perfil del suelo y detección de las anomalías

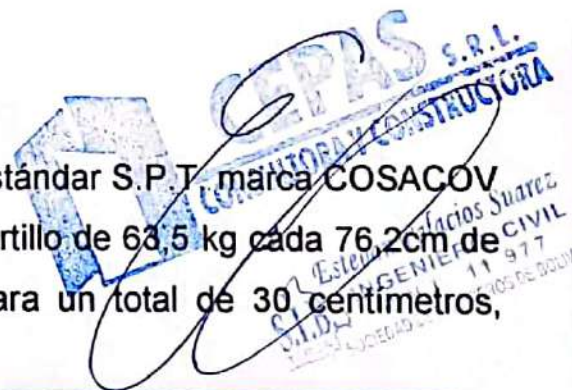
Mediante los ensayos de penetración estándar se verifico la presencia de material arenoso-arcilloso en cada una de las calicatas de estudio las cuales fueron estudiados hasta los 4.00 m de profundidad presentando la misma estratigrafía, una vez realizado el ensayo SPT se pudieron determinar características del terreno encontrando los parámetros físicos y mecánicos del sub suelo.

5.1.3 Detección del Nivel Freático

Mediante la excavación realizada no se observó la presencia de nivel freático hasta los 4.00 m de profundidad donde se da fin a los ensayos.

5.1.4 Ejecución del Ensayo de Penetración Estándar

El ensayo realizado fue mediante el equipo de Penetración Estándar S.P.T. marca COSACOV industria argentina mediante 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,



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

4

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

muestreador de Terzaghi bipartido punta de acero con cabeza de acoplamiento con dos orificios y válvula de retención bola.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para los trabajos de laboratorio fueron realizados los siguientes ensayos:

- **Granulometría.** - Para el análisis granulométrico los valores obtenidos fueron realizados bajo norma AASHTO T88-70 los cuales se presentarán en el apartado de Anexos.
- **Límites de Atterberg.** - Los valores obtenidos para límites de Atterberg fueron regidos bajo norma AASTHO T89-68 Y ASTM D423-66 los cuales se presentarán en el apartado de Anexos.
- **Humedad Natural.** - Los valores obtenidos para el cálculo de la humedad natural del suelo fueron regidos bajo norma ASTM D2216-71 los cuales se presentarán en el apartado de Anexos.
- **Clasificación de Suelos.** - Los resultados obtenidos para la determinación del tipo de suelo fueron realizados mediante norma AASHTO Y SUCS (Sistema unificado para clasificación de suelos) los cuales se presentarán en el apartado de Anexos.

Los cálculos y resultados de los ensayos de laboratorio serán presentados en el apartado de trabajos de gabinete y Anexos del presente informe.

7. TRABAJO DE GABINETE

El trabajo de gabinete consiste en la recopilación de los datos generados en el trabajo de laboratorio para así proceder a los cálculos e interpretación de los resultados los cuales brindaran la información requerida de los parámetros geotécnicos del terreno.

- **Humedad Natural**

Para los ensayos realizados se presenta los siguientes valores al contenido de las muestras ensayadas.

$$W(\%) = \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100$$

CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Y. Esteban Palacios Suarez
C.I.B.S. INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 977
T.P. DE SOCIEDAD DE MAESTROS DE BOLIVIA



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 729 43090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

5

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

W%: Contenido de Humedad en porcentaje

Ph: Peso suelo húmedo

Ps: Peso suelo seco

SONDEO	PROFUNDIDAD	% DE HUMEDAD	GRADO DE HUMEDAD
	m		
S-01	2,00	16,51%	MEDIO
S-02	3,00	17,88%	MEDIO
S-03	4,00	17,96%	MEDIO

- Granulometría**

Para los ensayos realizados se presenta los siguientes valores al contenido de las muestras ensayadas.

SONDEO	PROFUNDIDAD		PASANTE POR TAMICES (%)				
	mts		4	10	40	60	200
S-01	0,00	2,00	100	87,47	64,79	48,6	21,06
S-02	0,00	3,00	100	87	70,09	55,9	34,76
S-03	0,00	4,00	100	87,86	62,16	47,95	30,93

- Límites de Atterberg**

Para los ensayos realizados se presenta los siguientes valores al contenido de las muestras ensayadas.

SONDEO	PROFUNDIDAD		LÍMITES DE ATTERBERG		
	mts		LL	LP	IP
S-01	0,00	2,00	29,70%	16,70%	13,00%
S-02	0,00	3,00	29,15%	18,13%	11,00%
S-03	0,00	4,00	29,15%	13,73%	15,40%

- Clasificación del Suelo SUCS Y AASHTO**

Para los ensayos realizados se presenta los siguientes valores al contenido de las muestras ensayadas.

SONDEO	PROFUNDIDAD		CLASIFICACION	CLASIFICACION
	mts		UNIFICADA	AASHTO
S-01	0,00	2,00	SC	A-2-6 (1)
S-02	0,00	3,00	SC	A-2-6 (1)
S-03	0,00	4,00	SC	A-2-6 (1)

CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 977
MAGISTER EN INGENIERIA DE BO



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarja - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

- Ensayo de Penetración Estándar S.P.T.

Mediante el ensayo de penetración estándar se obtuvieron los siguientes valores para un hincamiento de 30 cm en el suelo, para los cuales se deberán corregir por los diferentes factores de corrección propuestas por diferentes autores y normas que son de amplio uso en el diseño geotécnico.

SONDEO	PROFUNDIDAD		Nº Golpes	Nº Golpes	Nº Golpes	Nº golpes
	mts		Compactacion	Primeros 15 cm	Segundos 15 cm	Nspt
S-01	0,00	2,00	6,0	8,0	10,0	18,0
S-02	0,00	3,00	9,0	10,0	12,0	22,0
S-03	0,00	4,00	7,0	11,0	14,0	25,0

Los valores reportados para el numero de golpes Nspt deberán de ser corregidos con factores que tomen en cuenta la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y la longitud de la barra, según (Skempton, 1986)

$$N_{60} = C_B \times C_S \times C_R \times \frac{ER_f \times N_{SPT}}{60}$$

ER_f : Eficiencia del martillo

C_B : Corrección por diámetro del orificio

C_S : Corrección por muestreador

C_R : Corrección por largo de barra

Los valores de ER_f ; C_B ; C_S ; C_R ; y C_N en caso de arenas se obtienen los valores de la siguiente tabla:



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64059 - 72943000
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

7

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

Table 3 Recommended corrections for SPT blowcount values, taken from Robertson and Wride (1997), as modified from Skempton (1986)

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden Pressure		C_N	$(Pa / \sigma'_{vo})^{0.5}$ but $C_N \geq 2$
Energy ratio	Donut Hammer	C_E	0.5 to 1.0
	Safety Hammer		0.7 to 1.2
	Automatic Hammer		0.8 to 1.5
Borehole diameter	65 mm to 115 mm	C_B	1.0
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Rod length	3 m to 4 m	C_R	0.75
	4 m to 6 m		0.85
	6 m to 10 m		0.95
	10 m to 30 m		1.0
	30 m		1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
	Sampler without liners		1.1 to 1.3

En caso de tener suelos arenosos el valor de N deberá ser afectado por un factor C_N debido a la presión de sobre carga efectiva para lo cual se presenta la siguiente ecuación, (Liao, Whitman 1986)

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

Donde:

$$C_N = \left[\frac{1}{\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}} \right]^{0.5}$$

Para suelos arenosos que se encuentren saturados y el número de golpes N_{spt} supera los 15 golpes se aplica la siguiente corrección Terzagui y Peck (1948).

$$(N_1)_{60 \text{ corregido}} = 15 + \frac{1}{2} [(N_1)_{60} - 15]$$



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

8

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

Los valores obtenidos se presentan a continuación en la siguiente tabla.

SONDEO	PROFUNDIDAD		Nº Golpes	Nº60	(N1)60	(N1)60
	mts		NSPT			corregido
S-01	0,00	2,00	18,0	17,0	NO APLICA	NO APLICA
S-02	0,00	3,00	22,0	18,0	NO APLICA	NO APLICA
S-03	0,00	4,00	25,0	23,0	NO APLICA	NO APLICA

• Análisis de Capacidad de Carga Admisible.

A partir de los valores reportados del Número de golpes Nspt y las debidas correcciones asumidas, se realizó el cálculo de la capacidad máxima admisible para el suelo a estudio el cual se muestra a continuación en la siguiente tabla.

Durante la realización del ensayo la punta o cuchara de terzaghi penetro la matriz del material arenoso reportando 9 golpes para los 30 cm de estudio, para lo cual se reportó un valor de 0.88 kg/cm2 de resistencia.

SONDEO	PROFUNDIDAD		Nº Golpes	Capacidad de Carga Admisible Kg/cm2
	mts		NSPT	
S-02	2,00	3,00	18,00	1,80
S-03	0,00	2,00	22,00	1,85
S-03	2,00	4,00	25,00	1,96

• Módulo de Balasto

Para el cálculo del módulo de Balasto se utilizarán la siguiente tabla propuesta por diversos autores mostrada a continuación, para este caso se utilizarán valores del Autor Jiménez Salas el cual posteriormente serán corregidos mediante formula de terzaghi según tamaño de la fundación.

Valores de K30 en Kg/cm3 por Jimenez Salas		
Tipo Suelo	K30 min	K30 max
Suelo Fangoso	0,5	1,5
Arena seca o húmeda, suelta (Nspt 3 a 9)	1,2	3,6
Arena seca o húmeda, media (Nspt 9 a 30)	3,6	12
Arena seca o húmeda, densa (Nspt 30 a 50)	12	24
Grava fina con arena fina	8	10
Grava media con arena fina	10	12
Grava media con arena gruesa	12	15
Grava gruesa con arena gruesa	15	20
Grava gruesa firmemente estratificada	20	40
Arcilla blanda qu 0,25 a 0,5 kg/cm2	0,65	1,3
Arcilla media qu 0,5 a 2,0 kg/cm2	1,3	4
Arcilla compacta qu 2,0 a 4,0 kg/cm2	4	8
Arcilla margosa dura qu= 4 a 10 kg/cm2	8	21
Marga arenosa rigida	21	44
Arena de miqta y tosco	22	110
Marga	22	2200
Caliza margosa alterada	150	220
Caliza sana	885	36000
Granito meteorizado	30	9000
Granito sano	1700	3600

Los terrenos granulares bajo en NF tendran una K=0,6"de la tabla



Calle IV Centenario Nº2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

66 64069 - 72943090
04 66 64059
estebantarija@hotmail.com

9

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

Según terzaghi (1955) para zapatas cuadradas de ancho b (m) sugirió extrapolar los valores de K30 mediante la siguiente ecuación.

Fundaciones Cuadras:

$$K = K_{30} \times \left[\frac{B \times 0.3}{2 \times B} \right]^2$$

Losa de Fundación:

$$K = K_{30} \times \left[\frac{B \times 0.3}{2 \times B} \right]^2 \times \left[\frac{1 + 0.5 \times \frac{B}{L}}{1.5} \right]$$

Por lo tanto, se adoptan los siguientes valores:

COEF. DE BALASTO CORREGIDO (K)		
B (m)	K	PROF. EFECTIVA (2B)
1,00	1,35	2,00
2,00	0,33	4,00
3,00	0,34	6,00
4,00	3,15	8,00

CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Ing. Esteban Palacios Suarez
R.N.I. 11 977
PROFESIONADO EN BOLIVIA



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
0

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

8. CONCLUSIONES

La investigación geotécnica se realizó con el objetivo de determinar los parámetros físico mecánicos del subsuelo.

Al realizar los ensayos de penetración estándar SPT en la calicata de estudio no se observó la presencia de Nivel Freático hasta el nivel de estudio.

Una vez realizando el ensayo y obteniendo las muestras del suelo ensayado es de hacer notar que hasta 4.00 m se encontró un material areno-arcilloso, mediante el ensayo SPT se verifico la presencia de dicho material.

Respecto al número de golpes reportado en campo a los 2.00 m de ensayo reportan un numero de 18 golpes, respectivamente 22 golpes en la calicata N°2 para los 3 m y un numero de 25 golpes para la calicata N°3 a los 4 m de profundidad, para los cuales se obtuvieron valores de resistencia relativamente bajos. Para los cálculos de la capacidad admisible serán utilizadas las respectivas correcciones de acuerdo al Euro código y otros autores mencionados si fuese necesario para los valores reportados del número de golpes N_{spt} a N (60) de los cuales se realizaron las respectivas correlaciones para el cálculo.

El presente informe son resultados de ensayos realizados con el objetivo de determinar los parámetros físicos y mecánicos del terreno a estudio para el proyecto de grado y solo debe ser usado como material de apoyo para la tesis en especifico DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA.


Esteban Palacios Suarez
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 977
0219 22 22 22 22



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
1

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

9. RECOMENDACIONES

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.

Según normativa internacional referente a la determinación de la capacidad de carga admisible a partir del ensayo de SPT, es posible emplear las ecuaciones propuestas por diferentes autores como Meyerhof, Terzaghi, Peck, y otros autores, sin embargo, esto dependerá del criterio del calculista.

10. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Coduto, D. (1994) Foundation Design: Principles and Practices (1ª ed.). Pearson Education Editores. California. Estados Unidos de América.

Sempere, T., Herail, G. y otros (1988) Los Aspectos Estructurales y Sedimentarios del Oroclito boliviano. Publicaciones del V Congreso Geológico Chileno. Tomo I, pág. 127-142.

Minaya, E., y González, M (2009) La Falla de Cochabamba. Atlas de Deformaciones de Los Andes. Proyecto Multinacional Andino: Geociencia para las Comunidades Andinas. Publicación Geológica Multinacional, No. 7.

Guía boliviana para el Diseño Sísmico. Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda del Estado Plurinacional de Bolivia.

CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
ESTEBAN SUAREZ
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 977



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
2

RESULTADOS DE LABORATORIO



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
4

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

CEPAS S.R.L.	ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. Y S.U.C.S.	DEPARTAMENTO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA	Designacion A.A.S.H.T.O. -A.S.T.M.	Página: 03

CLIENTE:	Sr. Jose Luis Hoyos Cruz	MATERIAL:	Arenas arcillosas, arenas arcillosas-	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA			
UBICACION:	Barrio San Bernardo, Provincia Cercado del Departamento de Tarija		COORDENADAS:	Latitud 21°31'25.62"S Longitud 64°43'6.19"O
FECHA DE ENSAYO:	viernes, 10 de marzo de 2023			

CARACTERISTICAS DEL MUESTREO:	S.P.T. N°	01	MUESTRA N°	01	PROFUNDIDAD (m):	0,00	a	2,00	FECHA DE MUESTREO:	10/3/2023
--------------------------------------	-----------	----	------------	----	------------------	------	---	------	--------------------	-----------

% DE HUMEDAD Y ANALISIS GRANULOMETRICO				
% DE HUMEDAD NATURAL	ASTM D2216-71 (Norma ASTM parte 19)			ANALISIS GRANULOMETRICO
	ENSAYO N°	1	2	
	N° TARA	5	6	
	PESO TARA (gr)	111,00	114,00	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	1000,00	1100,00	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	874,00		
	PESO DEL AGUA (gr)	126,00		
	PESO SUELO SECO (gr)	763,00	986,00	
	% HUMEDAD NATURAL	16,51%		
	PESO SUELO SECO ANT. DEL L.V.	846,25		

AASHTO T87-70 (Preparac. de Muestra); AASHTO T88-70 (Proced. de Prueba)				
SERIE	mm	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% MAS FINO
N°10	2,000	106,00	12,53	87,47
N°40	0,425	298,00	35,21	64,79
N°60	0,250	435,00	51,40	48,60
N°200	0,075	668,00	78,94	21,06

LIMITES DE ATTERBERG O DE CONSISTENCIA

AASHTO T89-68 / ASTM D423-66 (Limite Liquido) ; T90-70 (Limite Plastico y I.P.)				
LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
		GOLPES	12	25
	N° TARA	7	8	9
	PESO TARA (gr)	11,40	15,45	11,15
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	45,23	44,55	31,10
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	37,28	37,50	26,06
	PESO DEL AGUA (gr)	7,95	7,05	5,04
	PESO SUELO SECO (gr)	25,88	22,05	14,91
	% HUMEDAD NATURAL	30,70%	31,97%	33,80%
	N° TARA	10	11	LIMITE PLASTICO
	PESO TARA (gr)	11,20	11,50	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	41,25	44,12	16,70%
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	37,53	38,85	
	PESO DEL AGUA (gr)	3,72	5,27	
	PESO SUELO SECO (gr)	26,33	27,35	
	% HUMEDAD NATURAL	14,13%	19,27%	

% HUMEDAD NAT. Vs. N° DE GOLPES

Equation: $y = -0,051\ln(x) + 0,3916$

Point: 25 blows, 22,94% humidity

RESULTADOS FINALES	
LIMITE LIQUIDO	29,70%
LIMITE PLASTICO	16,70%
INDICE PLASTICO	13,0%
INDICE DE GRUPO (I.G.)	1
CLASIF. AASHTO	
A-2-6 (1)	
CLASIF. SUCS	
SC	
Arenas arcillosas, arenas arcillosas-gravosas.	

Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO 66 64059 - 72943090
FAX 04 66 64059
CORREO ELECTRÓNICO estebantarija@hotmail.com

1
5

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

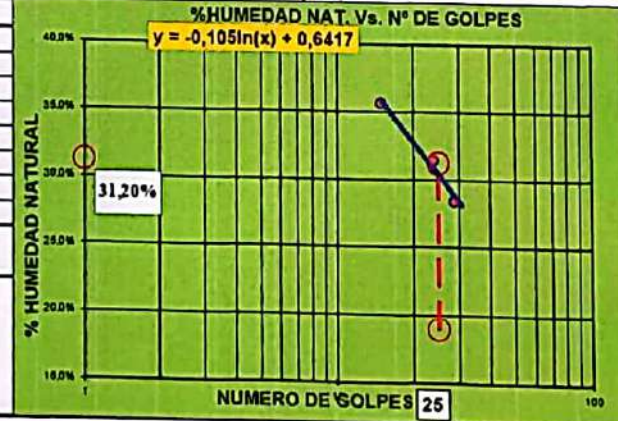
CEPAS S.R.L.	ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS		DEPARTAMENTO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS	
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA	SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. Y S.U.C.S.		Página: 04	
	Designacion A.A.S.H.T.O. -A.S.T.M.		MATERIAL: Arenas arcillosas, arenas arcillosas-	
CLIENTE:	Sr. José Luis Hoyos Cruz		COORDENADAS: Latitud 21°31'25.62"S	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA		Longitud 64°43'6.19"O	
UBICACION:	Barrio San Bernardo, Provincia Cercado del Departamento de Tarija			
FECHA DE ENSAYO:	viernes, 10 de marzo de 2023			
CARACTERISTICAS DEL MUESTREO:	S.P.L. N°	02	MUESTRA N°	01
	PROFUNDIDAD (m):	0,00	n	3,00
	FECHA DE MUESTREO:	10/3/2023		

% DE HUMEDAD Y ANALISIS GRANULOMETRICO				
ENSAYO N°	ASTM D2216-71 (Norma ASTM parte 19)		AASHTO T87-70 (Preparac. de Muestra); AASHTO T88-70 (Proced. de Prueba)	
	1	2	TAMICES	
N° TARA	12	13	SERIE	mm
PESO TARA (gr)	113,20	112,20	N°4	4,75
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	1000,00	1200,00	N°10	2,000
PESO SUELO SECO+TARA (gr)	865,50		N°40	0,425
PESO DEL AGUA (gr)	134,50		N°60	0,250
PESO SUELO SECO (gr)	732,30	1087,80	N°200	0,075
% HUMEDAD NATURAL	17,88%			
PESO SUELO SECO ANT. DEL LAV.	922,81			
			PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO
				% MAS FINO

LIMITES DE ATTERBERG O DE CONSISTENCIA

AASHTO T89-68 / ASTM D423-66 (Limite Liquido) : T90-70 (Limite Plastico y I.P.)

ENSAYO N°	1	2	3
GOLPES	13	21	38
N° TARA	14	15	16
PESO TARA (gr)	13,05	11,16	11,25
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	48,53	48,01	30,22
PESO SUELO SECO+TARA (gr)	39,72	39,25	26,34
PESO DEL AGUA (gr)	8,81	8,76	3,88
PESO SUELO SECO (gr)	26,67	28,09	15,09
% HUMEDAD NATURAL	33,03%	31,19%	25,71%
N° TARA	17	18	LIMITE PLASTICO
PESO TARA (gr)	12,31	11,42	
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	43,12	41,22	
PESO SUELO SECO+TARA (gr)	38,61	36,44	
PESO DEL AGUA (gr)	4,51	4,78	18,13%
PESO SUELO SECO (gr)	26,30	25,02	
% HUMEDAD NATURAL	17,15%	19,10%	



RESULTADOS FINALES	
LIMITE LIQUIDO	29,15%
LIMITE PLASTICO	18,13%
INDICE PLASTICO	11,0%
INDICE DE GRUPO (I.G.)	1
CLASIF. AASHTO	
A-2-6 (1)	
CLASIF. SUCS	
SC	
Arenas arcillosas, arenas arcillosas-gravosas	

CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
 ESTEBAN HERNANDEZ SUAREZ
 INGENIERO CIVIL
 N° 11.872

Calle IV Centenario N°2180
 Barrio Miraflores
 Tarija - Bolivia

TELÉFONO
 FAX
 CORREO ELECTRÓNICO

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

1
6

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

CEPAS S.R.L.	ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. Y S.U.C.S.	DEPARTAMENTO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA	Designacion A.A.S.H.T.O. -A.S.T.M.	Página: 05

CLIENTE:	Sr. Jose Luis Hoyos Cruz	MATERIAL:	Arenas arcillosas, arenas arcillosas-
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA		
UBICACION:	Barrio San Bernardo, Provincia Cercado del Departamento de Tarija	COORDENADAS:	Latitud 21°31'25.62"S Longitud 64°43'6.19"O
FECHA DE ENSAYO:	viernes, 10 de marzo de 2023		

CARACTERISTICAS DEL MUESTREO:	S.P.T. N°	03	MUESTRA N°	01	PROFUNDIDAD (m):	0.00	a	4.00	FECHA DE MUESTREO:	10/3/2023
--------------------------------------	-----------	----	------------	----	------------------	------	---	------	--------------------	-----------

% DE HUMEDAD Y ANALISIS GRANULOMETRICO				
% DE HUMEDAD NATURAL	ASTM D2216-71 (Norma ASTM parte 19)			ANALISIS GRANULOMETRICO
	ENSAYO N°	1	2	
	N° TARA	19	20	
	PESO TARA (gr)	113.20	112.20	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	1000.00	1200.00	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	865.00		
	PESO DEL AGUA (gr)	135.00		
	PESO SUELO SECO (gr)	751.80	1087.80	
	% HUMEDAD NATURAL	17.96%		
	PESO SUELO SECO ANT. DEL LAV.	922.20		

AASHTO T87-70 (Preparac. de Muestra); AASHTO T88-70 (Proced. de Prueba)				
SERIE	TANQUES mm	PESO RETENIDO ACUMULADO (gr)	% RETENIDO ACUMULADO	% MAS FINO
N°10	2.000	112.00	12.14	87.86
N°40	0.425	349.00	37.84	62.16
N°60	0.250	480.00	52.05	47.95
N°200	0.075	637.00	69.07	30.93

LIMITE DE ATTERBERG O DE CONSISTENCIA
AASHTO T89-68 / ASTM D423-66 (Limite Liquido) ; T90-70 (Limite Plastico y I.P.)

LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO N°	1	2	3
GOLPES	15	26	35
N° TARA	21	22	23
PESO TARA (gr)	17.50	17.20	17.15
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	38.15	42.38	42.78
PESO SUELO SECO+TARA (gr)	33.08	36.85	37.20
PESO DEL AGUA (gr)	5.07	5.53	5.58
PESO SUELO SECO (gr)	15.58	19.65	20.85
% HUMEDAD NATURAL	32.54%	28.13%	27.83%

LIMITE PLASTICO			
ENSAYO N°	1	2	3
N° TARA	24	25	LIMITE PLASTICO
PESO TARA (gr)	22.05	14.21	
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	22.74	24.68	
PESO SUELO SECO+TARA (gr)	22.64	23.66	
PESO DEL AGUA (gr)	0.10	1.02	13.73%
PESO SUELO SECO (gr)	0.59	9.45	
% HUMEDAD NATURAL	16.67%	10.79%	

RESULTADOS FINALES	
LIMITE LIQUIDO	29.15%
LIMITE PLASTICO	13.73%
INDICE PLASTICO	15.4%
INDICE DE GRUPO (IG)	1
CLASIF. AASHTO	
A-2-6 (1)	
CLASIF. SUCS	
SC	
Arenas arcillosas, arenas arcillosas-gravosas.	



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO 66 64059 - 72943090
FAX 04 66 64059
CORREO ELECTRÓNICO estebantarija@hotmail.com

1
7

REPORTE FOTOGRAFICO



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
8

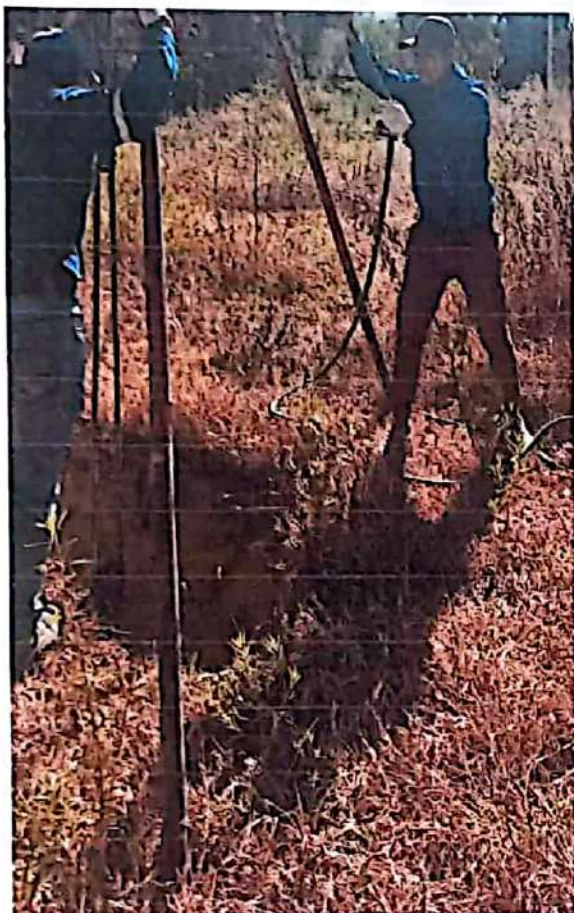
CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

REPORTE FOTOGRAFICO

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA
UBICACIÓN:	PROVINCIA CERCADO DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA
FECHA:	10/03/2023

EJECUCION DEL ENSAYO SPT

EJECUCION DEL ENSAYO SPT



DESCRIPCION:

Ensayo realizado en la calicata mediante equipo de Penetración Estándar S.P.T. con percusión de 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, muestreador de Terzaghi bipartido punta de acero con cabeza de acoplamiento con dos orificios y válvula de retención bola.

CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Esteban Palacios
INGENIERO CIVIL
R.N. 11 577
TARIJA - BOLIVIA



Calle IV Centenario N°2180
Barrio Miraflores
Tarija - Bolivia

TELÉFONO
FAX
CORREO ELECTRÓNICO

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

1
9

CEPAS S.R.L. CONSULTORA Y CONSTRUCTORA

REPORTE FOTOGRAFICO

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES UBICADO EN LA CIUDAD DE TARIJA
UBICACIÓN:	PROVINCIA CERCADO DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA
FECHA:	10/03/2023

ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG



ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG



ENSAYO DE GRANULOMETRIA



ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

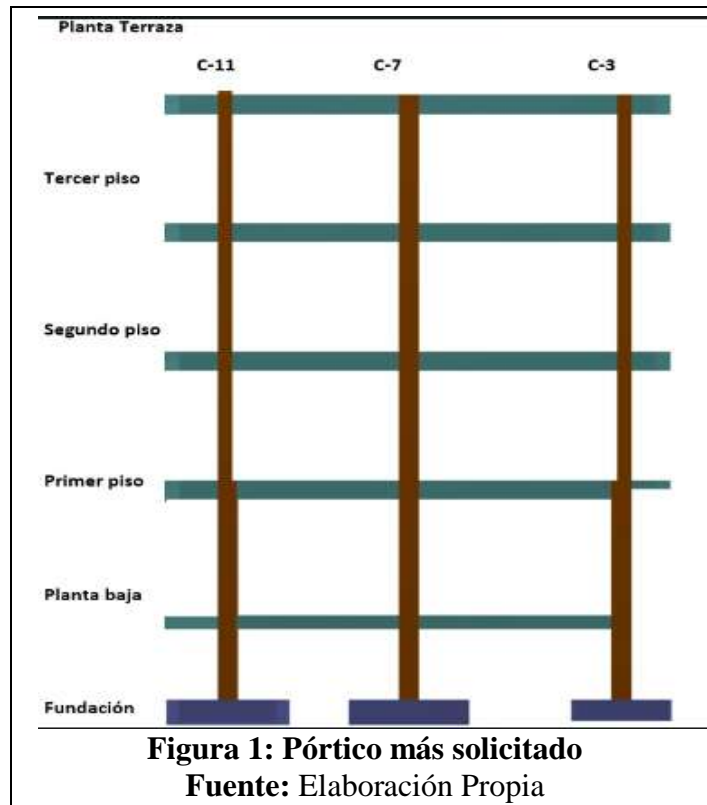


DESCRIPCION:

En las siguientes imágenes muestran los ensayos complementarios realizados en laboratorio como ser: contenido de humedad, granulometría y límites de atterberg. Los equipos empleados para los ensayos fueron calibrados y con la medidas y dimensiones que recomendadas bajo normas.

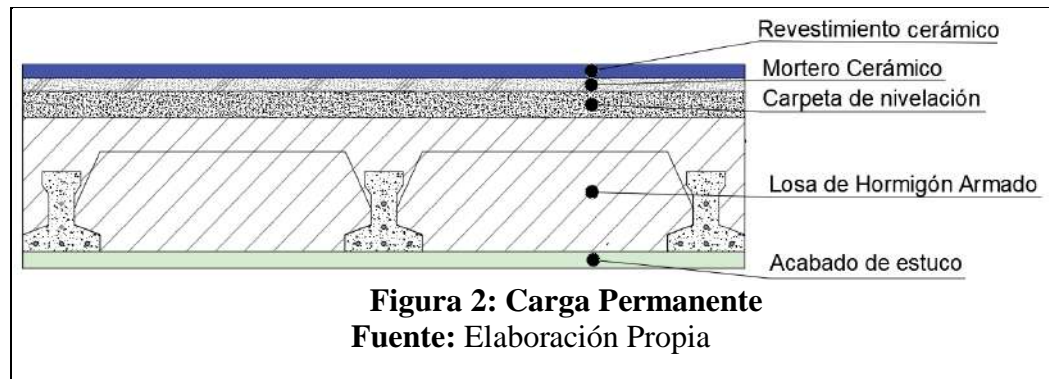
CEPAS S.R.L.
CONSULTORA Y CONSTRUCTORA
Ingenieros S.R.L.
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 11 377
Calle 10 de Mayo 1028, Tarija

A.2. MEMORIA DE CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL



A.2.1. Cálculo de la carga permanente

Carga Permanente (CM)



Carga muerta para las losas 1,2 y 3

Carpeta de nivelación

espesor 4 cm con hormigón 2100 kg/cm³ (NB 1225002)

Carpeta de nivelación = $4 \text{ c} \cdot 2100 \text{ Kg/m}^3 = 92 \text{ Kg/m}^2$

Mortero Cerámico

espesor 1 cm con Cemento cola 1850 kg/cm³ (NB 1225002)

Mortero cerámico = 1 cm · 1850 kg/m³ = 18,5 Kg/m²

P. Revestimiento Cerámico

Espesor 1 cm con peso específico de Baldosa Cerámica 1800 kg/m² (NB 1225002)

P. Revestimiento Cerámico = 1 cm · 1800Kg/m³ = 18 Kg/m²

Acabado Techo Estuco

espesor 2,5 cm con peso específico del estuco 1250 kg/cm³ (NB 1225002)

Acabado Techo Estuco = 2,5 cm · 1250 Kg/m³ = 31,5 Kg/m²

Tabla 1: Calculo de carga permanente

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Carpeta de nivelación	Kg/m ²	92
<u>2</u>	Mortero Cerámico	Kg/m ²	18,5
<u>3</u>	P. Revestimiento Cerámico	Kg/m ²	18
<u>4</u>	Acabado Techo Estuco	Kg/m ²	31,25
Carga Permanente (CM)		Kg/m²	159,75
Por seguridad se adoptó:		CM=160 kg/m²=1,6 kN/m²	

Fuente: Elaboración Propia

Carga muerta para las losas 4 y5

Carpeta de nivelación

Espesor 4-6 cm con pendiente para el drenaje del 1% con un hormigón 2100 kg/cm³ (NB 1225002)

Carpeta de nivelación = (4-6 cm) · 2100Kg/m³ = 115,5Kg/m²

Mortero Cerámico

Espesor 1 cm con Cemento cola 1850 kg/cm³ (NB 1225002)

Mortero cerámico = 1 cm · 1850 kg/m³ = 18,5 kg/m²

P. Revestimiento Cerámico

Espesor 1 cm con peso específico de Baldosa Cerámica 1800 kg/m²

(NB 1225002)

P. Revestimiento Cerámico = 1 cm · 1800Kg/m³ = 18 Kg/m²

Acabado Techo Estuco

Espesor 2,5 cm con peso específico del estuco 1250 kg/cm³ (NB 1225002)

Acabado Techo Estuco = 2,5 cm · 1250 Kg/m³ = 31,25 Kg/m²

Tabla 2: Calculo de carga permanente planta terraza

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Carpeta de nivelación	Kg/m ²	115
<u>2</u>	Mortero Cerámico	Kg/m ²	18,5
<u>3</u>	P. Revestimiento Cerámico	Kg/m ²	18
<u>4</u>	Acabado Techo Estuco	Kg/m ²	31,25
Carga Permanente (CM)		Kg/m²	183
Por seguridad se adoptó:		CM=190 kg/m²=1,9 kN/m²	

Fuente: Elaboración Propia

A.2.1.1. Cálculo de la carga de muro de ladrillo

Características del muro de ladrillo

$$P_{lad} = 3,6 \text{ kgf}$$

Peso propio del ladrillo

$$\gamma_{mort} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Cemento portland y arena (NB 1225002 Norma Cargas)

$$\gamma_{Estuco} = 1250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del estuco. (NB 1225002 Norma Cargas)

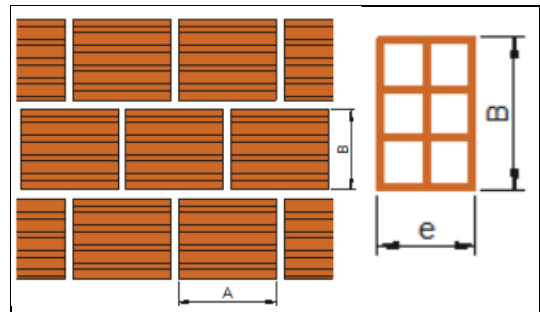
Dimensiones del ladrillo

$$A = 24\text{cm} \quad \text{Largo del ladrillo}$$

$$B = 18\text{cm} \quad \text{Alto del ladrillo}$$

$$e = 12\text{cm} \quad \text{Ancho del ladrillo}$$

$$j = 2\text{cm} \quad \text{Junta}$$



Cálculo del peso del muro de ladrillo

Cálculo del volumen del mortero

$$V_{lad_junta} = (A + j) \cdot (B + j) \cdot e = 6240 \text{ cm}^3 \quad \text{Volumen del ladrillo mas junta}$$

$$V_{lad} = (A \cdot B) \cdot e = 5184 \text{ cm}^3 \quad \text{Volumen del ladrillo}$$

$$V_{mortero} = V_{lad_junta} - V_{lad} = 1056 \text{ cm}^3 \quad \text{Volumen del mortero}$$

Cálculo del peso del mortero

$$P_{lad} = 3,6 \text{ kgf}$$

$$P_{mortero} = V_{mortero} \cdot \gamma_{mort} = 2,218 \text{ kgf}$$

Cálculo del peso del mortero más del ladrillo

$$P_{\text{mort_lad}} = P_{\text{mortero}} + P_{\text{lad}} = 5,818 \text{ kgf}$$

Cálculo del peso del muro en metro cuadrado

$$A_{\text{lad_junta}} = (A + j) \cdot (B + j) = 520 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peso del muro por metro lineal

$$Q_{\text{lad_mort}} = \frac{P_{\text{mort_lad}}}{A_{\text{lad_junta}}} = 111,877 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

PLANTA BAJA

$$H_{\text{tot}} = 3,24 \text{ m} \quad \text{Altura total de la planta}$$

$$h_v = 45 \text{ cm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$h_{\text{muro}} = H_{\text{tot}} - h_v = 2,79 \text{ m} \quad \text{Altura de muro}$$

$$q_{\text{muro}} = Q_{\text{lad_mort}} \cdot h_{\text{muro}} = 312,14 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso del revoque exterior por metro lineal

$$\gamma_{\text{mort}} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del mortero de revoque}$$

$$e_{\text{mort}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$q_{\text{mortero}} = \gamma_{\text{mort}} \cdot e_{\text{mort}} \cdot h_{\text{muro}} = 87,89 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso del estuco por metro lineal

$$\gamma_{\text{Estuco}} = 1250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del estuco}$$

$$e_{\text{Estuco}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$q_{\text{Estuco}} = \gamma_{\text{Estuco}} \cdot e_{\text{Estuco}} \cdot h_{\text{muro}} = 52,31 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso total del muro exterior por metro lineal

$$q_{\text{M.exterior}} = q_{\text{muro}} + q_{\text{Estuco}} + q_{\text{mortero}} = 452,33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso total del muro interior por metro lineal

$$q_{\text{M.interior}} = q_{\text{muro}} + 2 \cdot q_{\text{Estuco}} = 416,76 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

PRIMER, SEGUNDO Y TERCER PISO

$$H_{\text{tot}} = 3,06 \text{ m} \quad \text{Altura total de la planta}$$

$$h_v = 45 \text{ cm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$h_{\text{muro}} = H_{\text{tot}} - h_v = 2,61\text{m} \quad \text{Altura de muro}$$

$$q_{\text{muro}} = Q_{\text{lad}_m} \cdot h_{\text{muro}} = 292 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso del revoque exterior por metro lineal

$$\gamma_{\text{mort}} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del mortero de revoque}$$

$$e_{\text{mort}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$q_{\text{mortero}} = \gamma_{\text{mort}} \cdot e_{\text{mort}} \cdot h_{\text{muro}} = 82,22 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso del estuco por metro lineal

$$\gamma_{\text{Estuco}} = 1250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del estuco}$$

$$e_{\text{Estuco}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$q_{\text{Estuco}} = \gamma_{\text{Estuco}} \cdot e_{\text{Estuco}} \cdot h_{\text{muro}} = 48,94 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso total del muro exterior por metro lineal

$$q_{\text{M.exterior}} = q_{\text{muro}} + q_{\text{Estuco}} + q_{\text{mortero}} = 423,15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso total del muro interior por metro lineal

$$q_{\text{M.interior}} = q_{\text{muro}} + 2 \cdot q_{\text{Estuco}} = 389,87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

TERRAZA

$$h_{\text{muro}} = H_{\text{tot}} - h_v = 1,1\text{m} \quad \text{Altura de muro}$$

$$q_{\text{muro}} = Q_{\text{lad}_m} \cdot h_{\text{muro}} = 123,065 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso del revoque exterior por metro lineal

$$\gamma_{\text{mort}} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del mortero de revoque}$$

$$e_{\text{mort}} = 3 \text{ cm}$$

$$q_{\text{mortero}} = \gamma_{\text{mort}} \cdot e_{\text{mort}} \cdot h_{\text{muro}} = 69,30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Peso total del muro exterior por metro lineal

$$q_{M.\text{exterior}} = q_{\text{muro}} + q_{\text{mortero}} = 192,36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Tabla 3: Calculo de muro

N°	Cargas Consideradas Muros Exterior	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Muro de Ladrillo Planta baja (mortero+ estuco)	KN/m	4,53
<u>2</u>	Muro de Ladrillo L1, L2 y L3 (mortero+ estuco)	KN/m	4,23
<u>3</u>	Muro de Ladrillo (Parapeto) L4 (mortero)	KN/m	1,92
	Cargas Consideradas Muros Interior		
<u>4</u>	Muro exterior de Ladrillo Planta baja (estuco)	KN/m	4,16
<u>5</u>	Muro exterior de Ladrillo L1, L2 y L3 (estuco)	KN/m	3,90

Fuente: Elaboración Propia

A.2.1.2. Sobre carga de diseño (CV)

Escalera y vías de salida (NB 1225002)

- ▭ Viviendas y hoteles en áreas privadas 3 KN/m²

Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas) 4 KN/m²

casas multifamiliares y departamentos (NB 1225002)

- ▭ Habitaciones privadas y corredores que las sirven 2 KN/m²

Baños (NB 1225002)

- ▭ Viviendas 2 KN/m²

Cocinas (NB 1225002)

- ▭ Vivienda 2 KN/m²

Lavaderos (5) (NB 1225002)

- ▭ Viviendas 2 KN/m²

Sala comedor (NB 1225002)

- ▭ Viviendas 3 KN/m²

Balcones (NB 1225002)

- ▭ Viviendas en general 3 KN/m²

Azoteas accesibles privadamente 3 KN/m² (NB 1225002)

Tabla 4: Sobrecarga de uso

N°	Sobrecarga de Usos para Vivienda	Unidad	Cantidad (L)
1	Azoteas y terrazas	KN/m ²	4
2	Habitaciones	KN/m ²	2
3	Baños	KN/m ²	2
4	Cocinas	KN/m ²	2
5	Lavaderos (5)	KN/m ²	2
6	Sala comedor	KN/m ²	3
7	Balcones	KN/m ²	3
8	Escalera y vías de salida	KN/m ²	3
9	Azoteas accesibles privadamente	KN/m ²	3

Fuente: Elaboración Propia

A.2.1.3. Cálculo de la carga del tanque

TANQUES PEQUEÑOS					
Capacidad (L)*	300	450	650	900	1200
Altura (mm)	710	940	1195	1275	1305
Diámetro (mm)	835	900	910	1040	1195
Diá. de tapa (mm)	550	550	550	550	550



* Máximas y dimensiones nominales (±0%)

Figura 3: Carga del tanque

Fuente: Elaboración Propia

Características del tanque

$PP_{\text{tanque}} = 50\text{kgf}$ Peso propio del tanque

$\gamma_{\text{agua}} = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Peso específico del agua

$D_{\text{tanque}} = 910 \text{ mm}$ Diámetro del tanque

A.2.1.4. Cálculo de cargas

Volumen de agua del tanque $V_{\text{tanque}} = 650 \text{ L}$

Número de tanques $\#_{\text{tanques}} = 3$

Ancho de Losa $B_{\text{losa}} = 2,59\text{m}$

Largo de Losa $L_{\text{losa}} = 2,2 \text{ m}$

Área de la losa. $A_{\text{losa}} = B_{\text{losa}} \cdot L_{\text{losa}} = 5,698\text{m}^2$

$$\text{Área del tanque } A_{\text{tanque}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{tanque}}^2}{4} \cdot (\#_{\text{tanques}}) = 1,951 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del Agua } P_{\text{agua}} = \gamma_{\text{agua}} \cdot (\#_{\text{tanques}}) \cdot V_{\text{tanque}} = 19,123 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{losa}} = \frac{P_{\text{agua}} + PP_{\text{tanque}}}{A_{\text{losa}}}$$

$$Q_{\text{losa}} = 351 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{tanque}} = \frac{P_{\text{agua}} + PP_{\text{tanque}}}{A_{\text{tanque}}}$$

$$Q_{\text{tanque}} = 10.052 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A.2.1.5. Acción de la nieve y granizo

Carga de granizo o nieve (S) La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo, en el medio lamentablemente no se cuenta con los datos necesarios para evaluar una carga por granizo, en el SENAMHI (servicio Nacional de Meteorología e Hidrología), existen registros de días con granizo, pero estas enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así el espesor o la carga que este proporciona. Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importante carga gravitatoria, pero tampoco sobredimensionando la estructura, se adopta los siguientes valores para esta carga:

$$S = H_{\text{GRANIZO}} \cdot \gamma_{\text{GRANIZO}}$$

Dónde:

S = Carga básica de granizo por unidad de área (kg/m^2) en proyección horizontal.

$$S = H_{\text{granizo}} \cdot \gamma_{\text{granizo}}$$

H = Altura de granizo depositado en la losa (de acuerdo a reportes se tomará 15 cm)

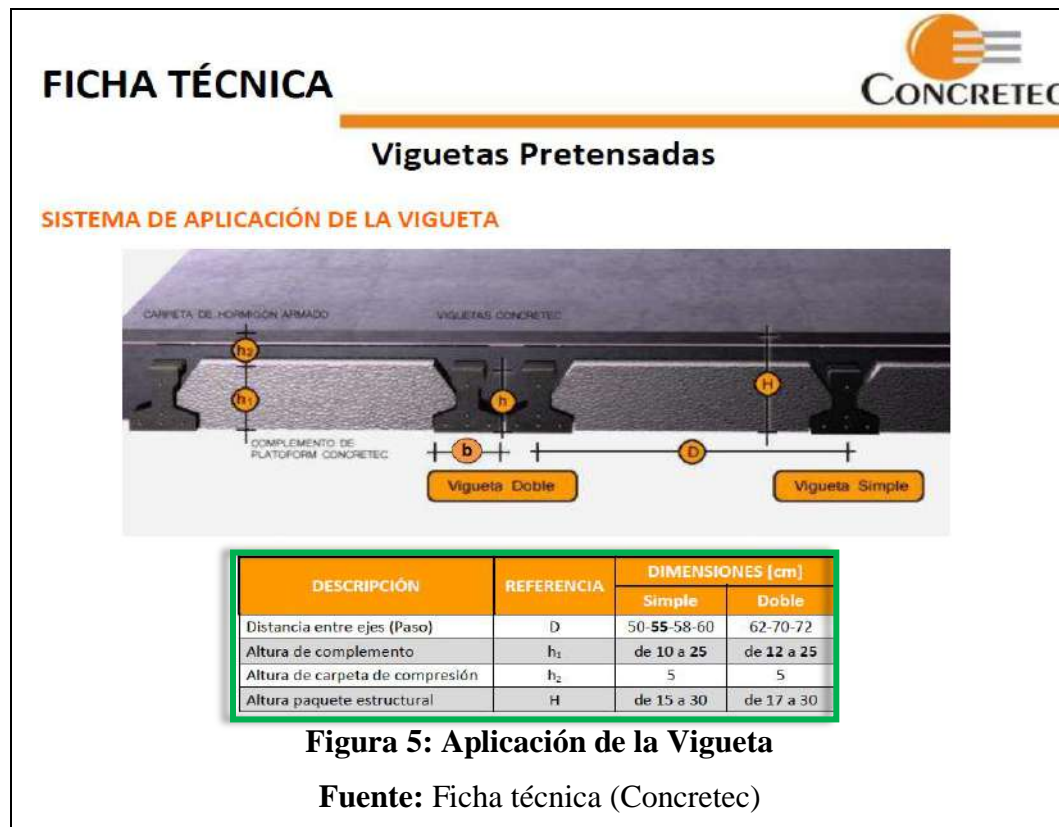
γ = Peso específico del granizo ($700 \text{ kg}/\text{m}^3$)

$$S = 0,15 \cdot 700$$

$$S = 105,00 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Está claro que la sobre carga de granizo no actuara de manera simultánea con la sobrecarga de servicio.

A.2.2. Ficha técnica para la cubierta



Hormigón Premezclado

USOS Y APLICACIONES

El hormigón pre-mezclado de CONCRETEC es una excelente alternativa en la construcción de todo tipo de estructuras, a través de bombas de hormigón se optimizan rendimientos en mano de obra, ahorra tiempo de ejecución de vaciados, y alquiler de equipos adicionales.

La dosificación del hormigón se realiza por peso, obtenido mediante procesos altamente tecnificados, logrando cantidades exactas y controladas. CONCRETEC cuenta con plantas especiales, totalmente equipadas para la elaboración del hormigón premezclado de excelente calidad.



Nota: El equipo de bombeo solo es utilizable para el tamaño del agregado de 20 mm (¾") y de 25 mm (1").

TIPO DE HORMIGÓN	USOS RECOMENDADOS
100 Kg/cm ² (H-10)	Hormigón pobre y nivelación de terrenos.
150 Kg/cm ² (H-15)	Hormigón pobre, nivelación de terrenos, piso y contra-piso.
180 Kg/cm ² (H-18)	Elementos estructurales, muros de contención, pisos, losas, vigas y columnas.
210 Kg/cm ² (H-21)	Vigas, losas, zapatas, pavimento rígido, canales y muros de contención
230 Kg/cm ² (H-23)	Pavimento con armaduras, estacionamiento, columnas.
250 Kg/cm ² (H-25)	Puentes, columnas, estructuras y fundaciones especiales.
280 Kg/cm ² (H-28)	Puentes, estructuras especiales y fundaciones especiales.
300 Kg/cm ² (H-30)	Puentes, estructuras especiales y fundaciones especiales.
350 Kg/cm ² (H-35)	Puentes, estructuras especiales y fundaciones especiales.
400 Kg/cm ² (H-40)	Puentes, estructuras especiales y fundaciones especiales.

Nota: Esta tabla es referencial, el requerimiento del cliente y/o el cálculo estructural de la obra será lo que determine el tipo y el uso del Hormigón Premezclado

Figura 6: Usos y Aplicaciones

Fuente: Ficha técnica (Concretec)

FICHA TÉCNICA

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



NB/ISO
9001
IBNORCA

Sistema de Gestión
de la Calidad
Certificado Nº EC-038105

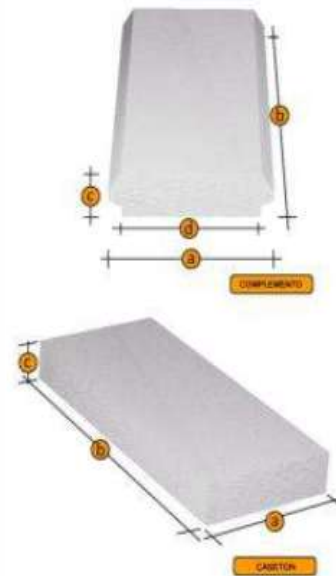
Plastoform

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



Es un material muy económico y versátil que puede ser cortado en cualquier forma que sea requerido, siendo ideal para su aplicación en construcciones.

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



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

Figura 7: Complemento Plastoform (Dimensiones)

Fuente: Ficha técnica (Concretec)

A.2.2.1. Diseño de las Vigas

Cálculo de la armadura positiva y negativas para planta terraza

$h = 40$ cm [Altura de la Viga]

$b_w = 20$ cm [Ancho de la Viga]

$r = 2$ cm [Recubrimiento de la Viga]

$f_{ck} = 210$ kg/cm² [Resistencia característica del hormigón a compresión]

$f_{yk} = 5000$ kg/cm² [Límite elástico característico para un acero CA -50]

$\gamma_s = 1,15$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]

$\gamma_c = 1,5$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]

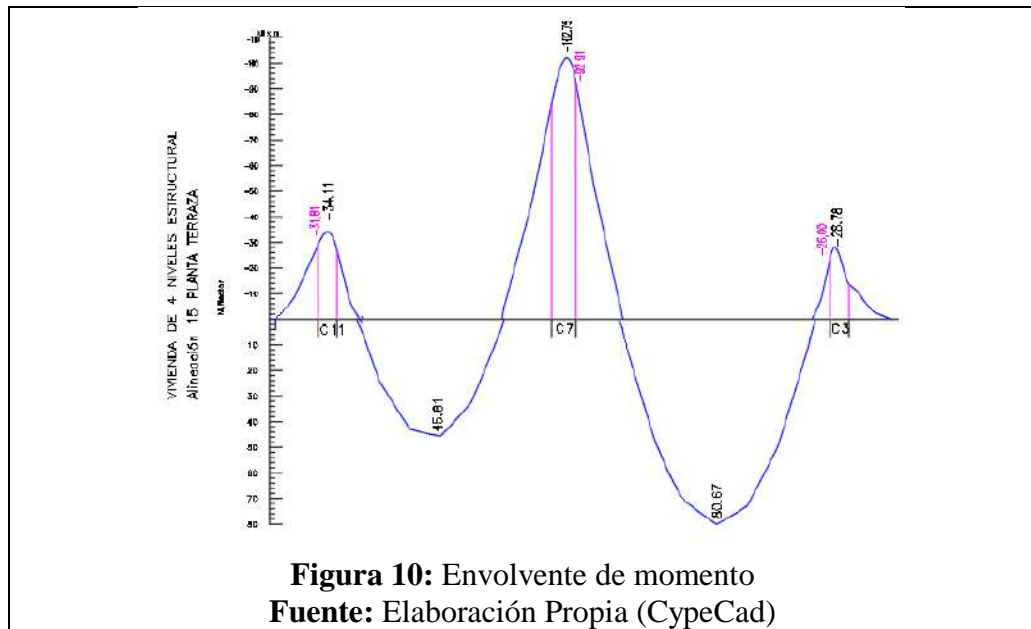
Minoración de las resistencias

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A.2.2.2. Análisis de cálculo

PLANTA TERRAZA



A.2.2.3. Cálculo de la armadura positiva entre la columna C-3 y C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 80,67 \text{ KN}\cdot\text{m} = 806700 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 = r_g + \varnothing_{\text{Estribo}} + \frac{\varnothing_L}{2}$$

$$\varnothing_{\text{Estribo}} + \frac{\varnothing_L}{2} \approx 1 \text{ cm} \quad (\text{asumiendo})$$

$$d_1 = 2 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 37 \text{ cm}$$

Determinar el momento reducido (Jiménez Montoya 15ª ed. pag.226)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{806700 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,21$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,21 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,247$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,247 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5,89 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{Smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 página 16

$$W_{Smin} = 0,0028$$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 40 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de la viga.

$$\text{Valor Adoptado} = 5,89 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø12+2Ø16	6,28	5,89

Adoptamos = 2 φ 12 + 2 φ 16 Con un área igual a 6,28 cm²

Donde: $6,28 > 5,89 \text{ cm}^2$ incremento de 6,65%

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 1,6}{3} = 3,07 \text{ cm}$$

A.2.2.4. Verificación de la separación de las armaduras

Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 3,07. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} \cdot s = \frac{5}{6} \cdot 3,07 = 2,56 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

2,56 cm > 1,9 cm cumple!

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

3. 1.2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado $1,2 \cdot 1,9 S=2,28$ cm

Donde: **3,07 cm > 2,00 cm *cumple!***

3,07 cm > 1,6 cm *cumple!*

3,07 cm > 2,28 cm *cumple!*

A.2.2.5. Cálculo de la armadura negativa en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$M_d = 92,91 \text{ KN} \cdot \text{m} = 929100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Determinar el momento reducido (Jiménez Montoya 15ª ed. pag.226)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{929100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,242$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,242 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,295$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,295 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7,03 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 pagina 16 → $W_s \text{ min} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 40 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 7,03 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø12+2Ø20	8,55	7,03

Adoptamos = 2 φ 12+2 φ 20 Con un área igual a 8,55 cm²

Donde: $8,55 > 7,03 \text{ cm}^2$ incremento de 21,62%

Separación de las armaduras principales

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot (0,6) - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot (2)}{3} = 2,80 \text{ cm}$$

A.2.2.6. Verificación de la separación de las armaduras

Como la separación mínima de las armaduras principales calculada es de 2,80. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} s = \frac{5}{6} \cdot 2,80 = 2,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

$$\mathbf{2,33 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \text{ cumple!}}$$

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores


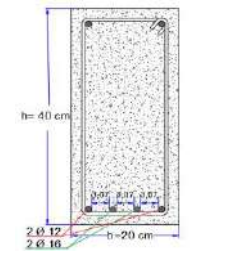
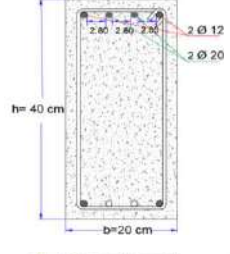
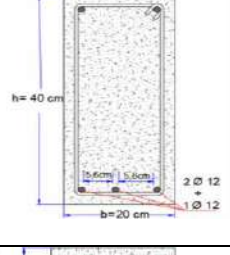
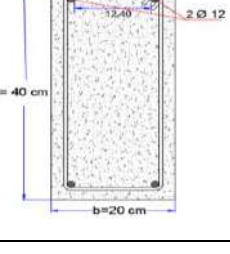
1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S= 2 cm

3. 1.2 tamaño del árido → 1.2 veces el tamaño del agregado $1,2 \cdot (1,9) \quad S=2,28 \text{ cm}$

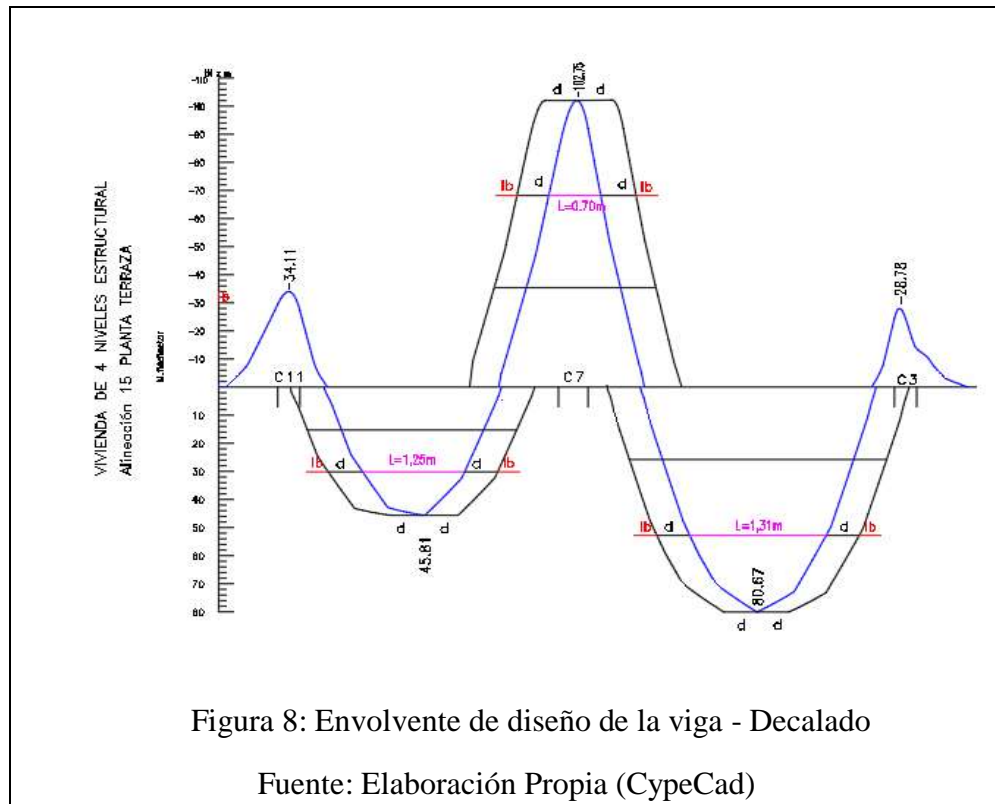
Donde: $2,80 \text{ cm} > 2,00 \text{ cm}$ **cumple!**

$2,80 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm}$ **cumple!**

Tabla 5: Cuadro de resumen Envoltentes			
ENVOLVENTES	CYPECAD	CALCULO MANUAL	
C-3 Md=-26,00 KN/m	2 ϕ 12 As=2,24 cm ² S= 12,4 cm	2 ϕ 12 As= 2,24 cm ² S= 12,4 cm Diferencia: 0%	
C-3 -C-7 Md+=80,67KN/m	2 ϕ 12 + 2 ϕ 16 As=6,06cm ² S=3,07 cm	2 ϕ 12 + 2 ϕ 16 As=5,89 cm ² S=3,07 cm Diferencia: 2,81%	
C-7 Md=-92,91KN/m	2 ϕ 12 + 2 ϕ 20 As=7,23 cm ² S=2,80 cm	2 ϕ 12 + 2 ϕ 20 As=7,03 cm ² S=2,80 cm Diferencia: 2,76%	
C-7 -C-11 Md+=45,81 KN/m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,25 cm ² S= 5,60 cm	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,10cm ² S= 5,60 cm Diferencia: 4,62%	
C-11 Md=-31,81KN/m	2 ϕ 12 As=2,24 cm ² S= 12,40 cm	2 ϕ 12 As=2,24 cm ² S= 12,40 cm Diferencia: %	
Fuente: Elaboración propia			

A.2.2.7. Decalaje de momentos flectores entre la columna C-3 y C-7 y la C-7

PLANTA TERRAZA



Armadura de montaje

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$lb1 = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{\tau_{bu}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C- 3 y C- 7

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **2 Ø16**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 71,66 \cdot \frac{5,89}{6,28} = 67,21 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \text{ cm} \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 67,21 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 131 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 131 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 67,21 = 339,42 \text{ cm} \approx 340 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C- 7

Armadura de montaje **2Ø 12**

Armadura de refuerzo **2 Ø 20**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2,0 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 89,57 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 89,77 \cdot \frac{7,03}{8,55} = 73,65 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 89,57 = 26,87 \text{ cm} \\ l_{b1} \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 2 = 20 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 73,65$ cm

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 70 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 70 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 73,81 = 291,30 \text{ cm} \approx 300 \text{ cm}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C- 7 y C-11

Armadura de montaje **2Ø12**

Armadura de refuerzo **1 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2\text{cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_s \text{Calculado}}{A_s \text{Real}}$$

$$l_b = 53,54 \cdot \frac{2,65}{3,05} = 49,15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 44,79 = 14,74 \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1 = 12\text{cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

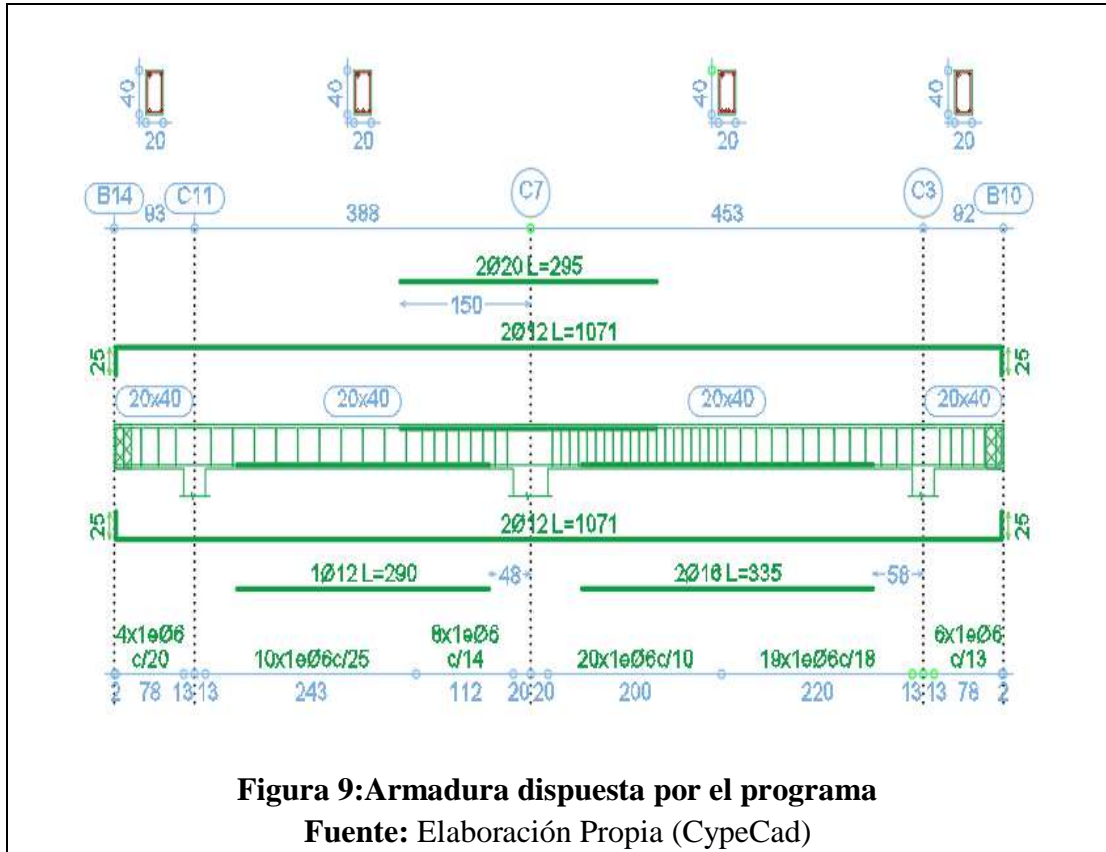
Por lo tanto $l_b = 49,15$ cm

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 125 cm.

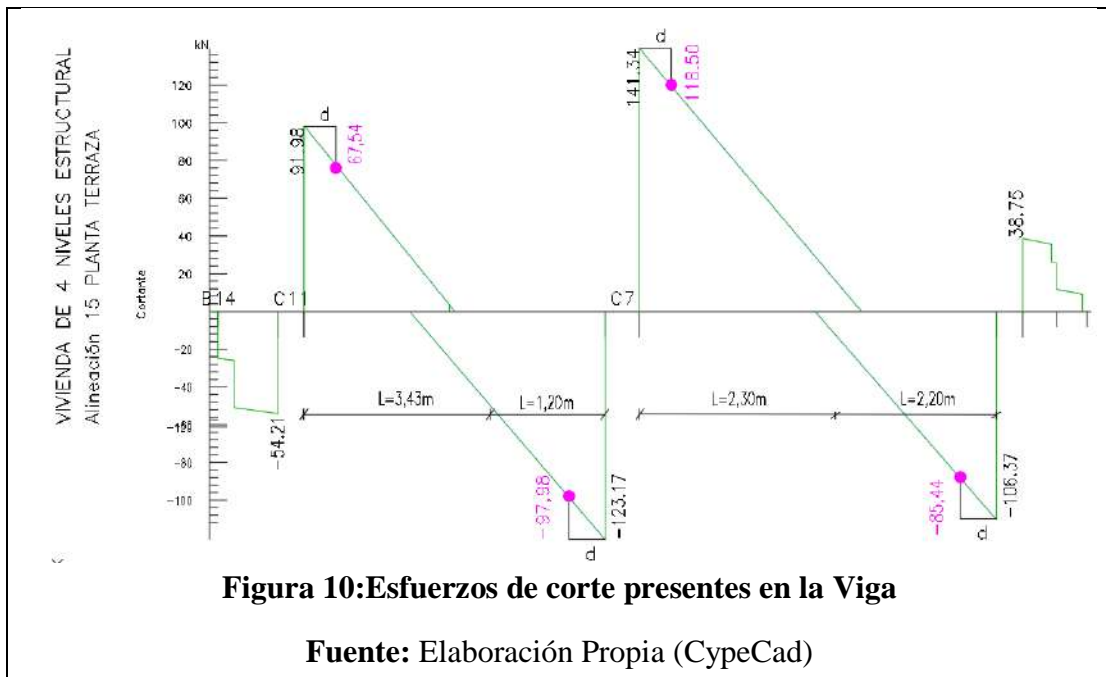
Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 125 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 49,15 = 297,29 \text{ cm} \approx 300 \text{ cm}$$



A.2.2.8. Análisis de cálculo para la cortante

PLANTA TERRAZA



Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 85,44 \text{ KN} = 8544 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 118,50 \text{ KN} = 11850 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d_1 = r_g + \emptyset_{\text{estribo}} + \frac{\emptyset_L}{2} = 2 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} = 3,4 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3,4 \text{ cm}) = 36,6 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 36,6 \text{ cm} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$8544 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

$$11850 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 36,6 = 30744 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 8544 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \therefore 4330,57 \text{ kg} < 11850 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 8544 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 4213,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = V_d - V_{cu} = 11850 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 7519,43 \text{ kg}$$

$$As_1 = \frac{4213,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_2 = \frac{7519,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 5,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$As_{\min} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4200} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$As_1 = 3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_2 = 5,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

	Programa	Manual	Diferencia
As ₁	3,14 cm ² /m	3,05 cm ² /m	2,87 %
As ₂	5,65 cm ² /m	5,44 cm ² /m	3,72 %

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$As_1 = \frac{As_{\max}}{2} = \frac{3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot As}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 1,52}{\pi \cdot (0,6)^2} = 5,38 \approx 6$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

Ø 6 C - 16

$$As_2 = \frac{As_{max}}{2} = \frac{5,44 \frac{cm^2}{m}}{2} = 2,72 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Ø } 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot As}{\pi \cdot \text{Ø}^2} = \frac{4 \cdot 2,72}{\pi \cdot (0,6)^2} = 9,62 \approx 9$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será: **Ø 6 C - 11**

Determinación de los esfuerzos de cálculo C-7 y C-11

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-7 y C-11:

$$(-) V_{d1} = 97,68 \text{ KN} = 9768 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 67,54 \text{ KN} = 6754 \text{ kg}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{kg}{cm^2}} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 36,6 \text{ cm} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$9768 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

$$6754 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 36,6 = 30744 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 9768 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \therefore 4330,57 \text{ kg} < 6754 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 9768 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 5437,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = V_d - V_{cu} = 6754 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 2423,43 \text{ kg}$$

$$A_{s1} = \frac{5437,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} = \frac{2423,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4200} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_{s1} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s2} = 1,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_{s1} = \frac{A_{s_{\max}}}{2} = \frac{3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,97 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 1,97}{\pi \cdot (0,6)^2} = 6,97 \approx 7$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

$\varnothing 6 \text{ C} - 14$

$$A_{s2} = \frac{A_{s_{\max}}}{2} = \frac{1,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 0,88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 0,88}{\pi \cdot (0,6)^2} = 3,11 \approx 4$$

Determinación del número de barras de acero " n "

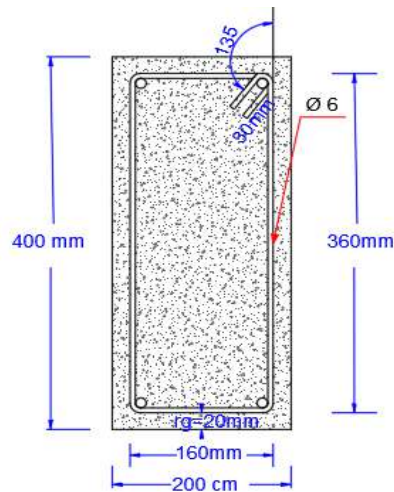
$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 25 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

Ø 6 C – 25

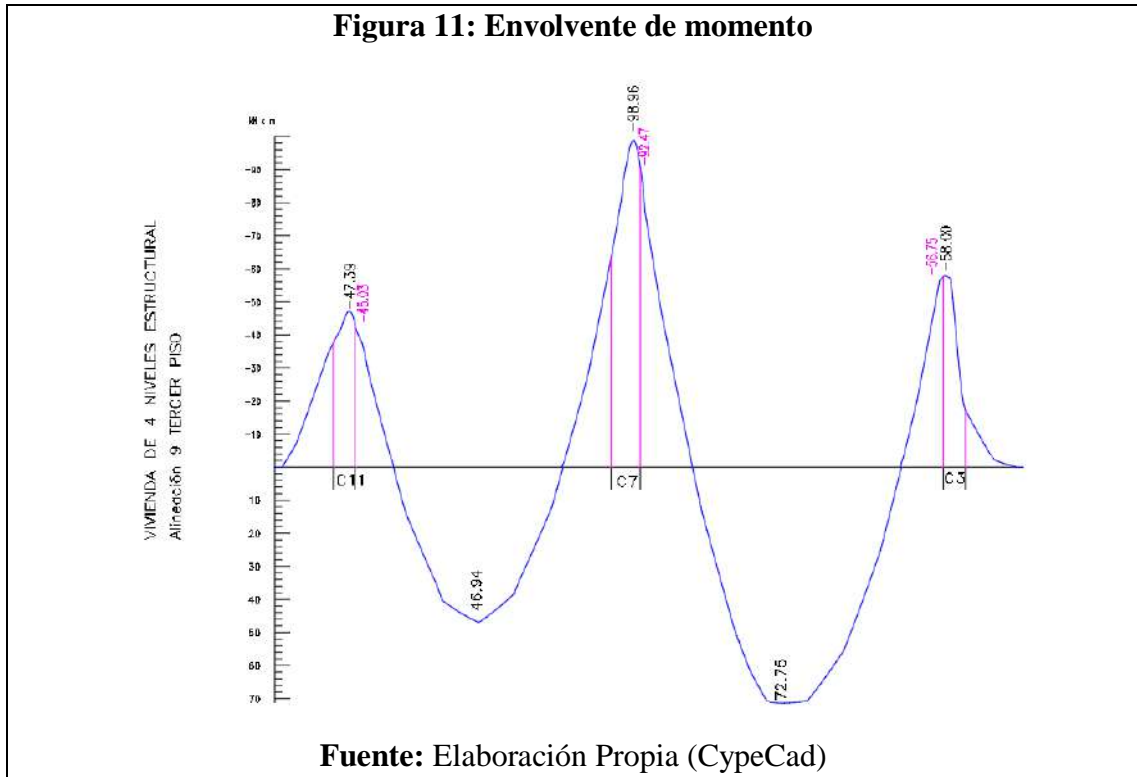
Tabla 6:Resumen de las Cortantes

CORTANTE	CYPE	MANUAL	DIFERENCIA	LONGITUD
(-) $V_{d1} = 85,44\text{KN}$	Ø 6 C – 18	Ø 6 C – 16	2,87 %	L= 2,20 m
(+) $V_{d2} = 118,50\text{KN}$	Ø 6 C – 10	Ø 6 C – 10	3,72 %	L=2,00 m
(-) $V_{d1} = 97,68\text{KN}$	Ø 6 C – 14	Ø 6 C – 14	2,72%	L=1,20 m
(+) $V_{d2} = 67,54\text{KN}$	Ø 6 C – 25	Ø 6 C – 25	3,75%	L= 2,43 m
Anclaje de estribos	30 mm	$L_{\text{Estribo}} = 2(360) + 2(160) + 2(30) = 1100\text{mm} = 1,10\text{m}$		



Fuente: Elaboración Propia (CypeCad)

A.2.3. Análisis de cálculo para la armadura longitudinal TERCER PISO



Cálculo de la armadura positiva entre la columna C-3 y C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d + = 72,75 \text{ KN}\cdot\text{m} = 727500 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{727500 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20\text{cm} \cdot (37\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,19$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,19 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0,218$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,218 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5,2 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{smin} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de la armadura

$$\text{Valor Adoptado} = 5,2 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø16+1Ø16	6,03	5,20
2Ø12+2Ø16	6,28	5,20
2Ø12+1Ø20	5,40	5,20

Adoptamos = 2 φ 12 + 2 φ 16 Con un área igual a 6.28 cm²

Donde:

$$6,28 > 5,20 \text{ cm}^2 \text{ incremento de } 20,74 \%$$

Separación de las armaduras principales

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 1,6}{2} = 3,07 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 3,07. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

2) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} s = \frac{5}{6} \cdot 3,07 = 2,56 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

2,56 cm > 1,90 cm cumple!

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2 · 1,9 S=2,28 cm

Donde:

3,07 cm > 2cm cumple!

3,07 cm > 1,6 cm cumple!

3,07 cm > 2,28 cm cumple!

Cálculo de la armadura negativas en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

Md = 92,47KN.m = 924700 kg.cm

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{924700 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,241$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,241 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0,293$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,293 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6,99 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{Smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{S min} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de la armadura

$$\text{Valor Adoptado} = 6,99 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø16+2Ø16	8,04	6,99
2Ø12+2Ø20	8,55	6,99

Adoptamos = 2 φ 16 + 2 φ 16 Con un área igual a 8,04 cm²

Donde: $8,04 > 6,99 \text{ cm}^2$ incremento de 15,02%

Separación de las armaduras principales

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 4 \cdot 1,6}{3} = 2,80 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las armaduras principales calculada es de 2,80. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

2) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} s = \frac{5}{6} \cdot 2,80 = 2,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

$$\mathbf{2,33 \text{ cm} > 1,90 \text{ cm} \text{ cumple!}}$$

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

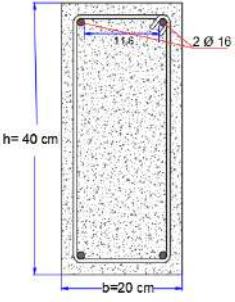
3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado $1,2 \cdot 1,9 \text{ S}=2,28 \text{ cm}$

Donde: $\mathbf{2,80 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \text{ cumple!}}$

2,80 cm > 1,6 cm *cumple!*

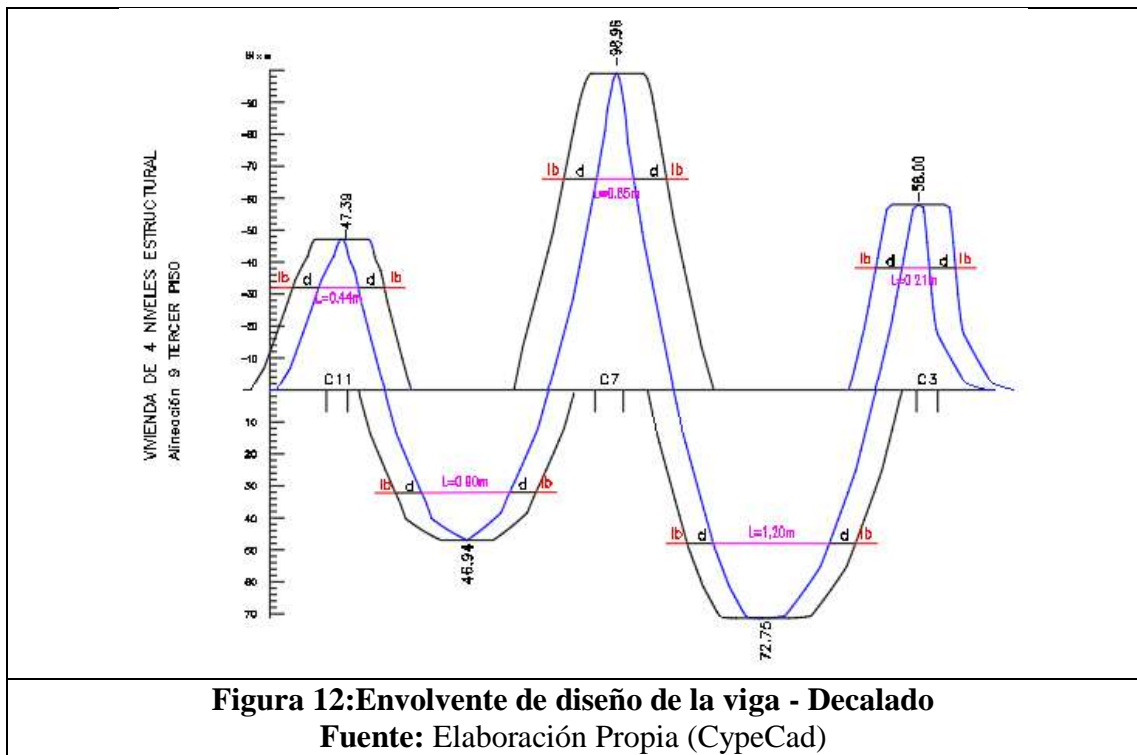
2,80 cm > 2,28 cm *cumple!*

Tabla 7:Cuadro de resumen Envoltentes			
ENVOLVENTES	CYPECAD	CALCULO MANUAL	
C-3 Md=-56,75 KN/m	2 φ 16 As=4,03 cm ² S=11,60 cm	2 φ 16 As=3,92 cm ² S=11,60 cm Diferencia:2,73 %	
C-3 -C-7 Md+=72,75KN/m	2 φ 12 + 2 φ 16 As=5,35 cm ² S=3,07 cm	2 φ 12 + 2 φ 16 As=5,20 cm ² S=3,07 cm Diferencia: 2,80%	
C-7 Md=-92,47KN/m	2 φ 16 + 2 φ 16 As=7,19 cm ² S=2,80 cm	2 φ 16 + 2 φ 16 As=6,99cm ² S=2,80 cm Diferencia:2,78 %	
C-7 -C-11 Md+=46,94 KN/m	2 φ 12 + 1 φ 12 As=3,33 cm ² S= 5,60 cm	2 φ 12 + 1 φ 12 As=3,18 cm ² S= 5,60 cm Diferencia:4,50 %	

<p>C-11 Md=-45,03 KN/m</p>	<p>2 φ 16 As=3,08cm² S= 11,60 cm</p>	<p>2 φ 16 As=3,04 cm² S= 11,60 cm Diferencia:1,30 %</p>	
<p>Fuente: Elaboración propia</p>			

A.2.3.1. Decalaje de momentos flectores entre la columna C-3 y C-7 y la C-7

TERCER PISO



Armadura de montaje

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$lb1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C- 3

Armadura de montaje **2 Ø 16**

Armadura de refuerzo **1 Ø 12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{3,92}{4,02} = 52,40 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 15,72 \\ l_{b1} = 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 52,40 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 21 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 21 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 52,40 = 199,81 \text{ cm} \approx 200 \text{ cm}$$

1) Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada entre la columna 3 y 7

Armadura de montaje **2Ø 12**

Armadura de refuerzo **2 Ø 16**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,65 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{S\text{Calculado}}}{A_{S\text{Real}}} = 71,65 \cdot \frac{4,31}{4,52} = 59,33 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,75 = 21,49 \\ l_b \geq 10 \varnothing = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 59,33 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 120cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 120 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 51 = 312,67 \text{ cm} \approx 315 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C- 7

Armadura de montaje **2 Ø 16**

Armadura de refuerzo **2 Ø 16**

$$l_{b1} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{S\text{Calculado}}}{A_{S\text{Real}}} = 71,66 \cdot \frac{6,99}{8,04} = 62,30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \\ l_{b1} \geq 10 \varnothing = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 62,30 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 85 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 85 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 66 = 283,59 \text{ cm} \approx 295 \text{ cm}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C -7 y C-11

Armadura de montaje 2 Ø12

Armadura de refuerzo 1 Ø12

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2\text{cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{3,18}{3,39} = 50,41 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12\text{cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 50,41 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 90 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 90 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 50,41 = 264,83 \text{ cm} \approx 265 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C- 11

Armadura de montaje 2 Ø16

Armadura de refuerzo 1 Ø12

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{12\text{cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 44,79 \cdot \frac{3,04}{4,02} = 40,64 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \\ l_{b1} \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1 = 10 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

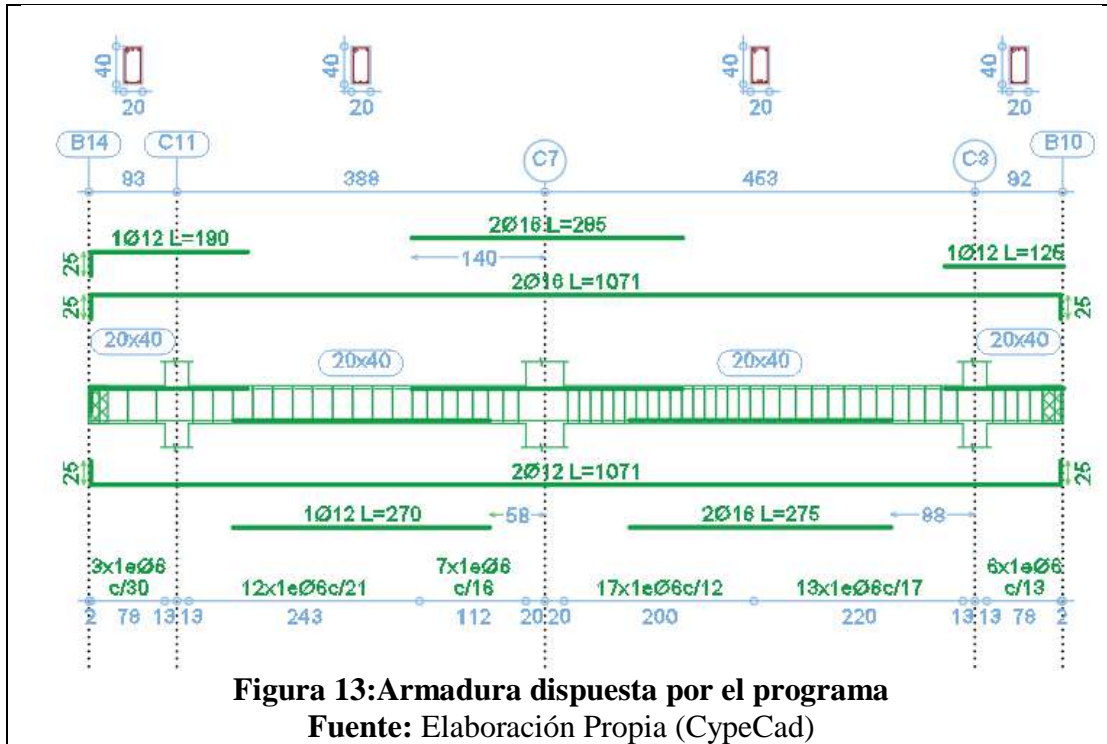
Por lo tanto $l_b = 40,64 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 44 cm.

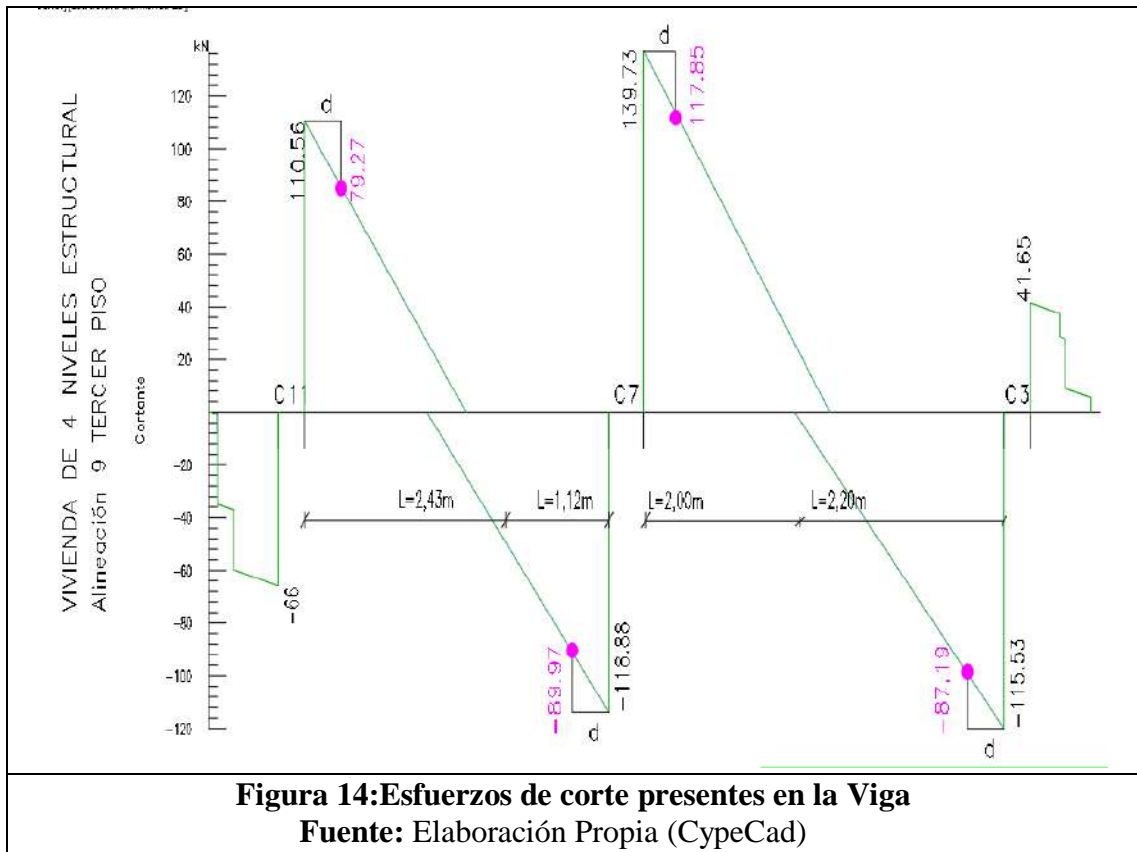
Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 44 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 40,64 = 199,28 \text{ cm} \approx 200 \text{ cm}$$



A.2.3.2. Análisis de cálculo para la cortante

TERCER PISO



Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 87,19 \text{ KN} = 8719 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 117,85 \text{ KN} = 11785 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d1 = 3,4 \text{ cm}$$

$$d = 36,60 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$8719 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg} \quad 11785 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación No cumple

$$\text{CASO N}^\circ 2 \quad V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 30744 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 8719 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \quad \therefore \quad 4330,57 \text{ kg} < 11785 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 8719 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 4388,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = V_d - V_{cu} = 11785 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 7454,43 \text{ kg}$$

$$A_{s1} = \frac{4388,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s1} = 3,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} = \frac{7454,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s2} = 5,39 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4200}$$

$$A_{s_{\min}} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_{s1} = 3,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s2} = 5,39 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_{s1} = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{3,17 \frac{cm^2}{m}}{2} = 1,59 \frac{cm^2}{m}$$

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 1,59}{\pi \cdot (0,6)^2} = 5,62 \approx 6$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

$\emptyset 6 \text{ C} - 16$

$$A_{s2} = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{5,39 \frac{cm^2}{m}}{2} = 2,70 \frac{cm^2}{m}$$

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 2,70}{\pi \cdot (0,6)^2} = 9,55 \approx 10$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 12,5 \text{ cm}$$

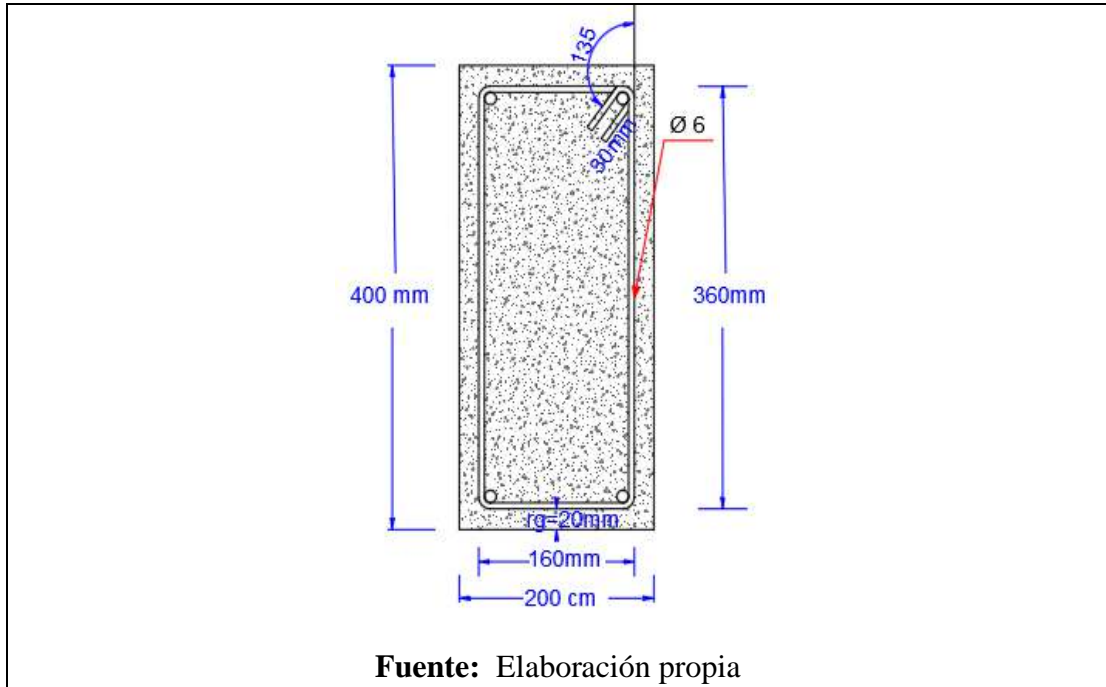
Entonces el número de barras para cada metro será: **$\emptyset 6 \text{ C} - 12,5$**

Anclaje de estribos

5 \emptyset ó 50 mm. A continuación de un arco de círculo de 135° o más (Norma Cbh-87)

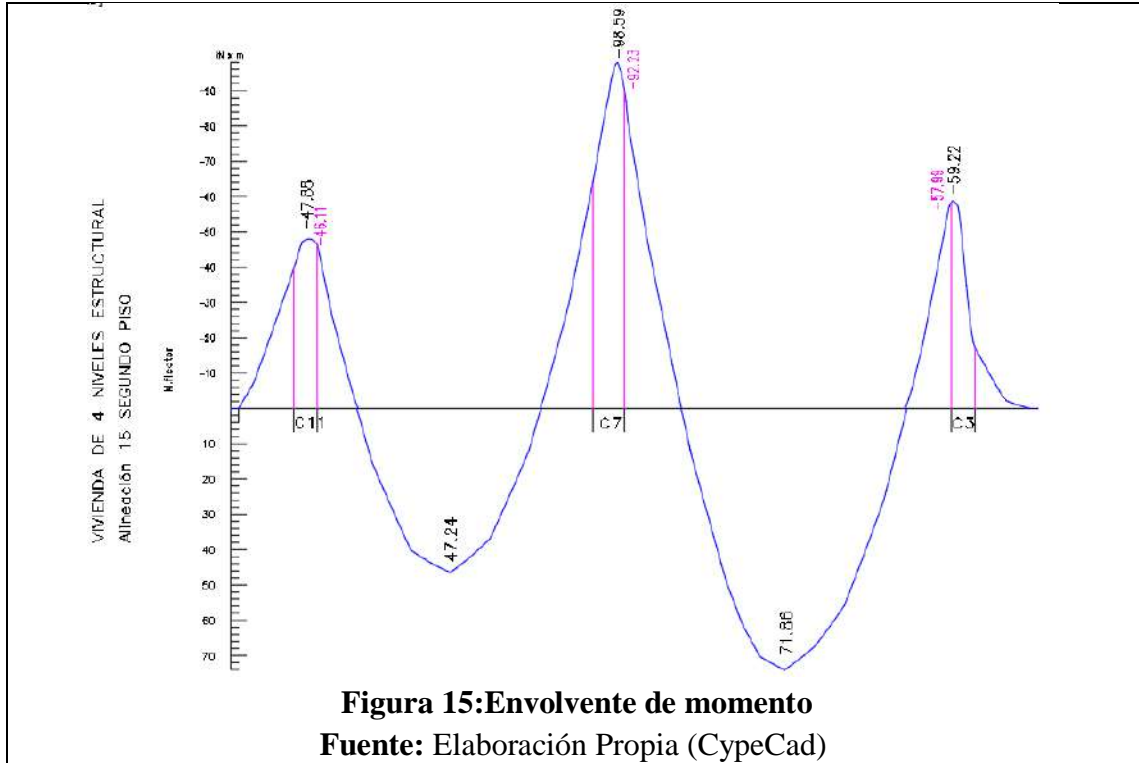
Tabla 8:Resumen de las Cortantes

Cortante	Cype	Manual	Diferencia	Longitud
(-) $V_{d1} = 87,19 \text{ KN}$	$\emptyset 6 \text{ C} - 17$	$\emptyset 6 \text{ C} - 16$	4,73 %	L= 2,20 m
(+) $V_{d2} = 117,85 \text{ KN}$	$\emptyset 8 \text{ C} - 12$	$\emptyset 6 \text{ C} - 12,5$	4,62 %	L=2,00 m
(-) $V_{d1} = 89,97 \text{ KN}$	$\emptyset 6 \text{ C} - 16$	$\emptyset 6 \text{ C} - 16$	4,43 %	L= 1,12 m
(+) $V_{d2} = 79,27 \text{ KN}$	$\emptyset 6 \text{ C} - 21$	$\emptyset 6 \text{ C} - 20$	3,32 %	L= 21,43 m
Anclaje de estribos 30mm		$L_{\text{Estribo}} = 2(360) + 2(160) + 2(30) = 1100 \text{ mm} = 1,10 \text{ m}$		



A.2.4. Análisis de cálculo

SEGUNDO PISO



Cálculo de la armadura positiva entre la columna C-3 y C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 71,86 \text{ KN}\cdot\text{m} = 718600 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{718600 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20\text{cm} \cdot (37\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,187$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,187 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,215$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,215 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37\text{cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_s \text{ min} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 2,24\text{cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada $A_s \text{ cm}^2$	Calculada $A_s \text{ cm}^2$
2Ø12+2Ø12	4,52	5,13
2Ø16+1Ø16	4,27	5,13
2Ø12+1Ø20	5,40	5,13

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 20 Con un área igual a 5,40 cm²

Donde: 4,52 > 4,36 cm² incremento de 2,20%

Separación de las armaduras principales

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 - 1 \cdot 2}{3} = 5,20 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 4,33. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} s = \frac{5}{6} \cdot 5,20 = 4,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

4,33 cm > 1,9 cm cumple!

Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S= 2 cm

3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2 · (1,9) S=2,28 cm

Donde:

4,33 cm > 2 cm cumple!

4,33 cm > 2,28 cm cumple!

Cálculo de la armadura negativas en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

Md - = 92,23 KN.m= 922300 kg.cm

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{922300 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,241$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{\text{lim}} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,241 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,292$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,292 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1

$$W_s \text{ min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø12+2Ø20	8,55	6,97
2Ø16+2Ø16	8,04	6,97

Adoptamos = 2 Ø 12 + 2 Ø 20 Con un área igual a 8,55 cm²

Donde:

$$8,55 > 6,97 \text{ cm}^2 \text{ incremento de } 22,66 \%$$

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,6 - 2 \cdot 1,6}{3} = 2,80 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras:

Como la separación mínima de las armaduras principales calculada es de 2,80. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6}s = \frac{5}{6} \cdot 2,80 = 2,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

2,13 cm > 1,9 cm cumple!

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm


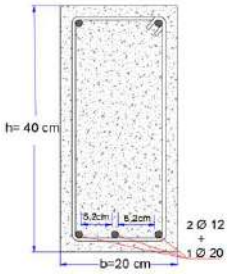
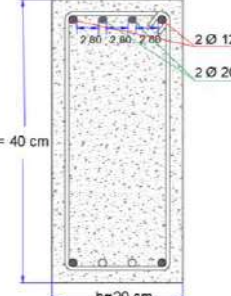
2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=2 cm

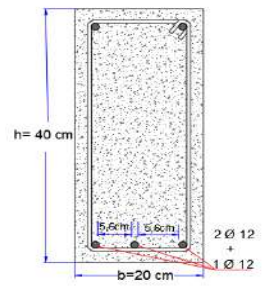

3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2 · 1,90 S=2,28 cm

Donde:

2,80 cm > 2,00 cm cumple!

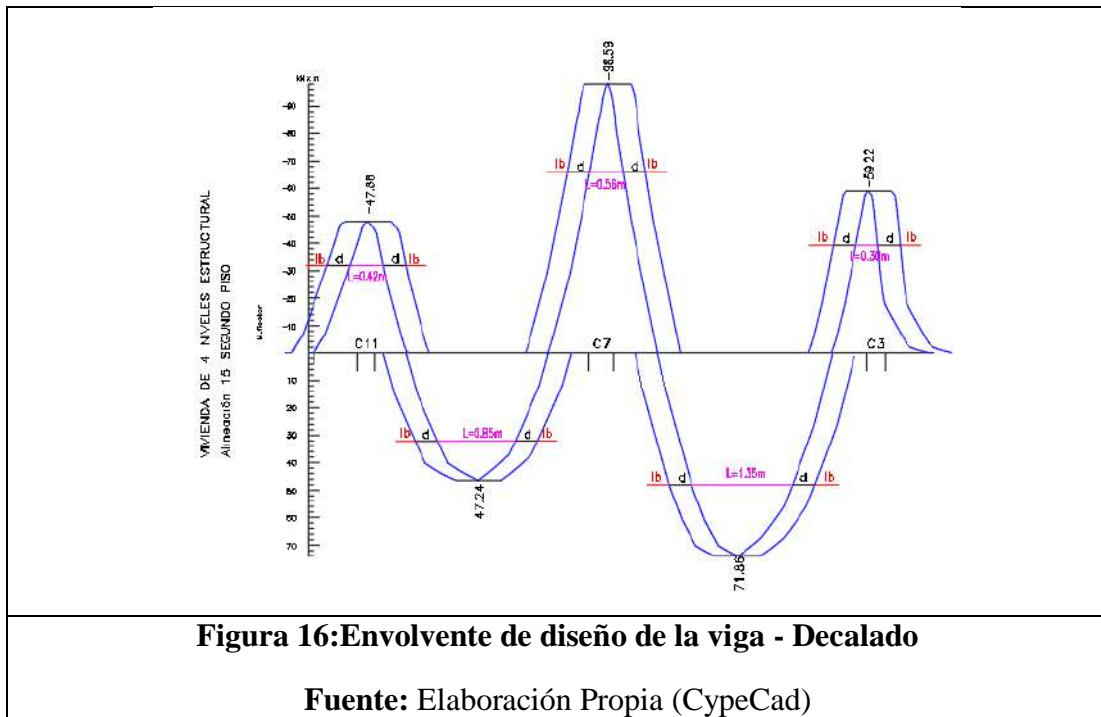
2,80 cm > 2,28 cm cumple!

Tabla 9: Cuadro de resumen Envolventes			
ENVOLVENTES	CYPECAD	CALCULO MANUAL	
C-3 Md=57,99 KN/m	2 φ 12+2 φ 12 As=4,12 cm ² S=3,33 cm	2 φ 12+2 φ 12 As=4,01 cm ² S=3,33 cm Diferencia: 2,67%	
C-3 -C-7 Md+=71,86 KN/m	2 φ 12 + 1 φ 20 As= 5,27 cm ² S=5,20 cm	2 φ 12 + 1 φ 20 As= 5,13cm ² S=5,20 cm Diferencia: 2,66%	
C-7 Md=92,23 KN/m	2 φ 12 + 2 φ 20 As=7,17 cm ² S=2,80 cm	2 φ 12 + 2 φ 20 As=6,97 cm ² S=2,80 cm Diferencia: 2,79 %	

<p>C-7 -C-11 Md+=47,24KN/m</p>	<p>$2 \phi 12 + 1 \phi 12$ $As=3,35 \text{ cm}^2$ $S= 5,7 \text{ cm}$</p>	<p>$2 \phi 12 + 1 \phi 12$ $As=3,20 \text{ cm}^2$ $S= 5,60 \text{ cm}$ Diferencia: 4,47%</p>	
<p>C-11 Md=-46,11 KN/m</p>	<p>$2 \phi 12 + 1 \phi 12$ $As=3,17 \text{ cm}^2$ $S= 5,60 \text{ cm}$</p>	<p>$2 \phi 12 + 1 \phi 12$ $As=3,12 \text{ cm}^2$ $S= 5,60 \text{ cm}$ Diferencia: 1,58 %</p>	
<p>Fuente: Elaboración propia</p>			

A.2.4.1. Decalaje de momentos flectores entre la columna C-3 y C-7 y la C-7

SEGUNDO PISO



Armadura de montaje

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C-3

Armadura de montaje **2Ø12**

Armadura de refuerzo **2 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{4,01}{4,52} = 47,68 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \\ l_{b1} = 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 47,68 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 50 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 50 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 47,68 = 299,36 \text{ cm} \approx 200 \text{ cm}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C -3 y C-7

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **2 Ø20**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 89,57 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_s \text{ Calculado}}{A_s \text{ Real}} = 89,57 \cdot \frac{5,13}{5,40} = 85,09 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 89,57 = 26,87 \text{ cm} \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 85,09 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 135 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 135 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 85,09 = 379,19 \text{ cm} \approx 380 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C-7

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **2 Ø16**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 89,57 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_s \text{ Calculado}}{A_s \text{ Real}} = 89,57 \cdot \frac{6,97}{8,55} = 73,02 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 89,57 = 26,87 \text{ cm} \\ l_{b1} \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 2 = 20 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 73,02 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 56 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 56 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 73,02 = 276,04 \text{ cm} \approx 280 \text{ cm}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo en la C-7 y C-11

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **1 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 44,79 \cdot \frac{3,20}{3,39} = 50,73$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 50,73 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 85 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 85 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 50,73 = 260,46 \text{ cm} \approx 260 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C-11

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **1 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{3,12}{3,39} = 44,50$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \text{ cm} \\ l_{b1} \geq 10 \phi = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

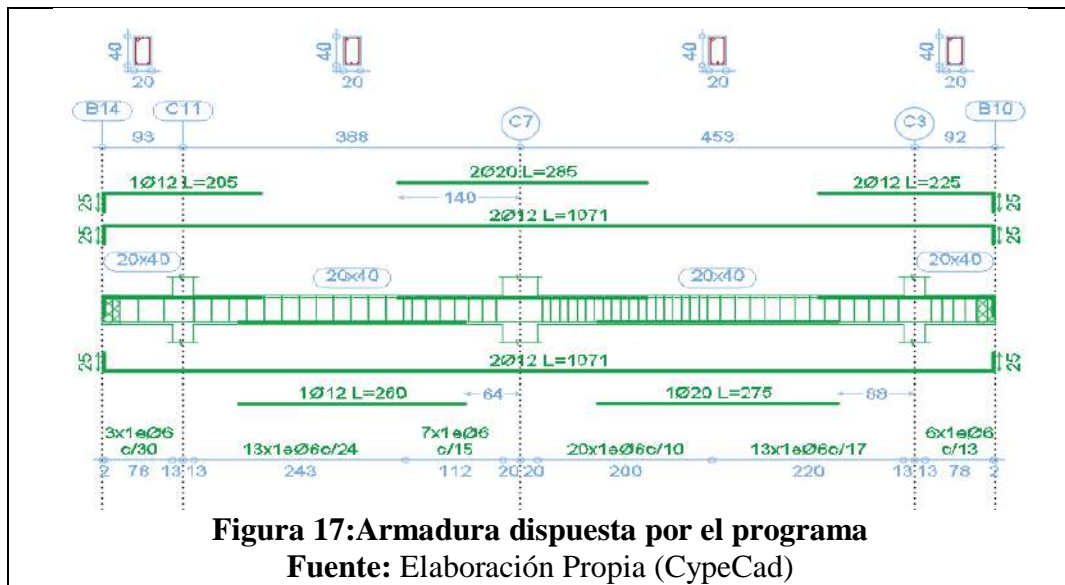
Por lo tanto $l_b = 44,50 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 42 cm.

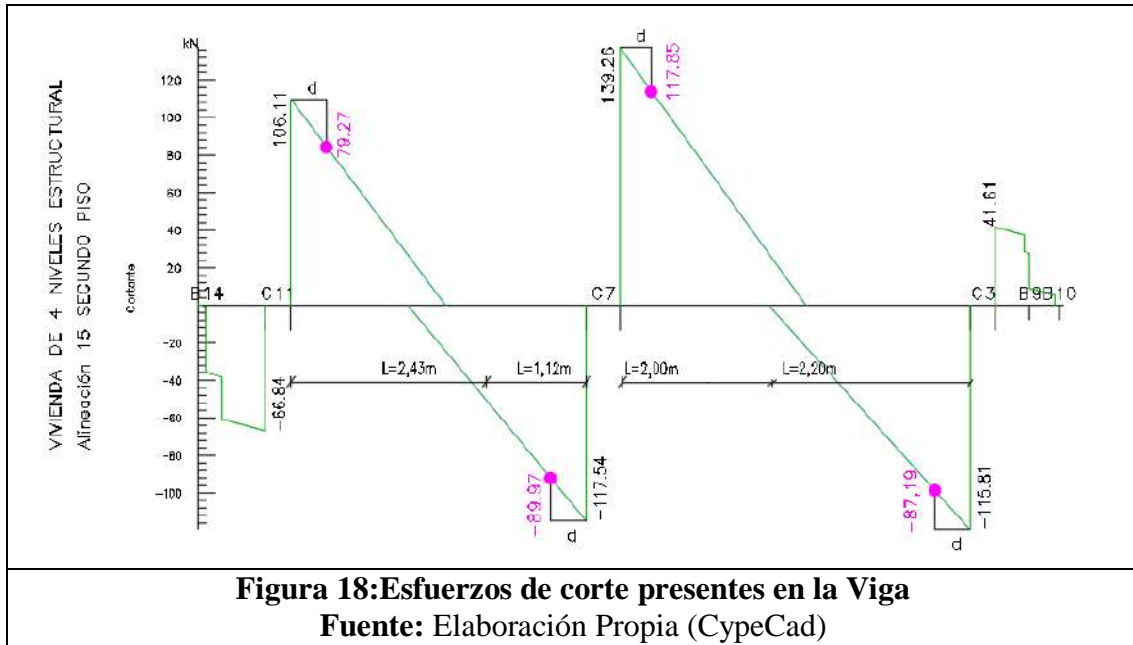
Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 42 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 44,50 = 214,92 \text{ cm} \approx 215 \text{ cm}$$



A.2.4.2. Análisis de cálculo para la cortante

SEGUNDO PISO



Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 87,44 = 8744 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 119,35 \text{ KN} = 11935 \text{ kg}$$

$$d1 = 3,4 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$8744 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

$$11935 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 30744 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 8744 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \quad \therefore \quad 4330,57 \text{ kg} < 11935 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 8744 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 4413,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = 11935 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 7604,43 \text{ kg}$$

$$As_1 = \frac{4413,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$As_1 = 3,19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_2 = \frac{7604,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$As_2 = 5,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$As_{\min} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot t}{f_{yd}}$$

$$As_{\min} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4200}$$

$$As_{\min} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$As_1 = 3,19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_2 = 5,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$As_1 = \frac{As_{\max}}{2} = \frac{3,19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot As}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 1,60}{\pi \cdot (0,6)^2} = 5,66 \approx 6$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

Ø 6 C – 16

$$As_2 = \frac{As_{\max}}{2} = \frac{5,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 2,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Ø } 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot As}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 2,75}{\pi \cdot (0,6)^2} = 9,73 \approx 10$$

Determinación del número de barras de acero " n "

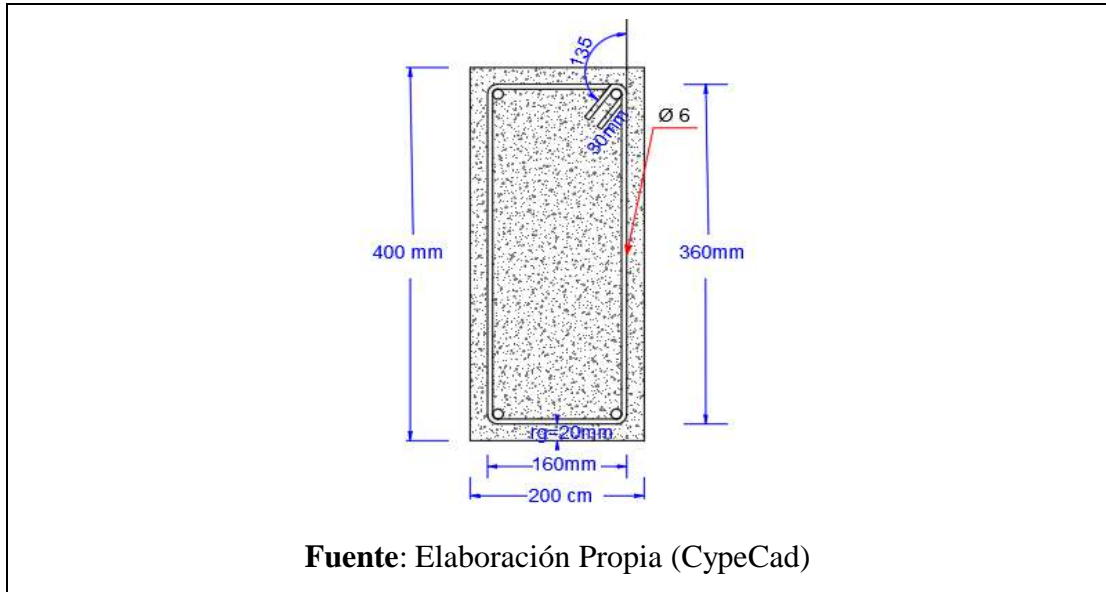
$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

Ø 6 C – 10

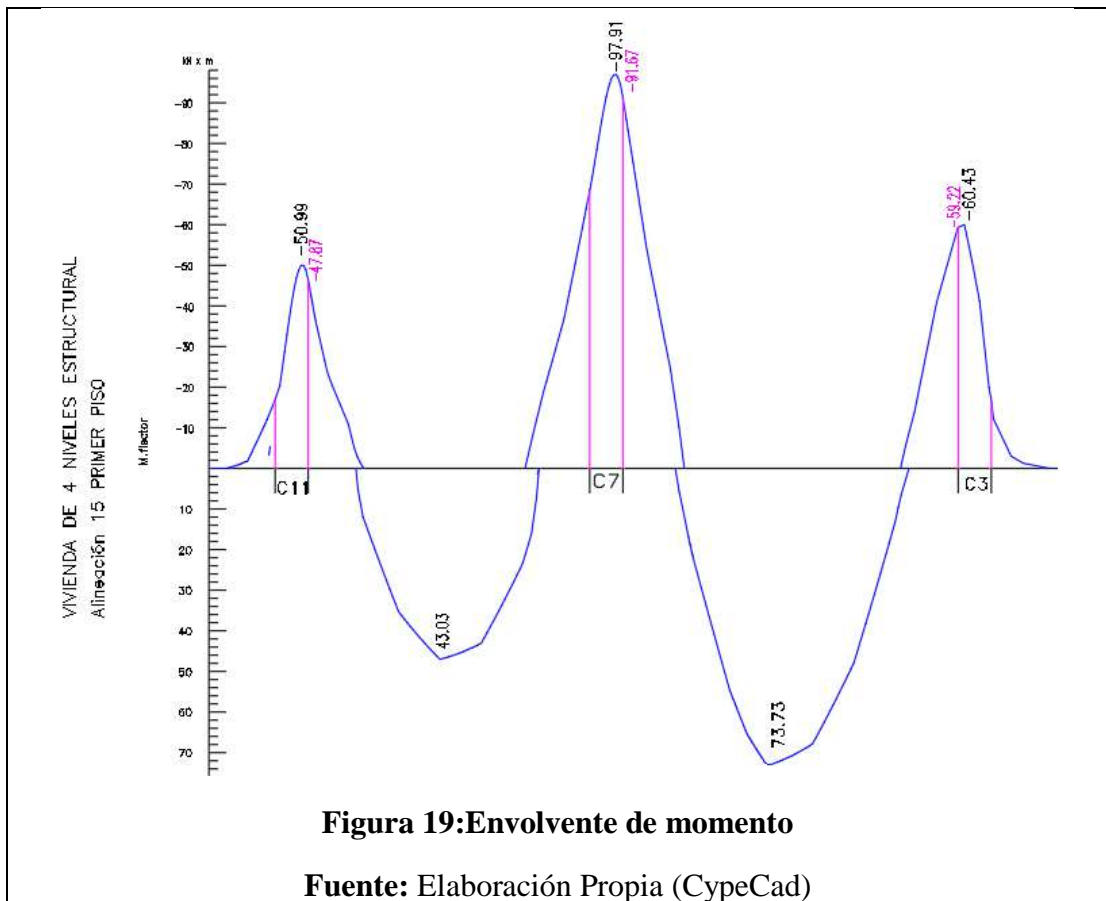
Tabla 10: Resumen de las Cortantes

Cortante	CypeCad	Manual	Diferencia	Longitud
(-) $V_{d1} = 87,44 \text{ KN}$	Ø 6 C – 17	Ø 6 C – 16	4,20 %	L= 2,20 m
(+) $V_{d2} = 119,35 \text{ KN}$	Ø 6 C – 10	Ø 6 C – 10	2,71 %	L=2,00 m
(-) $V_{d1} = 87,53 \text{ KN}$	Ø 6 C – 15	Ø 6 C – 16	4,16 %	L= 1,12m
(+) $V_{d2} = 79,33 \text{ KN}$	Ø 6 C – 24	Ø 6 C – 20	4,36 %	L= 2,43 m
Anclaje de estribos	30mm	$L_{\text{Estribo}} = 2(360) + 2(160) + 2(30) = 1100 \text{ mm} = 1,10 \text{ m}$		



A.2.5. Análisis de cálculo

PRIMER PISO



Cálculo de la armadura positiva entre la columna C-3 y C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 73,73 \text{ KN}\cdot\text{m} = 737300 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 \approx 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 37 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{687600 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,192$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,192 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,222$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,222 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5,29$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{smin} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø12+1Ø20	5,40	5,29
2Ø16+2Ø12	6,03	5,29
2Ø12+2Ø16	6,28	5,29

Adoptamos = 2 Ø 12 + 2 Ø 16 Con un área igual a 6,28 cm²

Donde: $6,28 > 5,29 \text{ cm}^2$ incremento de 2,20 %

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 1,6}{2} = 3,07 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 5,40 cm. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} s = \frac{5}{6} \cdot 3,07 = 2,56 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

$$2,56 \text{ cm} > 1,90 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor \rightarrow El diámetro de la barra más gruesa $S=1,6 \text{ cm}$

3. 1,2 tamaño del árido \rightarrow 1,2 veces el tamaño del agregado $1,2 \cdot (1,90) S=2,28 \text{ cm}$

Donde:

$$3,07 \text{ cm} > 2,00 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

$$3,07 \text{ cm} > 1,60 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

$$3,07 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

Cálculo de la armadura negativas en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 91,67 \text{ KN}\cdot\text{m} = 916700 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 \approx 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 37 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{916700 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,239$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,239 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,29$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,316 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6,91 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{Smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1

$$W_{Smin} = 0,0028$$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 6,91 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø16+2Ø16	8,04	6,91
2Ø12+2Ø20	8,54	6,91

Adoptamos = 2 Ø 16 + 2 Ø 16 Con un área igual a 8,04 cm²

Donde:

$$8,04 > 6,91 \text{ cm}^2 \text{ incremento de } 16,35\%$$

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \#\phi}{\#\text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,6 - 2 \cdot 1,6}{3} = 2,80 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las

armaduras principales calcula es de 2,80. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6}s = \frac{5}{6} \cdot 2,80 = 2,33\text{cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

2,33 cm > 1,90 cm cumple!

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

3. 1.2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2 · 1,9cm S=2,28 cm

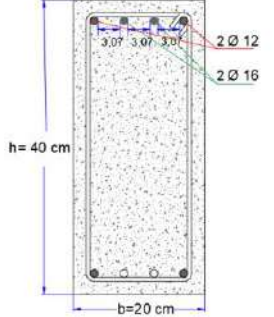
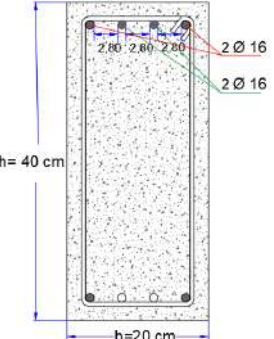
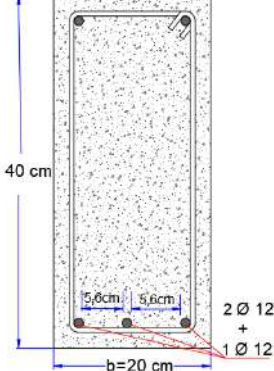
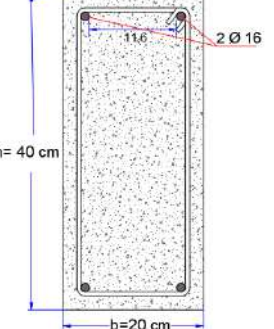
Dónde:

2,80 cm > 2,00 cm cumple!

2,80 cm > 1,60 cm cumple!

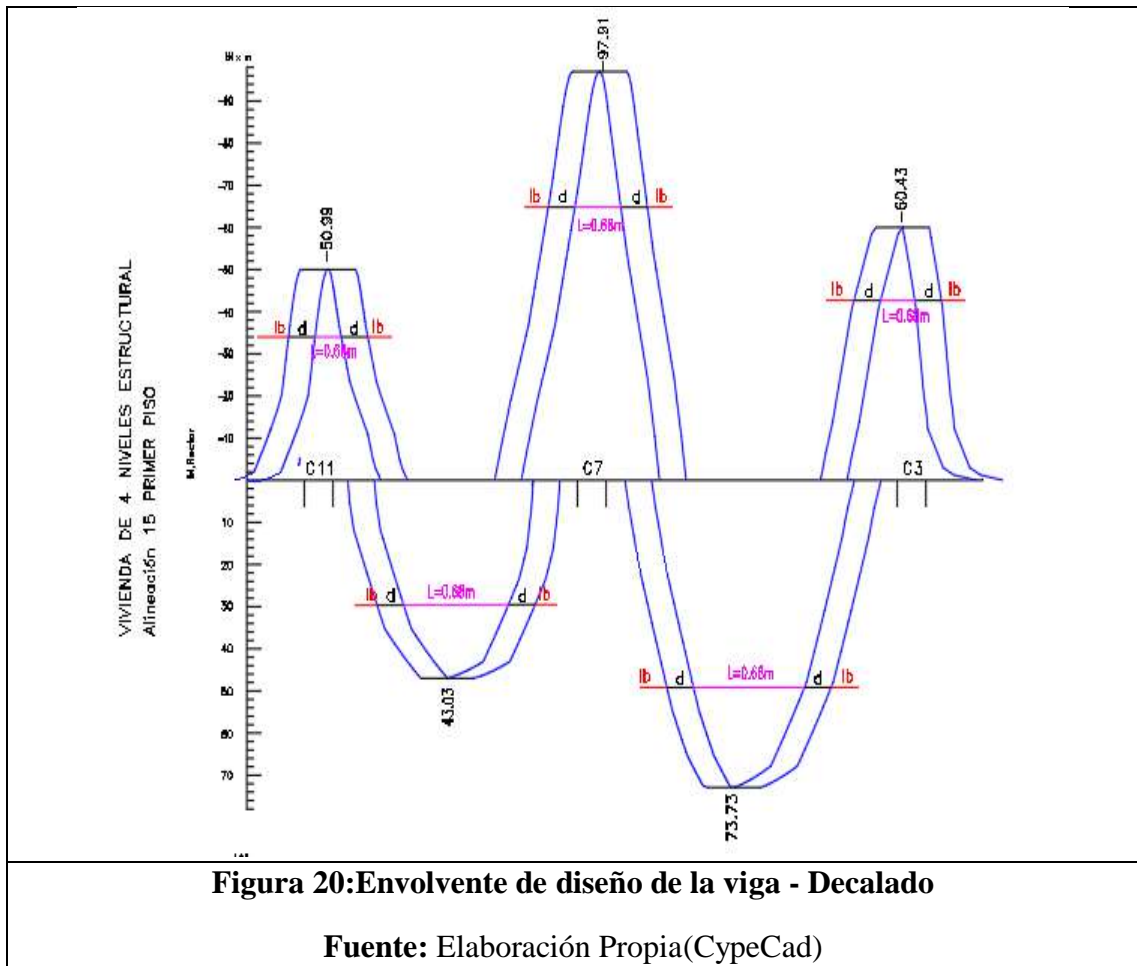
2,80 cm > 2,28 cm cumple!

Tabla 10:Cuadro de resumen Envolventes			
ENVOLVENTES	.CYPECAD	CALCULO MANUAL	
C-3 Md=-59,22KN/m	2 φ 16+1 φ 12 As=4,22 cm ² S=5,20 cm	2 φ 16 + 1 φ 12 As=4,11 cm ² S=5,20cm Diferencia: 2,61%	

<p>C-3 -C-7 Md+=73,73KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 + 2 ϕ 16 As=5,44 cm² S=3,07 cm</p>	<p>2 ϕ 12 + 2 ϕ 16 As=5,29cm² S=3,07 cm Diferencia: 2,75%</p>	
<p>C-7 Md=-91,67 KN/m</p>	<p>2 ϕ 16 + 2 ϕ 16 As=7,11 cm² S=2,80 cm</p>	<p>2 ϕ 16 + 2 ϕ 16 As=6,91 cm² S=2,80 cm Diferencia: 2,81%</p>	
<p>C-7 -C-11 Md+=43,03KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,05 cm² S= 5,7 cm</p>	<p>2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=2,90 cm² S= 5,6 cm Diferencia: 4,92 %</p>	
<p>C-11 Md=-47,87 KN/m</p>	<p>2 ϕ 16 As= 3,40 cm² S= 3,07 cm</p>	<p>2 ϕ16 As=3,25 cm² S= 11,60 cm Diferencia: 4,41%</p>	
<p>Fuente: Elaboración propia</p>			

A.2.5.1. Decalaje de momentos flectores entre la columna C-3 y C-7 y la C-7

PRIMER PISO



Armadura de montaje

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{fcd^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C-3

Armadura de montaje **2 Ø16**

Armadura de refuerzo **1 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{4,11}{5,15} = 42,89 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 = 16,12 \text{ cm} \\ l_{b1} = 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 42,89 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 38 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 38 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 42,89 = 197,78 \text{ cm} \approx 200 \text{ cm}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C-3 y C-7

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **2 Ø16**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 71,66 \cdot \frac{5,29}{6,28} = 60,36 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \text{ cm} \\ l_b \geq 10 \varnothing = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 60,36 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 80 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 80 + 2 \cdot 17 + 2 \cdot 60,36 = 274,72 \text{ cm} \approx 275 \text{ m}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la C-7

Armadura de montaje **2 Ø16**

Armadura de refuerzo **2 Ø16**

$$l_{b1} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 71,66 \cdot \frac{6,91}{8,04} = 61,59 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \\ l_{b1} \geq 10 \varnothing = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 58 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 100 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 100 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 58 = 297,17 \text{ cm} \approx 300 \text{ m}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la C-7 y C-11

Armadura de montaje **2 Ø12**

Armadura de refuerzo **1 Ø12**

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,2\text{cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53,74 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 53,74 \cdot \frac{2,90}{3,39} = 45,98 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 53,74 \text{ cm} = 16,12 \text{ cm} \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 \cdot 1,2 = 12\text{cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 45,98 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 122 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 122 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 45,98 = 281 \text{ cm}$$

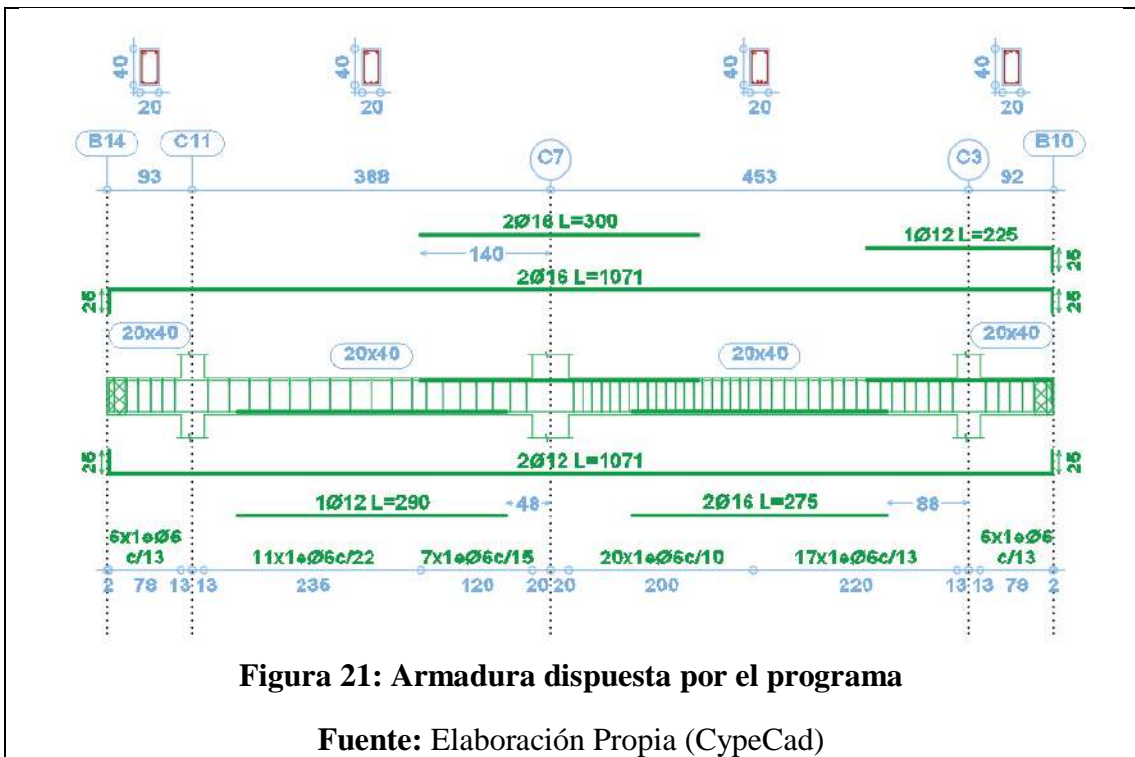


Figura 21: Armadura dispuesta por el programa

Fuente: Elaboración Propia (CypeCad)

A.2.5.2. Análisis de cálculo para la cortante

PRIMER PISO

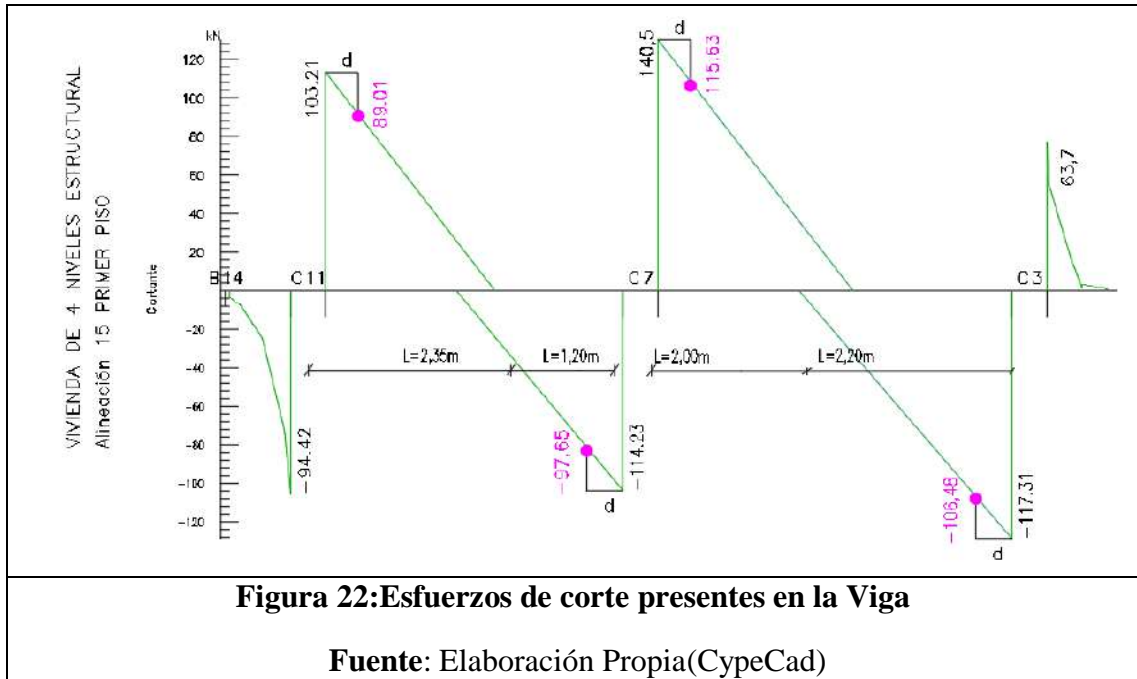


Figura 22: Esfuerzos de corte presentes en la Viga

Fuente: Elaboración Propia (CypeCad)

Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 106,48 = 10648 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 115,63 \text{ KN} = 11563 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d1 = 3,2 \text{ cm}$$

$$d = 36,6 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$10648 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

$$11563 \text{ kg} < 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 35112 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 10648 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \quad \therefore \quad 4330,57 \text{ kg} < 11563 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 10648 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 6317,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = 11563 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 7232,43 \text{ kg}$$

$$A_{s1} = \frac{6317,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s1} = 4,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} = \frac{7232,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36,6 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s2} = 5,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4200} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_{s1} = 4,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \qquad A_{s2} = 5,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_{s1} = \frac{A_{s_{\max}}}{2} = \frac{4,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 2,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 2,28}{\pi \cdot (0,6)^2} = 8,06 \approx 8$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 12,5 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

$$\varnothing 6 \text{ C} - 12,5$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s_{\max}}}{2} = \frac{5,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 2,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 2,62}{\pi \cdot (0,6)^2} = 9,27 \approx 10$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,6 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

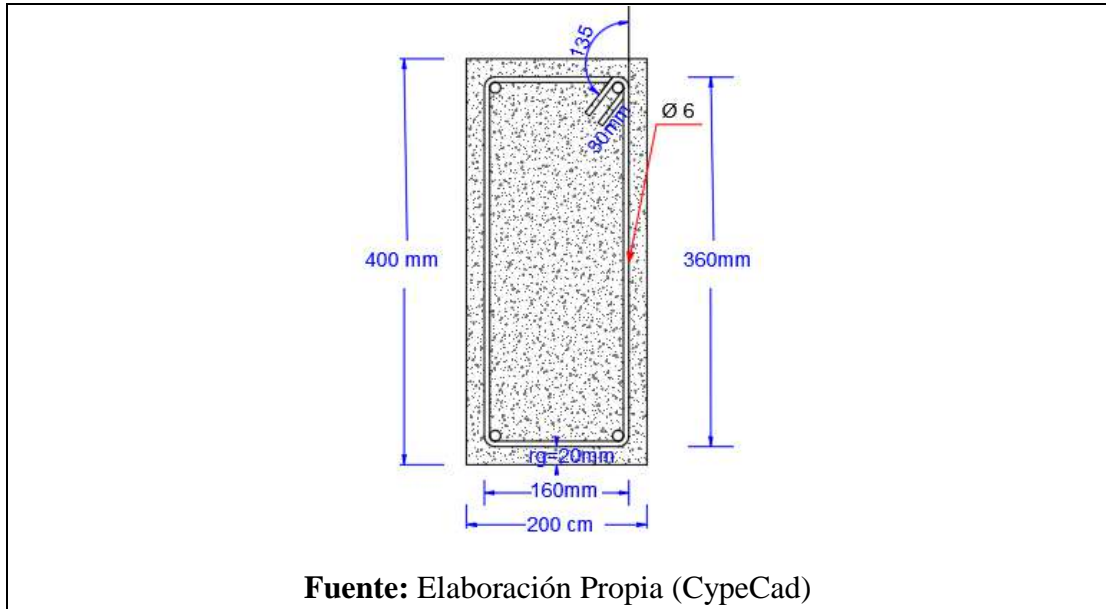
$$\varnothing 6 \text{ C} - 10$$

Anclaje de estribos

5 \varnothing ó 50 mm. A continuación de un arco de círculo de 135° o más (Norma Cbh87)

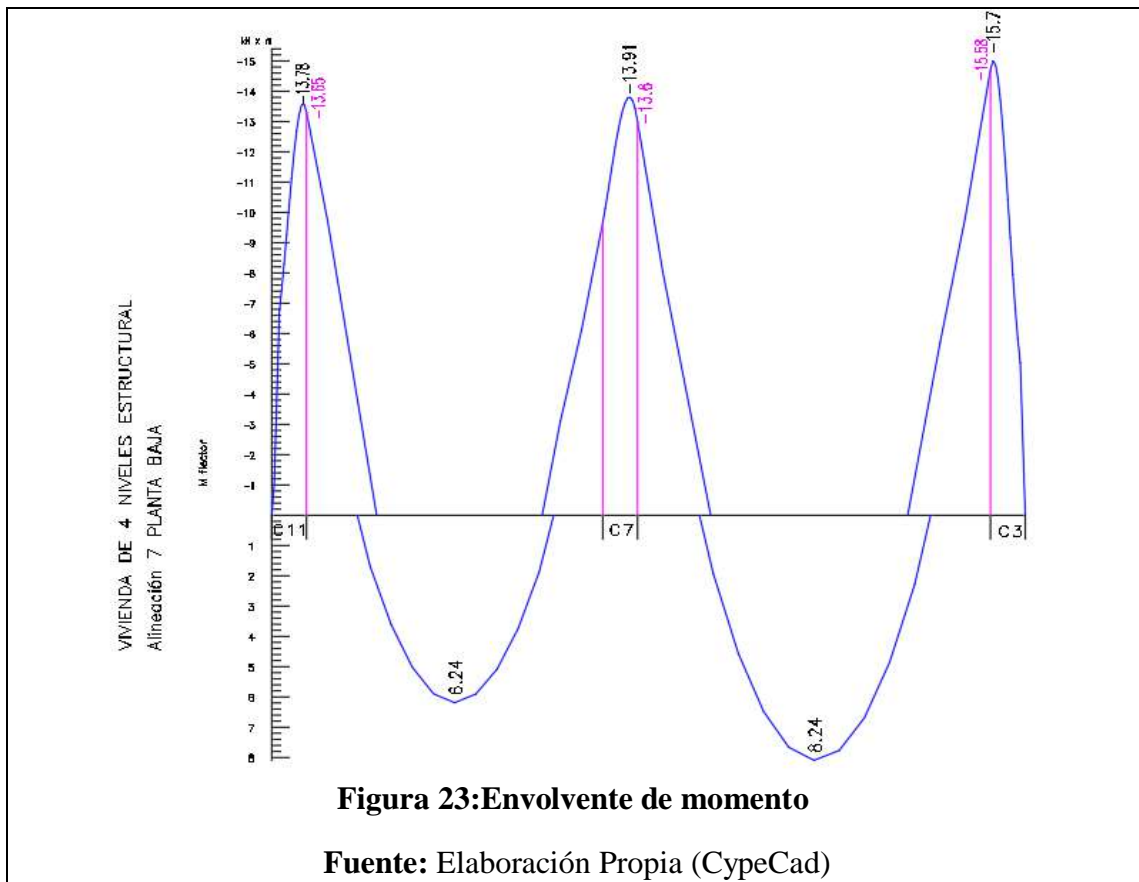
Tabla 11:Resumen de las Cortantes

Cortante	CypeCad	Manual	Diferencia	Longitud
(-) $V_{d1} = 106,48 \text{ KN}$	$\varnothing 6 \text{ C} - 13$	$\varnothing 6 \text{ C} - 12,5$	2,22%	L= 2,20m
(+) $V_{d2} = 115,63 \text{ KN}$	$\varnothing 6 \text{ C} - 10$	$\varnothing 6 \text{ C} - 10$	3,54%	L=2,00 m
(-) $V_{d1} = 80,78 \text{ KN}$	$\varnothing 6 \text{ C} - 15$	$\varnothing 6 \text{ C} - 14$	2,08%	L= 1,20 m
(+) $V_{d2} = 89,01 \text{ KN}$	$\varnothing 6 \text{ C} - 22$	$\varnothing 6 \text{ C} - 20$	5,20%	L= 2,35 m
Anclaje de estribos	30mm	$L_{\text{Estribo}} = 2(360) + 2(160) + 2(30) = 1100\text{mm} = 1,10 \text{ m}$		



A.2.6. Análisis de cálculo

PLANTA BAJA



Cálculo de la armadura negativas en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 13,60 \text{ KN}\cdot\text{m} = 136000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 \approx 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (30 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{136000 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (27 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,067$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,067 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,07$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,07 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \min} = 0,0028$

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot h = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada $A_s \text{ cm}^2$	Calculada $A_s \text{ cm}^2$
2Ø12	2,26	1,68

Adoptamos = 2 Ø 12 Con un área igual a 2,26 cm²

Dónde: $2,26 > 1,68 \text{ cm}^2$ incremento de 39,88%

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2}{1} = 12,40 \text{ cm}$$

Verificación de la separación de las armaduras: Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 12,40 cm. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6}s = \frac{5}{6} \cdot 12,40 = 10,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

10,33 cm > 1,9 cm cumple!

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,2 cm

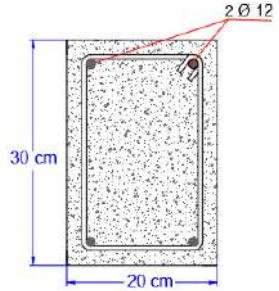
3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2·1,9 S=2,28 cm

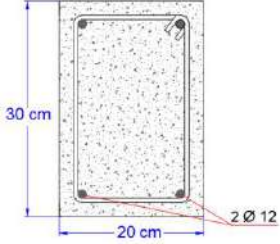
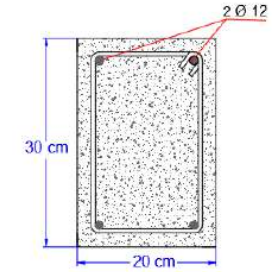
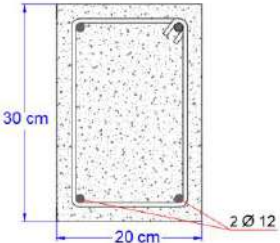
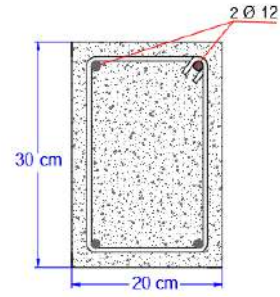
Dónde:

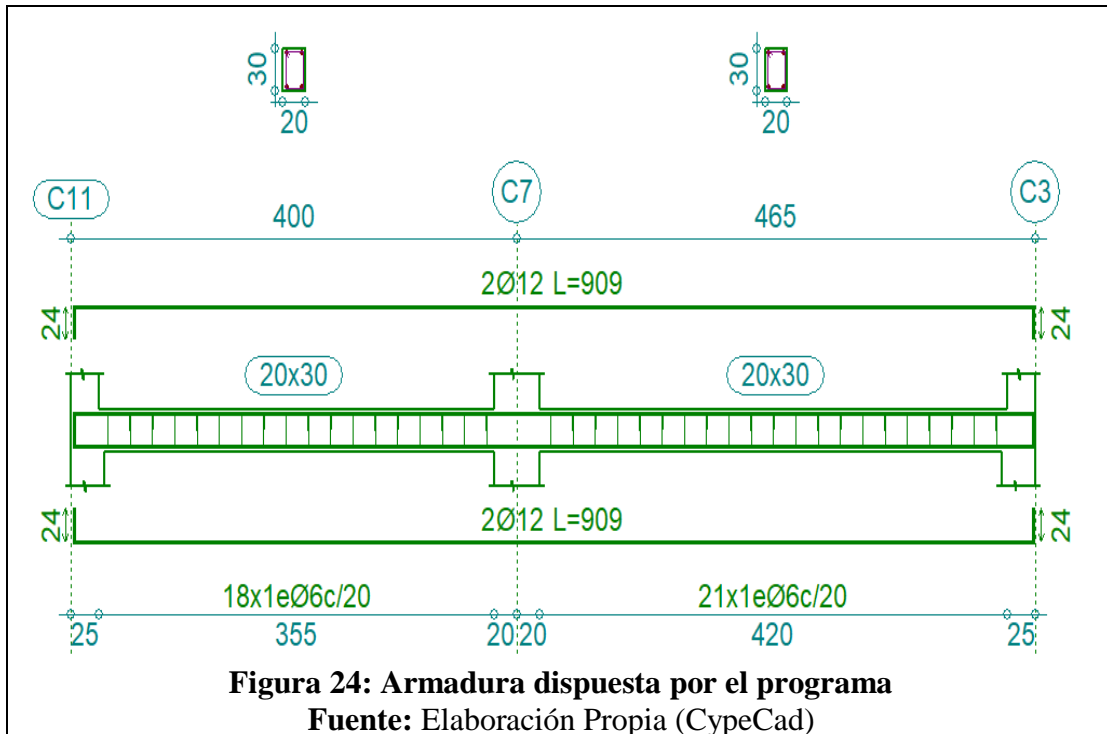
12,40 cm > 2 cm cumple!

12,40 cm > 1,2 cm cumple!

12,40 cm > 2,28 cm cumple!

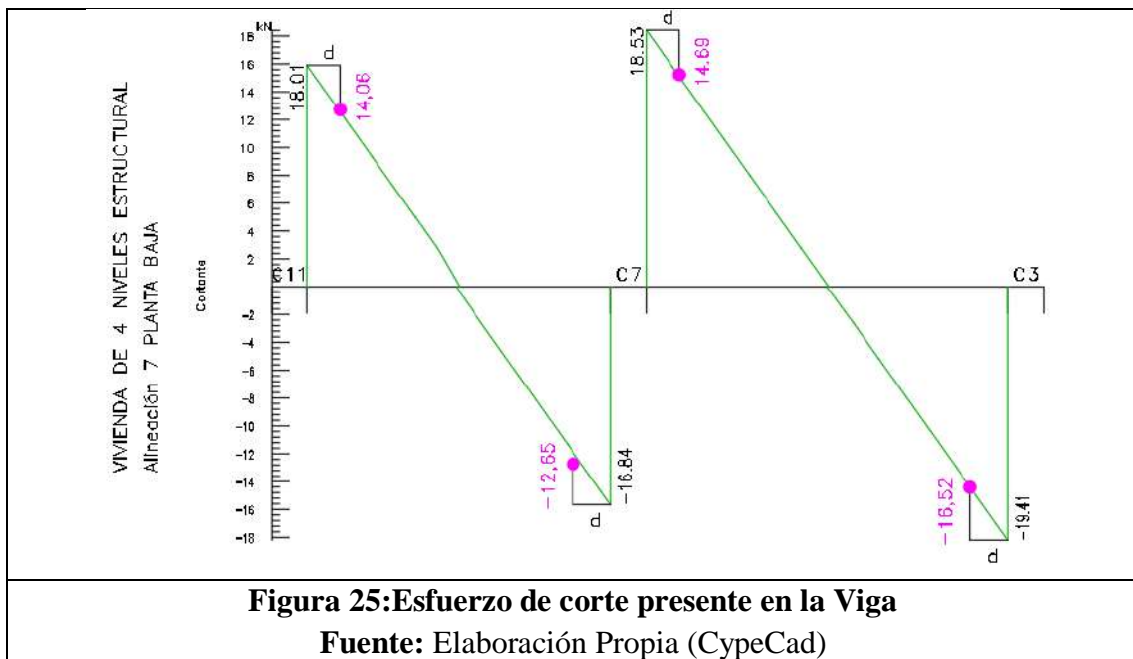
Tabla 12: Cuadro de resumen de Envoltentes			
ENVOLVENTES	CYPECAD	CALCULO MANUAL	
C-3 Md=15,58KN/m	2 φ 12 As=1,68 cm ² S=12,40 cm	2 φ 12 As=1,68 cm ² S=12,40 cm Diferencia= 0 %	

<p>C-3 -C-7 Md+=8,24 KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68 cm² S=12,40 cm</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68 cm² S=12,40 cm Diferencia= 0 %</p>	
<p>C-7 Md-=13,60KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68 cm² S=12,40 cm</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68cm² S=12,40 cm Diferencia= 0 %</p>	
<p>C-7 -C-11 Md+=6,24 KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68 cm² S=12,40 cm</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68cm² S= 12,40 cm Diferencia= 0 %</p>	
<p>C-11 Md-=13,65 KN/m</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68 cm² S=12,40 cm</p>	<p>2 ϕ 12 As=1,68cm² S= 12,40 cm Diferencia= 0 %</p>	
<p>Fuente: Elaboración propia</p>			



A.2.6.1. Análisis de cálculo para la cortante

PLANTA BAJA



Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 16,52 = 1652 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 14,69 \text{ KN} = 1469 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d1 = 3,2 \text{ cm}$$

$$d = 41,80 \text{ cm}$$

$$d1 = r_g + \emptyset_{\text{estribo}} + \frac{\emptyset_L}{2} = 2 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2} = 3,1 \text{ cm}$$

$$d = h - d1 = (30 \text{ cm} - 3,1 \text{ cm}) = 26,90 \text{ cm}$$

$$d1 = 3,1 \text{ cm}$$

$$d = 26,90 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 26,90 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 3182,85 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$1652 \text{ kg} < 3182,85 \text{ kg}$$

$$1469 \text{ kg} < 3182,85 \text{ kg}$$

Verificación

Cumple

Determinación del área mínima.

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}}$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,02 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 100}{4347,826} = 1,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$AS = \frac{A_{S_{\max}}}{2} = \frac{1,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 0,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 0,65}{\pi \cdot (0,6)^2} = 2,30 \approx 3$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 30 = 25,50 \text{ cm} \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

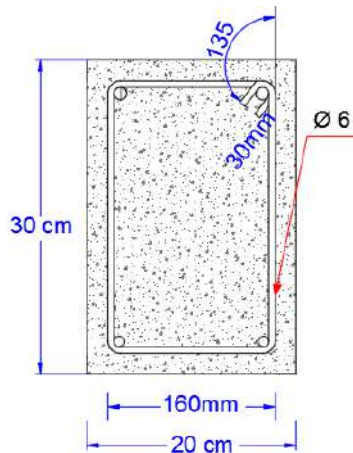
Ø 6 C – 20

Anclaje de estribos

5 Ø ó 50 mm. A continuación de un arco de círculo de 135° o más (Norma CBH87)

Tabla 13:Resumen de las Cortantes

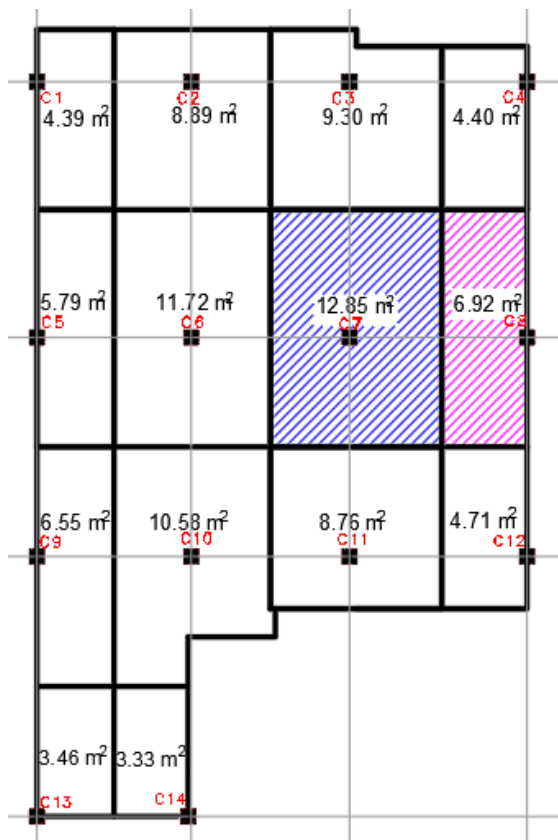
Cortante	Cype	Manual	Diferencia	Longitud
(-) $V_{d1}=16,52 \text{ KN}$	Ø 6 C – 20	Ø 6 C – 20	0%	L= 4,05 m
(+) $V_{d2} =14,69 \text{ KN}$	Ø 6 C – 20	Ø 6 C – 20	0%	
(-) $V_{d1}= 12,65 \text{ KN}$	Ø 6 C – 20	Ø 6 C – 20	0%	L= 3,55m
(+) $V_{d2}= 14,06 \text{ KN}$	Ø 6 C – 20	Ø 6 C – 20	0%	
Anclaje de estribos 30mm		$L_{\text{Estribo}} = 2(260) + 2(160) + 2(30) = 900 \text{ mm}$ = 0,90 m		



Fuente: Elaboración Propia(CypeCad)

A.2.7. Verificación del diseño estructural de la columna

Calculo del predimensionamiento



COLUMNA CENTRADAS		
Vigas	Columna	Losa
b= 0,2 m	b= 0,25 m	A= 12,85 m ²
h= 0,4 m	h= 0,25 m	h= 0,2 m
Ly= 4,2 m	L= 3,06 m	P= 6168 kg
Lx= 3,06 m	V1= 0,1913 m ³	Muro
Vy= 0,168 m ³	P1= 459 kg	A= 12,85 m ²
Vx= 0,1224 m ³		q= 3,01087 KN/m ²
P1= 403,2 kg		P= 3868,96 Kg
P2= 293,76 kg		

COLUMNA EXENTRICAS		
Vigas	Columna	Losa
b= 0,2 m	b= 0,25 m	A= 6,92 m ²
h= 0,4 m	h= 0,25 m	h= 0,2 m
Ly= 4,2 m	L1= 3,06 m	P= 3321,6 kg
Lx= 1,65 m	V1= 0,1913 m ³	Muro
Vx= 0,168 m ³	P1= 459 kg	A= 6,92 m ²
Vy= 0,066 m ³		q= 3,01087 KN/m ²
P1= 403,2 kg		P= 2083,52 Kg
P2= 158,4 kg		

	C.P.(Kg)	C.M.(Kg)	C.V.(Kg)	Nº Niveles	Pser(kg)	Área(cm ²)
Columna Centradas	7323,96	2441,5	3855	4	69957,70	740,29
Columna Excéntrica	3883,2	1314,8	2076	4	37430,08	509,25

A.C.I	
Columna Centradas	$A_{col} = \frac{P_{ser}}{0,45 * f'c}$
Columna Excéntricas	$A_{col} = \frac{P_{ser}}{0,35 * f'c}$

Columna Centradas (Calculada) $A_{col}=740,29\text{cm}^2$

Columna Centradas (Adoptada) $A_{col}=40 \times 25\text{cm}^2$

$A_{col}=1000\text{cm}^2$

Columna Excéntrica (Calculada) $A_{col}=509,25\text{cm}^2$

Columna Excéntrica (Adoptada) $A_{col}=25 \times 25\text{cm}^2$

$A_{col}=625\text{cm}^2$

Datos:

Hormigón tipo H21

Resistencia característica de H°A° a compresión (CBH-87, pág. 21)

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de seguridad del hormigón (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_c = 1,5$$

Módulo de deformación del hormigón (CBH-87, pág. 34)

$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8 \text{ MPa}} = 29187 \text{ MPa}$$

Deformación de rotura del hormigón en compresión simple (CBH-87, pág. 32)

$$\epsilon_{cuc} = 0,002$$

Deformación de rotura del hormigón en flexión (CBH-87, pág. 32)

$$\epsilon_{cuf} = 0,0035$$

Acero de refuerzo tipo AH 500 N

Resistencia característica a tracción (CBH-87, pág. 26)

$$f_{ck} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de seguridad del acero (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_s = 1,15$$

Resistencia de cálculo a compresión del acero (García Meseguer et al., 2009, pág.236)

$$f_{ck} = 500 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero (CBH-87, pág. 42):

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Deformación del acero correspondiente al límite elástico (CBH-87, pág. 23):

$$\epsilon_{se} = 0,002$$

Deformación máxima del acero (CBH-87, pág. 42):

$$\epsilon_{se} = 0,010$$

Minoración de las resistencias de los materiales:

Resistencia de cálculo del hormigón a compresión (CBH-87, pág. 30)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21 \text{ MPa}}{1,50} = 14 \text{ Mpa}$$

Resistencia característica del hormigón a tracción (CBH-87, pág. 20)

$$f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2 (\text{Mpa})} = f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{(21\text{Mpa})^2} = 1,6 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo del hormigón a tracción (CBH-87, pág. 30)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,6 \text{ Mpa}}{1,5} = 1,07 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo a tracción (CBH-87, pág. 40-41)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,7826 \text{ Mpa}$$

A.2.7.1. Columna C-3

PRIMER PISO C-3

Axial de cálculo $N_{cd} = 786.30 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección x $M_{cdx} = 0.42 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección y $M_{cdy} = 8,54 \text{ KN}$

Propiedades geométricas

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad h_c = 25 \text{ cm} \quad l_c = 324 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 625 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 32552,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 32552,08 \text{ cm}^4$$

Coefficiente para determinar la longitud de pandeo (CBH-87, pág. 84)

$$\alpha = 0,5$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo lo es:

$$l_o = \alpha \cdot L$$

$$l_o = 0,5 \cdot 324 = 162 \text{ cm}$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_{mx} = \lambda_{my} = \frac{l_0}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552,08 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}}} = 22.447$$

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{0,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{786,30 \text{ kN}} = 0,053 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{8,54 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{786,30 \text{ kN}} = 1,086 \text{ cm}$$

Coefficiente representativo de la rigidez de la pieza

$$K_{Ex} = K_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cx}}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2918,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 32552,08 \text{ cm}^4}{(162 \text{ cm})^2} = 35730,42 \text{ kN}$$

Coefficiente de fluencia a tiempo infinito para una edad del hormigón de 365 días (García Meseguer et al., 2009, pág. 69)

$$\varphi_{fi} = 1,6$$

Excentricidad por fluencia (CBH-87, pág. 85)

$$e_{flx} = e_{ox} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{Ex} - N_{cd}}} - 1 \right) = 0,053 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 786,30}{35730,42 - 786,30}} - 1 \right) = 0,001 \text{ cm}$$

$$e_{fly} = e_{oy} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{Ey} - N_{cd}}} - 1 \right) = 1,086 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 786,30}{35730,42 - 836,95}} - 1 \right) = 0,049 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental: $e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$

$$e_{ax} = \frac{bc}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{hc}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad Ficticia debido al pandeo (segundo Orden):

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{0x}}{b + 10 \cdot e_{0x}} \cdot \frac{l_0^2}{i_x} \times 10^{-4} \quad e_{ficx} = 0.45 \text{ m}$$

$$e_{ficy} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_0^2}{i_y} \times 10^{-4} \quad e_{ficy} = 0,574 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy) \max} = e_0 + e_{fl} + e_a + e_{fic}$$

$$e_{(x) \max} = 0,053 \text{ cm} + 0,002 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,45 \text{ cm} = 2,505 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \max} = 1,086 \text{ cm} + 0,04 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,574 \text{ cm} = 3,7 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h = U_c = 1,4 \cdot 25 \cdot 25 = 875 \text{ kN}$$

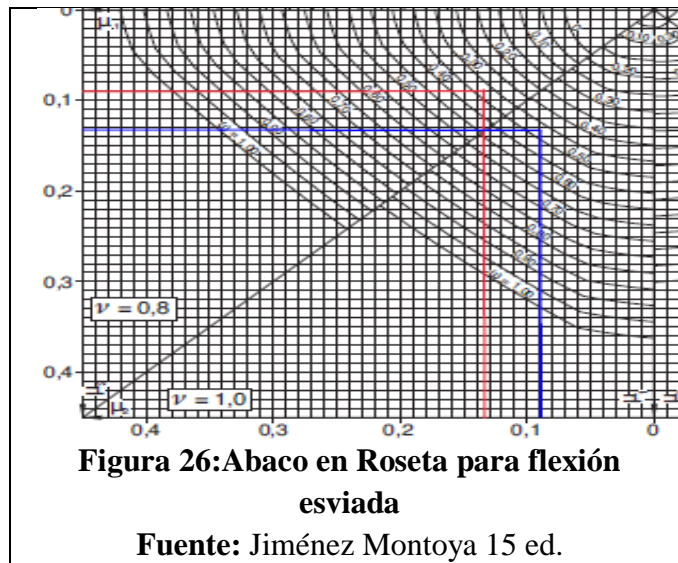
Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{786,30 \text{ kN}}{875 \text{ kN}} = 0,899$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{786,30 \text{ kN} \cdot 2,505 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,09 (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{786,30 \text{ kN} \cdot 3,7 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,133 (\mu_1)$$

$\mu_1 = 0,133$ y $\mu_2 = 0,09$ resultando las siguientes cuantías mecánicas



$$v = 0,8 \quad \omega = 0,33$$

$$v = 1 \quad \omega = 0,475$$

Interpolando:

$$v = 0,899 \quad \omega = 0,402$$

La armadura necesaria será:

$$A_S = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,402 \cdot 25\text{cm} \cdot 25\text{cm} \cdot \frac{14\text{Mpa}}{400\text{Mpa}} = 8,794 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es:

$$A_{S \min} = \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{5}{1000} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 3,125 \text{ cm}^2$$

El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_S = 8,794 \text{ cm}^2$$

El número de barras, empleando barras de 16 mm y 12 mm es:

$$A_{S\phi 16} = 2,011 \text{ cm}^2 \quad A_{S\phi 12} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_S}{A_{S\phi 12}} = \frac{8 \text{ cm}^2}{2,011\text{cm}^2} = 3,98 \approx 4 \text{ barras del } \Phi 16 \text{ mm}$$

$$n = \frac{A_S}{A_{S\phi 12}} = \frac{0,794 \text{ cm}^2}{1,131\text{cm}^2} = 0,702 \approx 2 \text{ barras del } \Phi 12 \text{ mm en la cara y}$$

Con un área total de cálculo de: $A_{Sreal} = 10,306 \text{ cm}^2$

Se utilizará: 4 $\Phi 16$ (esquinas) + 2 $\Phi 12\text{mm}$ (cara Y)

Elección = 4 $\Phi 16$ + 2 $\Phi 12$

CYPECAD = 4 $\Phi 16$ + 2 $\Phi 12$

Armadura transversal para las columnas

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h(\text{menor diametro de la pieza}) = 25\text{cm} \\ 15\phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$

El diámetro del estribo será:

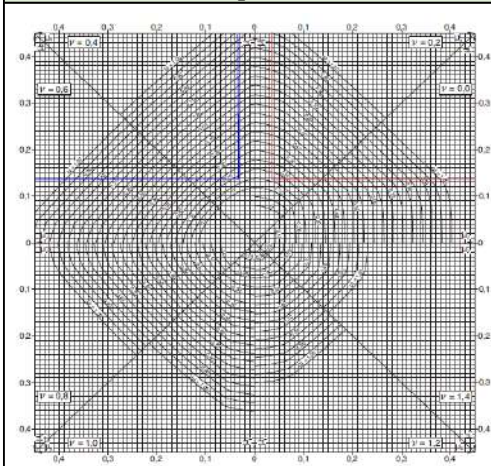
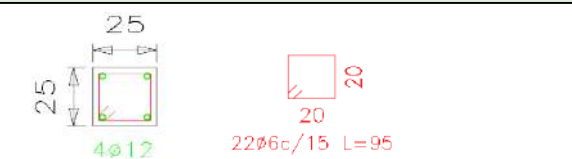
$$\phi_{\text{Estribo}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 12 \text{ mm} = 3\text{mm} \\ \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm

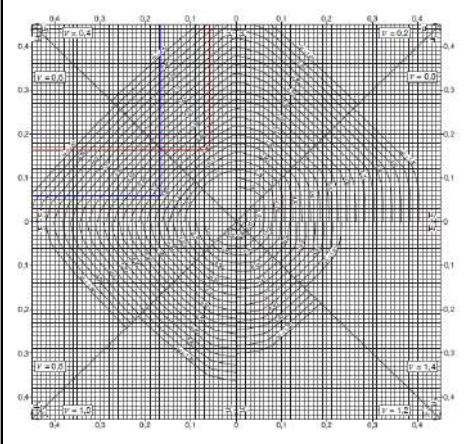
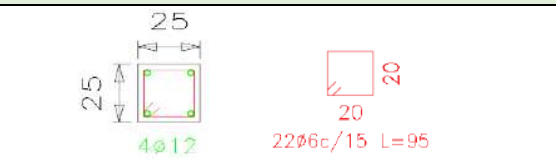
Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$

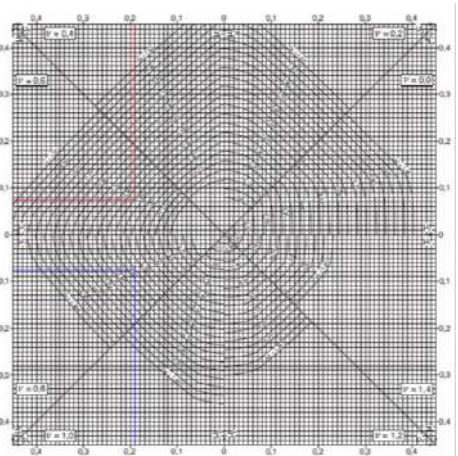
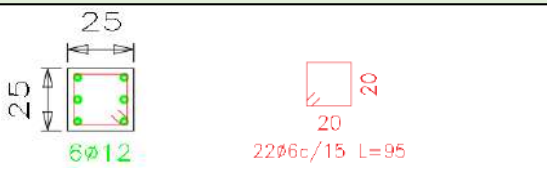
PLANTA TERRAZA C-3

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=182,14 KN Mcdx=2,28 KN Mcdy=23,50 KN	bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm ² Ic=32552,08 cm ⁴ $\alpha=0,7$ Lo=214,2 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=29,68$ $e_{ox}= 1,252$ cm $e_{oy}=12,902$ cm $e_{flx}=0,018$ cm $e_{fly}=0,187$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}= 1,028$ cm $e_{ficy}= 1,416$ cm $e(x) \text{ max } =4,298$ cm $e(y) \text{ max } =16,506$ cm $v=0,208$ $\mu_x=0,036(\mu_2)$ $\mu_y=0,137 (\mu_1)$ $v=0,208$ $\omega=0,157$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=3,43\text{cm}^2$ Area adoptada de acero $A_s=4,524\text{cm}^2$ Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina) CYPE 4Ø12(esquina) Armadura Transversal Separacion de estribos $s=15$ cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			

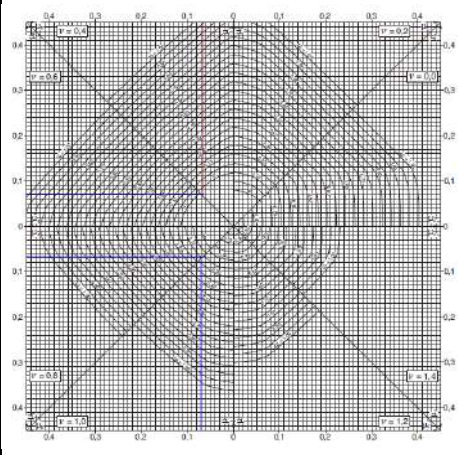
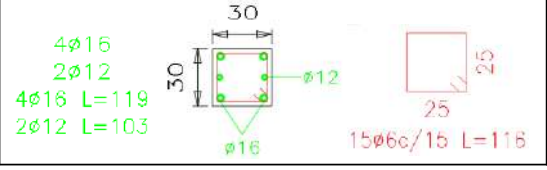
TERCER PISO C-3

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=377,55 KN Mcdx=3,49 KN Mcdy=25,95KN	bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm ² Ic=32552,08 cm ⁴ $\alpha=0,5$ Lo=153 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}= 0,924$ cm $e_{oy}=6,873$ cm $e_{flx}=0,014$ cm $e_{fly}=0,105$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}= 0,499$ cm $e_{ficy}= 0,682$ cm $e(x) \text{ max } =3,438$ cm $e(y) \text{ max } =9,66$ cm $v=0,431$ $\mu_x=0,059(\mu_2)$ $\mu_y=167 (\mu_1)$ $v=0,431$ $\omega=0,207$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=4,52\text{cm}^2$ Area adoptada de acero $A_s=4,524\text{cm}^2$ Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina) CYPE 4Ø12(esquina) Armadura Transversal Separacion de estribos $s=15$ cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			

SEGUNDO PISO C-3

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=573,14 KN Mcdx=2,32 KN Mcdy=26,07KN	bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm ² Ic=32552,08 cm ⁴ $\alpha=0,5$ Lo=162 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}=0,405$ cm $e_{oy}=4,549$ cm $e_{fx}=0,01$ cm $e_{fy}=0,107$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=0,448$ cm $e_{ficy}=0,647$ cm $e(x)_{max}=2,862$ cm $e(y)_{max}=7,302$ cm $v=0,655$ $\mu_x=0,075$ (μ_2) $\mu_y=0,191$ (μ_1) $v=0,655$ $\omega=0,380$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=8,313$ cm ² Area adoptada de acero $A_s=10,31$ cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø16(esquina)+2Ø12(Cara Y) CYPE 4Ø16(esquina)+2Ø12(Cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			

PLANTA BAJA CIMENTACION C-3

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=830,57 KN Mcdx=6,65 KN Mcdy=8,62 KN	bc= 30 cm hc= 30cm L=177,5 cm Ac=900 cm ² Ic=67500 cm ⁴ $\alpha=0,7$ Lo=124,25 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=14,35$ $e_{ox}=0,801$ cm $e_{oy}=1,038$ cm $e_{fx}=0,009$ cm $e_{fy}=0,011$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=0,262$ cm $e_{ficy}=0,272$ cm $e(x)_{max}=3,071$ cm $e(y)_{max}=3,321$ cm $v=0,659$ $\mu_x=0,067$ (μ_2) $\mu_y=0,073$ (μ_1) $v=0,659$ $\omega=0,0295$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=4,50$ cm ² Area adoptada de acero $A_s=8,44$ cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø16(esquina)+2Ø12(Cara Y) CYPE 4Ø16(esquina)+2Ø12(Cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			

A.2.7.2. Columna C-7

PRIMER PISO C-7

Axial de cálculo $N_{cd} = 1270,88 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección x $M_{cdx} = 4,05 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección y $M_{cdy} = 13,94 \text{ KN}$

Propiedades geométricas

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad h_c = 40 \text{ cm} \quad l_c = 324 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12} = 133333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{40 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 52083,33 \text{ cm}^4$$

Coficiente para determinar la longitud de pandeo (CBH-87, pág. 84)

$$\alpha = 0,5$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo lo es:

$$l_o = \alpha \cdot L$$

$$l_o = 0,5 \cdot 324 \text{ cm} = 162 \text{ cm}$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda_{m.} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_{mx} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{133333,33 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}}}} = 14,030$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{52083,33 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}}}} = 22,447$$

la esbeltez mecánica en el eje xy menor a 35 se trata de una columna corta. Por razones de seguridad se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2^{do} orden para columnas intermedias.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{4,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{1270,88 \text{ kN}} = 0,319 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{13,94 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{1270,88 \text{ kN}} = 1,097 \text{ cm}$$

Coefficiente representativo de la rigidez de la pieza

$$K_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cx}}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2918,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 133333,33 \text{ cm}^4}{(162 \text{ cm})^2} = 146351,74 \text{ kN}$$

$$K_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cy}}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2918,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 52083,33 \text{ cm}^4}{(162 \text{ cm})^2} = 57168,65 \text{ kN}$$

Coefficiente de fluencia a tiempo infinito para una edad del hormigón de 365 días (García Meseguer et al., 2009, pág. 69)

$$\varphi_{fi} = 1,6$$

Excentricidad por fluencia (CBH-87, pág. 85)

$$e_{flx} = e_{ox} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{Ex} - N_{cd}}} - 1 \right) = 0,319 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 1270,88}{146351,74 - 1270,88}} - 1 \right) = 0,004 \text{ cm}$$

$$e_{fly} = e_{oy} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{Ey} - N_{cd}}} - 1 \right) = 1,097 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 1270,88}{57168,65 - 1270,88}} - 1 \right) = 0,041 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental: $e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$

$$e_{ax} = \frac{bc}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{hc}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad Ficticia debido al pandeo (segundo Orden):

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{0x}}{b + 10 \cdot e_{0x}} \cdot \frac{l_o^2}{i_x} \times 10^{-4} \quad e_{ficx} = 0,307 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_{0y}}{h + 10 \cdot e_{0y}} \cdot \frac{l_o^2}{i_y} \times 10^{-4} \quad e_{ficy} = 0,536 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy) \max} = e_0 + e_{fl} + e_a + e_{fic}$$

$$e_{(x) \max} = 0,319 \text{ cm} + 0,004 + 2 \text{ cm} + 0,307 \text{ cm} = 2,630 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \max} = 1,097 + 0,041 + 2 \text{ cm} + 0,536 \text{ cm} = 3,674 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h = 1,4 \cdot 25 \cdot 40 = 1400 \text{ kN}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{1270,88 \text{ kN}}{1400 \text{ kN}} = 0,908$$

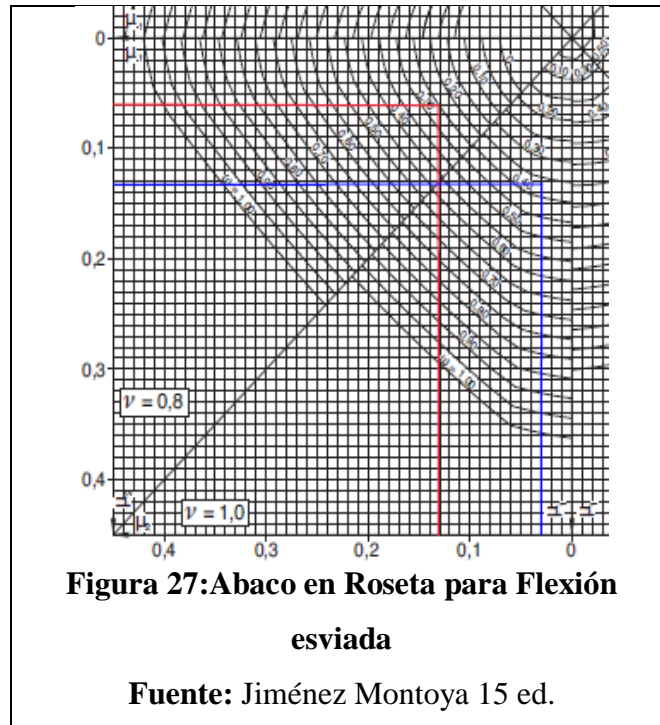
$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{1270,88 \text{ kN} \cdot 2,630 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,060 (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{1270,88 \text{ kN} \cdot 3,674 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,133 (\mu_1)$$

Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,133$ y $\mu_2 = 0,060$ resultando las siguientes cuantías mecánicas.

$$v = 0,8 \quad \omega = 0,20$$

$$v = 1 \quad \omega = 0,40$$



Interpolando:

$$v = 0,908 \qquad \omega = 0,342$$

La armadura necesaria será:

$$A_S = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_S = 0,342 \cdot 25\text{cm} \cdot 40\text{cm} \cdot \frac{14\text{Mpa}}{400\text{Mpa}}$$

$$A_S = 11,97 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es:

$$A_{S \text{ min}} = \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{5}{1000} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 5 \text{ cm}^2$$

El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_S = 11,97 \text{ cm}^2$$

El número de barras, empleando barras de 16 mm y 12 mm es:

$$A_{S\phi 16} = 2,011 \text{ cm}^2$$

Armadura	Adoptada A_s cm^2	Calculada $A_s \text{ cm}^2$
4 $\Phi 16$ + 2 $\Phi 16$	12,07	11,97

Con un área total de cálculo de:

$$A_{Sreal} = 12,07 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 $\Phi 16$ (esquinas) + 2 $\Phi 16$ mm (cara Y)

Elección = 4 $\Phi 16$ + 2 $\Phi 16$

CYPECAD = 4 $\Phi 16$ + 2 $\Phi 16$

Armadura transversal para las columnas

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h(\text{menor diametro de la pieza}) = 25 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,6 \text{ cm} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos

$$s = 15 \text{ cm}$$

El diámetro del estribo será:

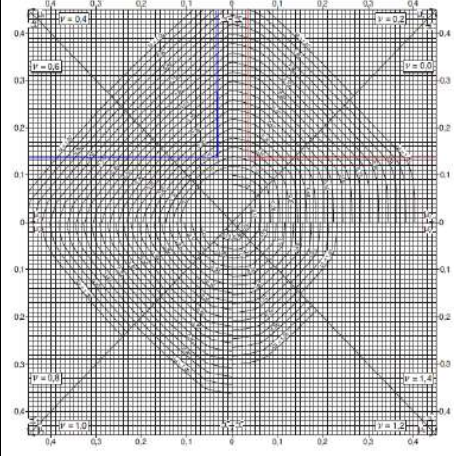
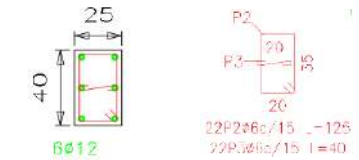
$$\phi_{\text{Estribo}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm

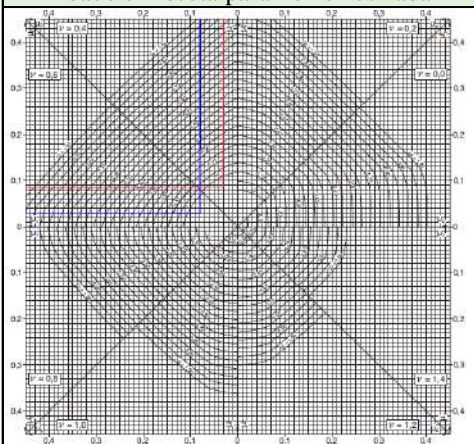
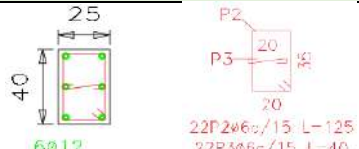
Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: $\Phi 6$ mm c/15 cm

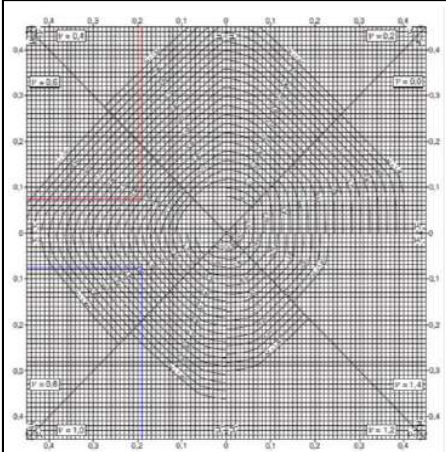

PLANTA TERRAZA C-7

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=312,88 KN Mcdx=2,88 KN Mcdy=13,01 KN	bc= 25 cm hc= 40cm L=306 cm Ac=1000 cm ² Ic=133333,33 cm ⁴ $\alpha=0,7$ Lo=214,2 cm	$\lambda_{mx}=18,55$ $\lambda_{my}=29,68$ $e_{ox}=0,920$ cm $e_{oy}=4,158$ cm $e_{fx}=0,006$ cm $e_{fy}=0,065$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=0,611$ cm $e_{ficy}=1,164$ cm $e(x)_{max}=3,537$ cm $e(y)_{max}=7,387$ cm $v=0,223$ $\mu_x=0,020$ (μ_2) $\mu_y=0,066$ (μ_1) $v=0,223$ $\omega=0,05$	Armadura Long. Area calculada de acero As=5 cm ² Area adoptada de acero As=6,78 cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina)+2Ø12(cara Y) CYPE 4Ø12(esquina)+2Ø12(cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			
DETALLE DE ARMADURAS			
			

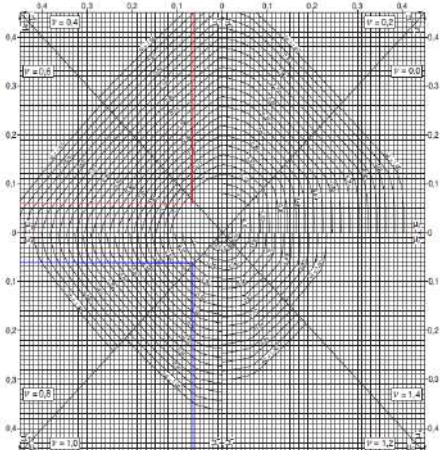
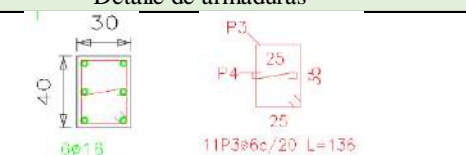
TERCER PISO C-7

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=632,60 KN Mcdx=2,73KN Mcdy=13,48 KN	bc= 25 cm hc= 40cm L=306 cm Ac=1000 cm ² Ic=133333,33 cm ⁴ $\alpha=0,5$ Lo=153 cm	$\lambda_{mx}=13,25$ $\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}=0,432$ cm $e_{oy}=2,131$ cm $e_{fx}=0,003$ cm $e_{fy}=0,034$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=0,282$ cm $e_{ficy}=0,53$ cm $e(x)_{max}=2,717$ cm $e(y)_{max}=4,695$ cm $v=0,452$ $\mu_x=0,031$ (μ_2) $\mu_y=0,085$ (μ_1) $v=0,452$ $\omega=0,05$	Armadura Long. Area calculada de acero As=5 cm ² Area adoptada de acero As=6,78 cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina)+2Ø12(cara Y) CYPE 4Ø12(esquina)+2Ø12(cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrtribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			
Detalle de armaduras			
			

SEGUNDO PISO C-7

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=951,56 KN Mcdx=4,07 KN Mcdy=16,76 KN	bc= 25 cm hc= 40cm L=306 cm Ac=1000 cm ² Ic=133333,33 cm ⁴ $\alpha=0,5$ Lo=153 cm	$\lambda_{mx}=13,25$ $\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}=0,428$ cm $e_{oy}=1,761$ cm $e_{fx}=0,04$ cm $e_{fy}=0,043$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm=2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm=2cm $e_{ficx}=0,282$ cm $e_{ficy}=0,513$ cm $e(x)_{max}=2,714$ cm $e(y)_{max}=4,317$ cm $v=0,680$ $\mu_x=0,046$ (μ_2) $\mu_y=0,117$ (μ_1) $v=0,68$ $\omega=0,114$	Armadura Long. Area calculada de acero As= 5 cm ² Area adoptada de acero As= 6,78 cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina)+2Ø12(Cara Y) CYPE 4Ø12(esquina)+2Ø12(Cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
		Detalle de armaduras 	

PLANTA BAJA CIMENTACION C-7

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=1323,18 KN Mcdx=16,43 KN Mcdy=1,12 KN	bc= 30 cm hc= 40cm L=177,5 cm Ac=1200 cm ² Ic=160000 cm ⁴ $\alpha=0,7$ Lo=124,25 cm	$\lambda_{mx}=10,76$ $\lambda_{my}=14,35$ $e_{ox}=1,242$ cm $e_{oy}=0,085$ cm $e_{fx}=0,009$ cm $e_{fy}=0,001$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm=2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm=2cm $e_{ficx}=0,209$ cm $e_{ficy}=0,221$ cm $e(x)_{max}=3,460$ cm $e(y)_{max}=3,307$ cm $v=0,788$ $\mu_x=0,068$ (μ_2) $\mu_y=0,061$ (μ_1) $v=0,788$ $\omega=0,078$	Armadura Long. Area calculada de acero As= 3,976cm ² Area adoptada de acero As= 5 cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø16(esquina)+2Ø16(Cara Y) CYPE 4Ø16(esquina)+2Ø16(Cara Y) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
		Detalle de armaduras 	

A.2.7.3. Columna C-11

PRIMER PISO C-11

Axial de cálculo $N_{cd} = 837,67 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección x $M_{cdx} = 1,60 \text{ KN}$

Momento de cálculo en dirección y $M_{cdy} = 1,16 \text{ KN}$

Propiedades geométricas

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad h_c = 25 \text{ cm} \quad l_c = 324 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 32552,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 32552,08 \text{ cm}^4$$

Coefficiente para determinar la longitud de pandeo (CBH-87, pág. 84)

$$\alpha = 0,5$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo lo es:

$$l_o = \alpha \cdot L$$

$$l_o = 0,5 \cdot 324 = 162 \text{ cm}$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_{mx} = \lambda_{my} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552,08 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}}}} = 22,447$$

la esbeltez mecánica en el eje xy menor a 35 se trata de una columna corta. Por razones de seguridad se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2do orden para columnas intermedias.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1,60 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{837,67 \text{ kN}} = 0,191 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{1,16 \text{ kN.m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{837,67 \text{ kN}} = 0,138 \text{ cm}$$

Coefficiente representativo de la rigidez de la pieza

$$K_{EX} = K_{EY} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cx}}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2918,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 32552,08 \text{ cm}^4}{(162\text{cm})^2} = 35730,403 \text{ kN}$$

Coefficiente de fluencia a tiempo infinito para una edad del hormigón de 365 días
(García Meseguer et al., 2009, pág. 69)

$$\varphi_{fi} = 1,6$$

Excentricidad por fluencia (CBH-87, pág. 85)

$$e_{flx} = e_{ox} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{EX} - N_{cd}}} - 1 \right) = 0,191 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 837,67}{35730,403 - 837,67}} - 1 \right) = 0,007 \text{ cm}$$

$$e_{fly} = e_{oy} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{EY} - N_{cd}}} - 1 \right) = 0,138 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 837,67}{35730,403 - 837,67}} - 1 \right) = 0,005 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_{ax} = e_{ay} = \frac{bc}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad Ficticia debido al pandeo (segundo Orden):

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_0^2}{i_x} \times 10^{-4} \quad e_{ficx} = 0,472 \text{ m}$$

$$e_{ficy} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_0^2}{i_y} \times 10^{-4} \quad e_{ficy} = 0,464 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy) \max} = e_o + e_{fl} + e_a + e_{fic}$$

$$e_{(x) \max} = 0,191 \text{ cm} + 0,007 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,472 \text{ cm} = 2,670 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \max} = 0,138 \text{ cm} + 0,005 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,464 \text{ cm} = 2,607 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$U_c = 1,4 \cdot 25 \cdot 25 = 875 \text{ kN}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{837,67 \text{ kN}}{875 \text{ kN}} = 0,957$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{837,67 \text{ kN} \cdot 2,670 \text{ cm}}{875 \text{ kN} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,102 (\mu_1)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{837,67 \text{ kN} \cdot 2,607 \text{ cm}}{875 \text{ kN} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,100 (\mu_2)$$

Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,102$ y $\mu_2 = 0,100$ resultando las siguientes cuantías mecánicas.

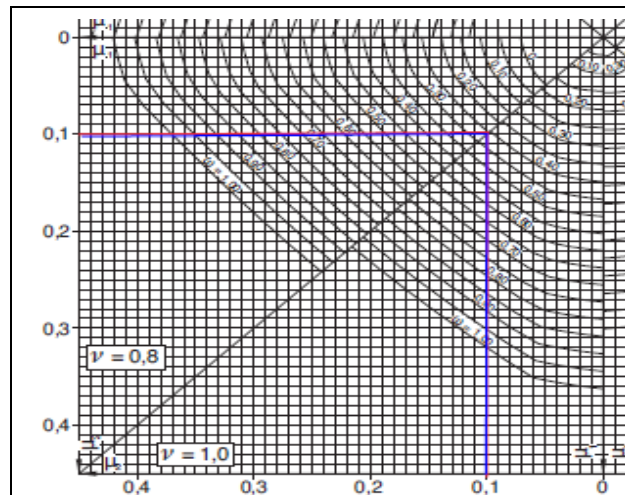


Figura 28: Abaco en Roseta para flexión esviada

Fuente: Jiménez Montoya 15 ed.

$$v = 0,8 \quad \omega = 0,25$$

$$v = 1 \quad \omega = 0,41$$

Interpolando:

$$v = 0,957 \quad \omega = 0,376$$

La armadura necesaria será:

$$A_S = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_S = 0,376 \cdot 25\text{cm} \cdot 25\text{cm} \cdot \frac{14\text{Mpa}}{400\text{Mpa}} = 8,23 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es:

$$A_{S \min} = \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{5}{1000} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 25\text{cm} = 3,125 \text{ cm}^2$$

El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_S = 3,125 \text{ cm}^2$$

El número de barras, empleando barras de 12 mm es:

$$A_{S\phi 12} = 1,131 \text{ cm}^2$$
$$n = \frac{A_S}{A_{S\phi 12}} = \frac{8,23 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 7,277 \approx 8 \text{ barras}$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{Sreal} = 9,048 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 $\Phi 12$ (esquinas) + 2 $\Phi 12\text{mm}$ (cara X) + 2 $\Phi 12\text{mm}$ (cara Y)

Elección = 4 $\Phi 12$ + 4 $\Phi 12$

CYPECAD = 4 $\Phi 12$ + 4 $\Phi 12$

Armadura transversal para las columnas

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h(\text{menor diámetro de la pieza}) = 25\text{cm} \\ 15\phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$

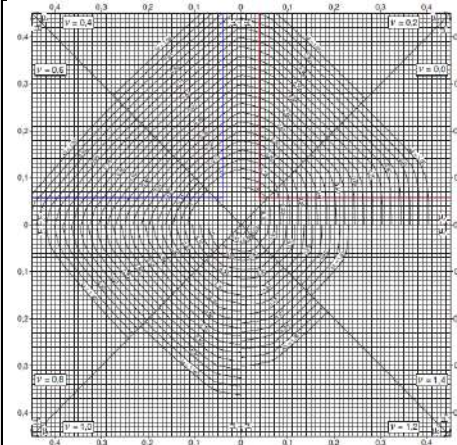
El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 12 \text{ mm} = 3\text{mm} \\ \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

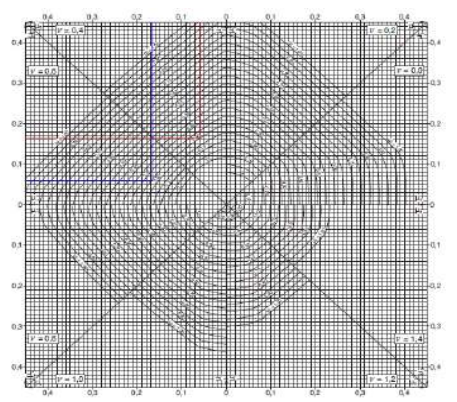
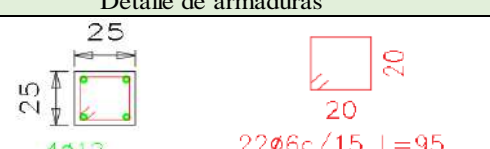
Diámetro de estribo adoptada = 6 mm

Por lo tanto, la armadura del estribo será: **$\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$**

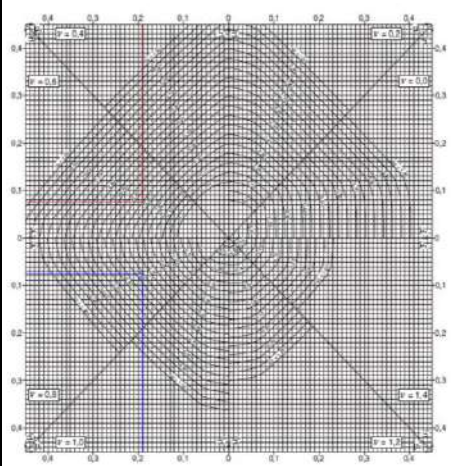
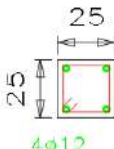
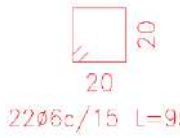
PLANTA TERRAZA C-11

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=189,81 KN Mcdx=2,61 KN Mcdy=5,72 KN	bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm ² Ic=32552,08 cm ⁴ $\alpha=0,7$ Lo=214,2 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=29,68$ $e_{ox}=1,375$ cm $e_{oy}=3,014$ cm $e_{fx}=0,021$ cm $e_{fy}=0,046$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=1,044$ cm $e_{ficy}=1,192$ cm $e(x)_{max}=4,440$ cm $e(y)_{max}=6,252$ cm $v=0,217$ $\mu_x=0,039$ (μ_2) $\mu_y=0,054$ (μ_1) $v=0,217$ $\omega=0,05$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=3,125$ cm ² Area adoptada de acero $A_s=4,524$ cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina) CYPE 4Ø12(esquina) Armadura Transversal Separacion de estribos $s=15$ cm Armadura del estribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			

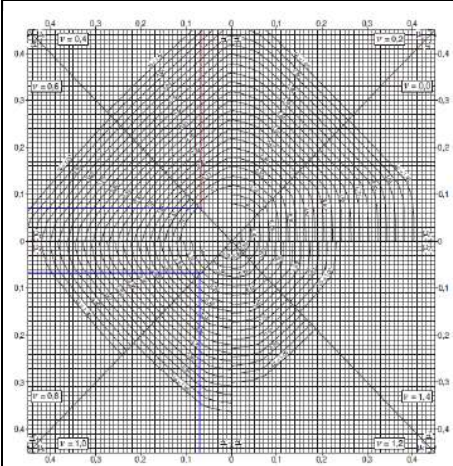
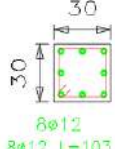
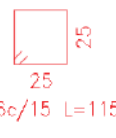
TERCER PISO C-11

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
Ncd=397,26 KN Mcdx=3,14 KN Mcdy=7,90KN	bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm ² Ic=32552,08 cm ⁴ $\alpha=0,5$ Lo=153 cm	$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}=0,790$ cm $e_{oy}=1,989$ cm $e_{fx}=0,013$ cm $e_{fy}=0,032$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}=0,488$ cm $e_{ficy}=0,567$ cm $e(x)_{max}=3,291$ cm $e(y)_{max}=4,588$ cm $v=0,454$ $\mu_x=0,060$ (μ_2) $\mu_y=0,083$ (μ_1) $v=0,454$ $\omega=0,05$	Armadura Long. Area calculada de acero $A_s=3,125$ cm ² Area adoptada de acero $A_s=4,524$ cm ² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina) CYPE 4Ø12(esquina) Armadura Transversal Separacion de estribos $s=15$ cm Armadura del estribo Φ 6 mm c/15 cm
Abaco en roseta para flexión esviada			
			
Detalle de armaduras			
			

SEGUNDO PISO C-11

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
<p>Ncd=605,24 KN Mcdx=1,93 KN Mcdy=6,33KN</p>	<p>bc= 25 cm hc= 25cm L=306 cm Ac=625 cm² Ic=32552,08 cm⁴ $\alpha=0,5$ Lo=153 cm</p>	<p>$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=21,20$ $e_{ox}= 0,319$ cm $e_{oy}=1,046$ cm $e_{fx}=0,008$ cm $e_{fy}=0,026$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}= 0,438$ cm $e_{ficy}= 0,509$ cm $e(x) \text{ max} = 2,765$ cm $e(y) \text{ max} = 3,581$ cm $v=0,692$ $\mu_x=0,077$ (μ_2) $\mu_y=0,099$ (μ_1) $v=0,692$ $\omega=0,1$</p>	<p>Armadura Long. Area calculada de acero As=3,125cm² Area adoptada de acero As=4,524 cm² Se Utilizara MANUAL 4Ø12(esquina)) CYPE 4Ø12(esquina) Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrribo Φ 6 mm c/15 cm</p>
Abaco en roseta para flexión esviada			
		<p style="text-align: center;">Detalle de armaduras</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>25 25 4Ø12</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>20 20 2Ø6c/15 L=95</p> </div> </div>	

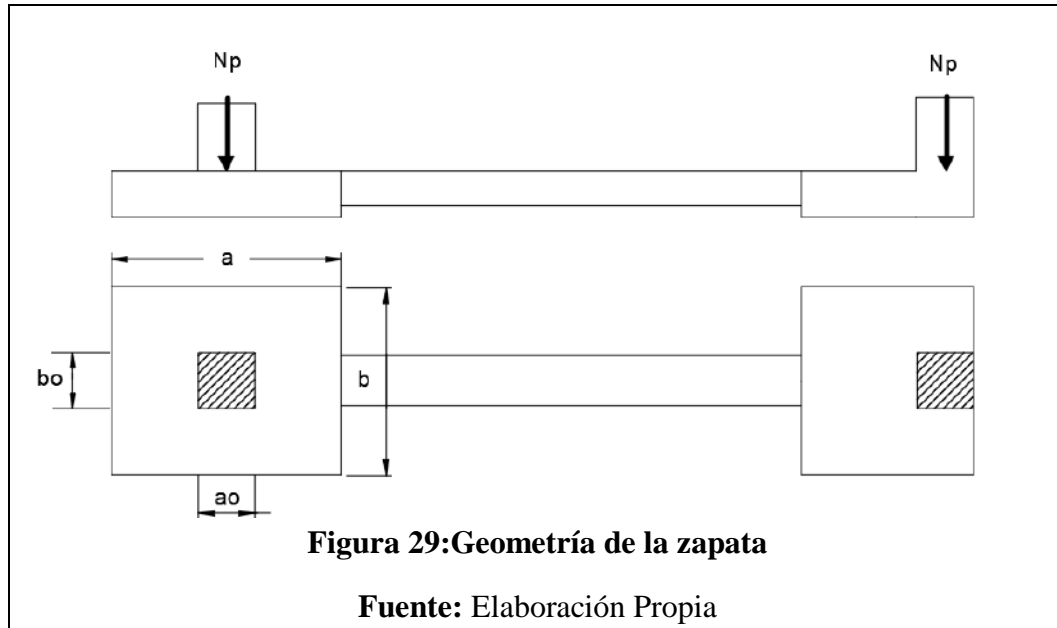
PLANTA BAJA CIMENTACION C-11

Datos	Geometria	Procedimiento de calculo	Armado
<p>Ncd=880,00 KN Mcdx=6,94 KN Mcdy=5,41 KN</p>	<p>bc= 30 cm hc= 30cm L=177,5 cm Ac=900 cm² Ic=67500 cm⁴ $\alpha=0,7$ Lo=124,25 cm</p>	<p>$\lambda_{mx}=\lambda_{my}=14,35$ $e_{ox}= 0,789$ cm $e_{oy}=0,615$ cm $e_{fx}=0,009$ cm $e_{fy}=0,007$ cm $e_{ax}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ay}=1,25$ cm < 2 cm = 2cm $e_{ficx}= 0,261$ cm $e_{ficy}= 0,253$ cm $e(x) \text{ max} = 3,059$ cm $e(y) \text{ max} = 2,875$ cm $v=0,698$ $\mu_x=0,071$ (μ_2) $\mu_y=0,067$ (μ_1) $v=0,698$ $\omega=0,070$</p>	<p>Armadura Long. Area calculada de acero As=4,50cm² Area adoptada de acero As=9,048 cm² Se Utilizara MANUAL 4Ø16(Esquina)+4Ø12 CYPE 4Ø16(esquina)+4Ø12 Armadura Transversal Separacion de estribos s=15 cm Armadura del estrribo Φ 6 mm c/15 cm</p>
Abaco en roseta para flexión esviada			
		<p style="text-align: center;">Detalle de armaduras</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>30 30 8Ø12 8Ø12 L=103</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>25 25 15Ø6c/15 L=115</p> </div> </div>	

A.2.8. Fundaciones

A.2.8.1. Columna C-3

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna C-3”, dado que está dentro del pórtico más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.



Datos:

$$N = 54514 \text{ kg}$$

$$Q_Y = -355 \text{ kg}$$

$$M_X = -131 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Q_X = -181 \text{ kg}$$

$$M_Y = 98 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$a_0 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt[2]{f_{cd} \text{ kg/m}^2} = f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt[2]{140} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

P = Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de “ N ”)

$$P = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot 58030 \text{ kg} = 5803 \text{ kg}$$

Diseño geométrico de la zapata

Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$\sigma_{adm} = 1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = 183,06 \text{ cm} \approx 190 \text{ cm}$$

$$\text{Área adoptada} = 190 \text{ cm} \cdot 190 \text{ cm} = 36100 \text{ cm}^2.$$

1º condición: A requerida < A adoptada

$$33510,96 \text{ cm}^2 < 36100 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{54514 \text{ kg}}{190^2} = 1,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento

$$\gamma_f = 1,6 \quad ; \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 1,871 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1,6 \cdot 1,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3,097$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{190 \cdot 190}{2 \cdot 3,097 - 1}} - \frac{30 + 30}{4} = 67,645 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(190 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 3,097} = 45,09 \text{ cm}$$

Por tanto, se asumirá una altura total “h= 50 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1.6cm”

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = \left(50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,6 \text{ cm}}{2} \right) = 44,2 \text{ cm}$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{190 - 30}{2} = 80 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “v=85cm” es menor que “2h = 100 cm”, se trata una zapata rígida

Acciones en el plano de cimentación

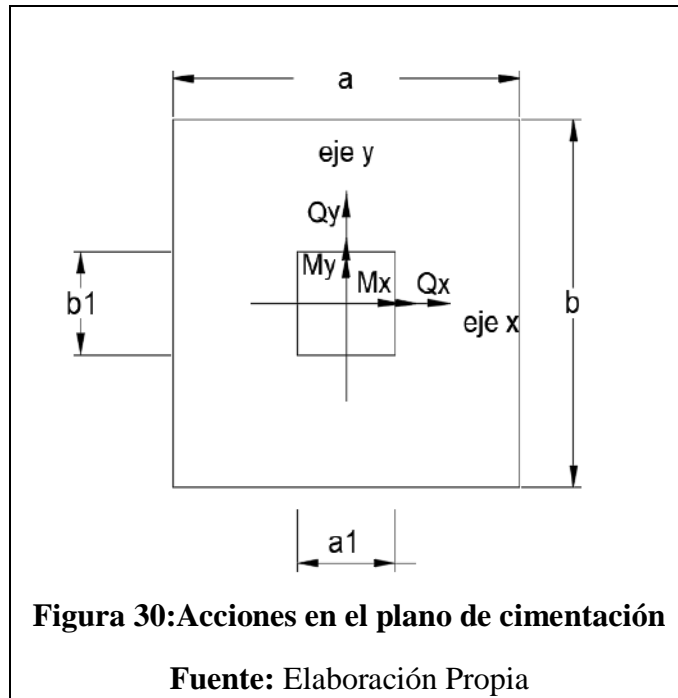


Figura 30: Acciones en el plano de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

a) Axial en el plano de cimentación:

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$PP_{Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot \text{Volumen} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1,805 \text{ m}^3 = 4332 \text{ kg}$$

$$N_{\text{real}} = N_T \cdot PP_{Zapata} = 54514 \text{ kg} + 4332 \text{ kg} = 58846 \text{ kg}$$

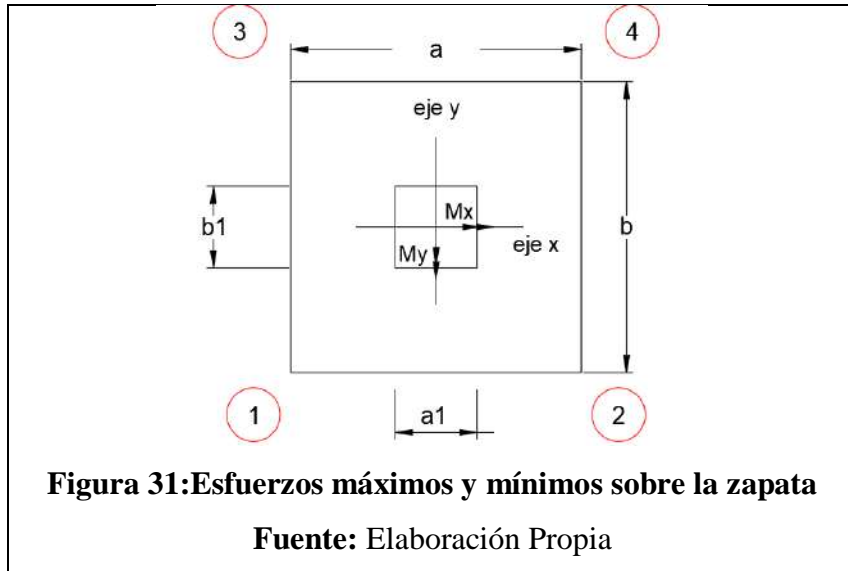
b) Momento en el plano de cimentación:

Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x + hQ_x = -13100 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 50 \text{ m} \cdot (-355 \text{ kg}) = -30850 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = M'_y + hQ_y = -9800 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 50 \text{ cm} \cdot (-181 \text{ kg}) = 750 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos



$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_{3\max} = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{2\min} = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,482 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{máx.}}$$

1,80 kg/cm² > 1,538 kg/cm² → Estable frente al hundimiento

Verificación al vuelco

$$\gamma_{\text{Va}} = \frac{N_{\text{real}} \cdot a/2}{M_x} = \frac{(58846 \text{ kg}) \cdot \frac{190\text{cm}}{2}}{30850 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 181,211 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{\text{Va}} = \frac{N_{\text{real}} \cdot a/2}{M_y} = \frac{(58846 \text{ kg}) \cdot \frac{190\text{cm}}{2}}{750 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 7453,827 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación al deslizamiento.

$$A \cdot C_d \geq V \cdot \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

C_d: 0,5·c = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

c = 0,1 kg/cm² para una arcilla semi rígida

γ₂: 1,5. Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como

$$\frac{190\text{cm} \cdot 190\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{355 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$5,08 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{190\text{cm} \cdot 190\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{181 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$9,97 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6Mx}{a \cdot b^2} \pm \frac{6My}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,484 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} - \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,482 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-30850)}{190 \cdot 190^2} - \frac{6(750)}{190 \cdot 190^2} = 1,536 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la armadura

Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 54514}{2 \cdot 190} \cdot \left(\frac{190 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2$$

$$M_d = 1638920,37 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1638920,37 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{190 \text{ cm} \cdot 44,2 \text{ cm}^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,315$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,315 \cdot (1 + 0,315) = 0,415$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,415 \cdot 190\text{cm} \cdot 44,2\text{cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 11,218$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,\text{min}} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 190\text{cm} \cdot 50\text{cm}$$

$$A_{s,\text{min}} = 14,25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 14,25 \text{ cm}^2$$

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{14,25\text{cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 7,09 \approx 8 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{190 \text{ cm} - 2 \cdot 5\text{cm}}{8} = 22,5 \approx 22 \text{ cm}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

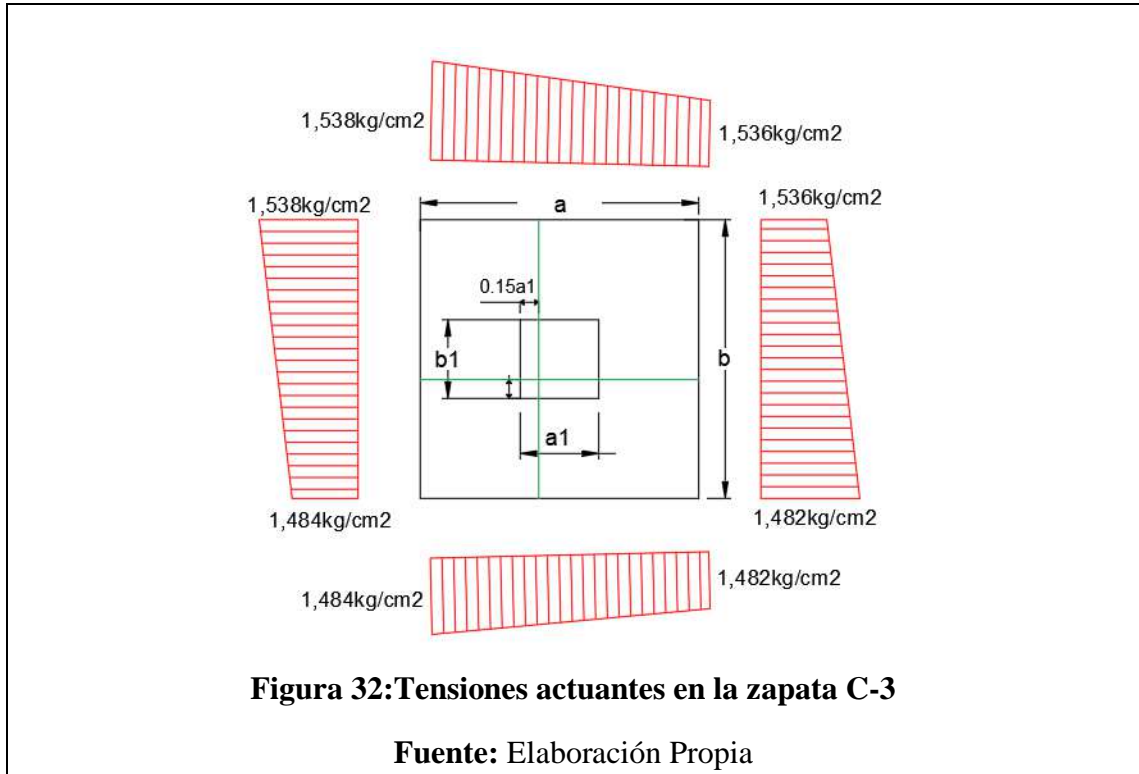
8Ø16 C-22 cm

- **Verificación al corte y punzonamiento:**

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

- **Verificación de la adherencia:**

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

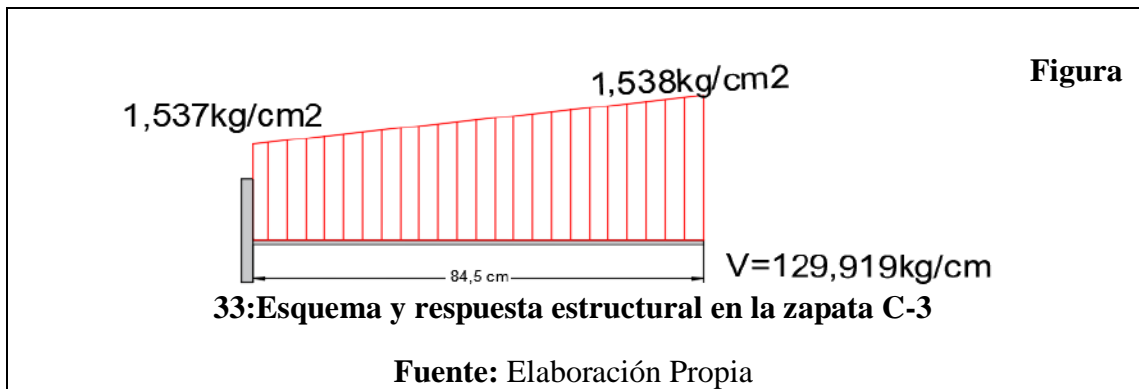


Lado Y

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 = \frac{190\text{cm} - 30\text{cm}}{2} + 0,15 \cdot 30 = 84,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \sigma_3 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma_3 - \sigma_4) = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{81 \text{ cm}}{190 \text{ cm}} \cdot \left(1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1,536 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_y = 1,537 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f \cdot V \cdot a = 1,6 \cdot 129,919 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot 190 \text{ cm} = 39495,4 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{39495,4 \text{ kg}}{0,9 \cdot 44,2 \text{ cm} \cdot 8 \cdot \pi \cdot 1,6 \text{ cm}} \leq 0,95 \cdot \sqrt[3]{140^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$24,69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Anclaje de las armaduras:**

Dado que el vuelo “v=85cm” es mayor que el peralte “h=45cm”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{140^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b1 = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

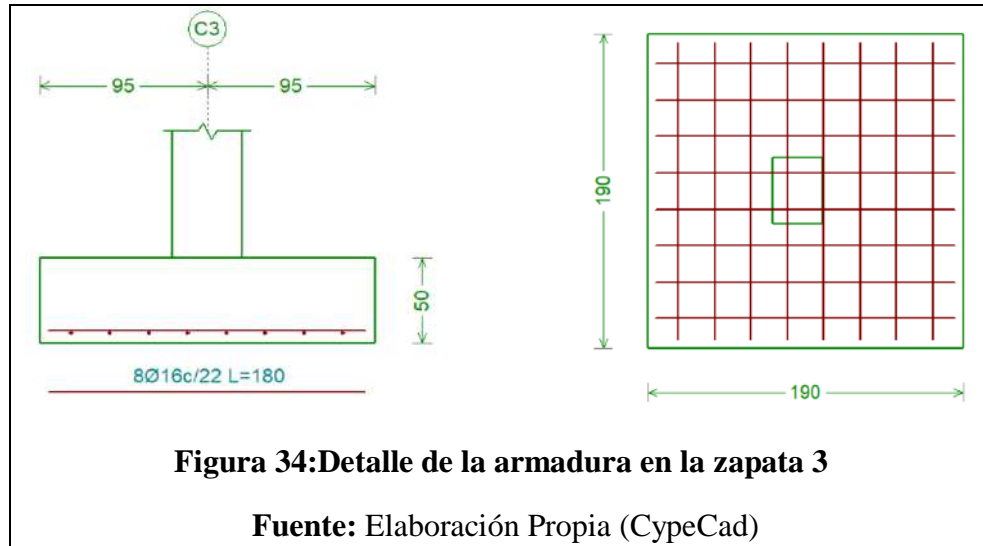
Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_s \text{ Calculado}}{A_s \text{ Real}} = 71,66 \text{ cm} \cdot \frac{14,25}{16,08} = 63,50 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \text{ cm} \\ l_{b1} = 10 \emptyset = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto $l_b = 65 \text{ cm}$

Por tanto, $l_b = 65 \text{ cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.



- **Verificación de la viga centradora**

Conocidas las dimensiones de las y esfuerzos de las zapatas:

$$N_{1k} = 28294 \text{ kg}$$

$$N_{2k} = 54514 \text{ kg}$$

$$a_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$a_1 = 1 \text{ m}$$

$$a_2 = 1,9 \text{ m}$$

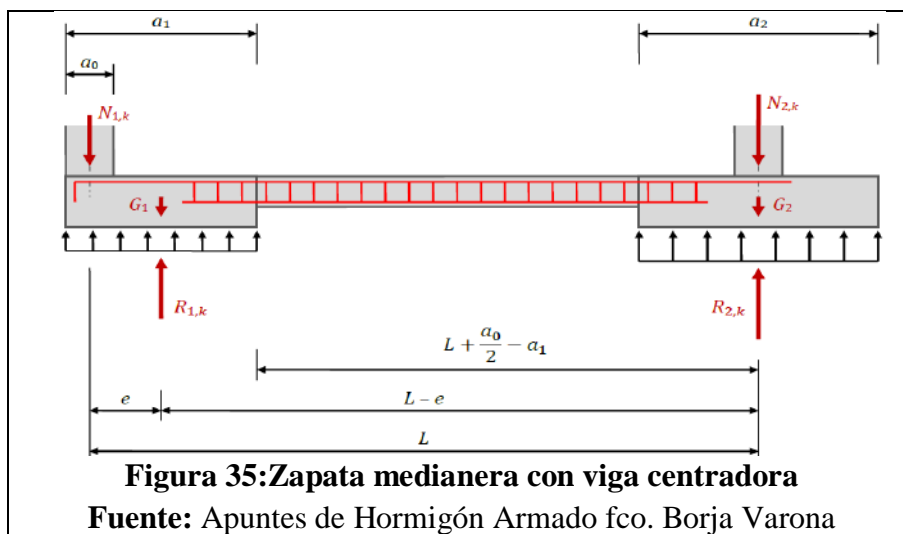
$$b_1 = 2 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,9 \text{ m}$$

Peso propio de la zapata más la viga centradora (Se lo asumirá como 10 % de “N_{1k}”)

$$G_1 = 0,1 \cdot N_{1k} = 2829,4 \text{ kg}$$

$$G_2 = 0,1 \cdot N_{2k} = 5451,4 \text{ kg}$$



Distancia entre cargas: $L=3,17 \text{ m}$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1 \text{ m} = 2,32 \text{ m}$$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 - a_2 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1 \text{ m} - 1,90 \text{ m} = 0,42 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = \frac{1 \text{ m}}{2} - \frac{0,30 \text{ m}}{2} = 0,35 \text{ m}$$

$$L - e = 3,17 \text{ m} - 0,35 \text{ m} = 2,82 \text{ m}$$

Reacción en la zapata medianera:

$$R_{1k} = N_{1k} \cdot \frac{L}{L - e} + G_1$$

$$R_{1k} = 28294 \text{ kg} \cdot \frac{3,17}{2,82 \text{ m}} + 2829,4 \text{ kg}$$

$$R_{1k} = 34635,067 \text{ kg}$$

- **Reacción en la zapata de aislada:**

$$R_{2k} = N_{2k} + G_2 - N_{1k} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{2k} = 54514 \text{ kg} + 5451,4 \text{ kg} - 28294 \text{ kg} \cdot \frac{0,35 \text{ m}}{2,82 \text{ m}}$$

$$R_{2k} = 56453,733 \text{ kg}$$

- **Comprobación de los esfuerzos con las reacciones calculadas:**

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{R_{2,k}}{a_2 \cdot b_2} \leq \sigma_{adm}$$

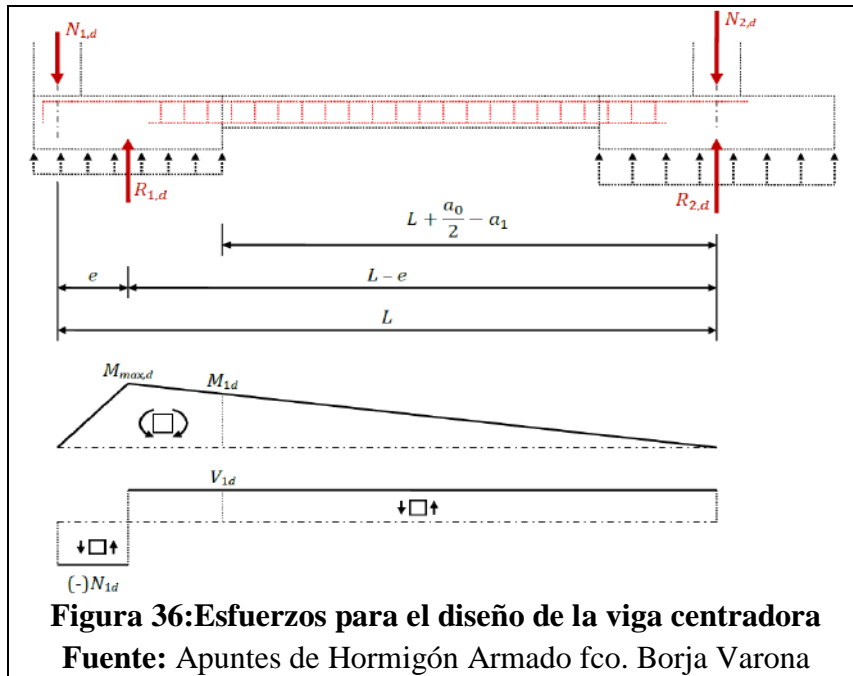
$$\frac{34635,067 \text{ kg}}{1 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$\frac{56453,733 \text{ kg}}{1,9 \text{ m} \cdot 1,9 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$1,732 \leq 1,80$$

$$1,564 \leq 1,80 \text{ Cumple}$$

- **Cálculo de las reacciones y esfuerzos con las cargas mayoradas:**



$$N_{1d} = 45677 \text{ kg}$$

$$N_{2d} = 88247 \text{ kg}$$

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L - e}$$

$$R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{1d} = 45677 \text{ kg} \cdot \frac{3,17 \text{ m}}{2,82 \text{ m}}$$

$$R_{2d} = 88247 \text{ kg} - 45677 \text{ kg} \cdot \frac{0,35 \text{ m}}{2,82 \text{ m}}$$

$$R_{1d} = 51346,131 \text{ kg}$$

$$R_{2d} = 82577,869 \text{ kg}$$

$$V_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$V_{1d} = 45677 \text{ kg} \cdot \frac{0,35 \text{ m}}{2,82 \text{ m}} = 5669,131 \text{ kg}$$

$$M_{1d} = N_{1,d} \cdot \frac{e}{L - e} \cdot \left(L + \frac{a_0}{2} - a_1 \right)$$

$$M_{1d} = 45677 \text{ kg} \cdot \frac{0,35 \text{ m}}{2,82 \text{ m}} \cdot \left(3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1 \text{ m} \right) = 13152,384 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal:**

Datos:

Altura de zapata calculada $h = 50 \text{ cm}$

Se asume una $b_w = 40 \text{ cm}$

$$M_d = 13152,384 \text{ kg. m} = 1315238,4 \text{ kg. cm}$$

Se suma un recubrimiento para piezas en contacto con el suelo $r = 3 \text{ cm}$

$$d_1 = r_g + \phi_{\text{Estribo}} + \phi_L/2$$

$$\phi_{\text{Estribo}} + \frac{\phi_L}{2} \approx 1 \text{ cm} \quad (\text{asumiendo})$$

$$d_1 = 3 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (50 \text{ cm} - 4 \text{ cm}) = 46 \text{ cm}$$

$h = 50 \text{ cm}$ [Altura de la Viga]

$b_w = 40 \text{ cm}$ [Ancho de la Viga]

$r = 4 \text{ cm}$ [Recubrimiento de la Viga]

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ [Resistencia característica del hormigón a compresión]

$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ [Límite elástico característico para un acero CA -50]

$\gamma_s = 1,15$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]

$\gamma_c = 1,5$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]

- **Minoración de las resistencias**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal de la viga centradora**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{1315238,4 \text{ kg. cm}}{40 \text{ cm} \cdot (46 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,111$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,111 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0,120$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,120 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 46 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 7,11 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_s \text{ min} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de viga

$$A_s = 7,11 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 16+2 Ø 16	8,04	7,11

Adoptamos = 2 Ø 16 + 2 Ø 16 Con un área igual a 8,04 cm²

Dónde: $8,04 > 7,11 \text{ cm}^2$ incremento de 13,08 %

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{\text{Estribo}} - \# \phi}{\# \text{esp}} = \frac{40 - 2 \cdot 3 - 2 \cdot 0,6 - 4 \cdot 1,6}{3} = 8,8 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal de compresión:

Según cálculo no requiere, pero por norma se debe disponer un 30% de A_s:

$$A_s = 30\% \cdot A_{s \text{ min}} = 0,30 \cdot 7,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,133 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 12	2,26	2,13

Adoptamos = 2 Ø 12 Con un área igual a 2,26 cm²

Dónde: $2,26 > 2,13 \text{ cm}^2$ incremento de 6,10 %

- **Cálculo de la armadura de piel**

Como la separación máxima entre armaduras longitudinales es 30 cm, se colocará armadura de piel de Ø 12 mm que es el mínimo:

$$A_{S \text{ piel}} = 2 \text{ Ø}12 \text{ mm}$$

- **Cálculo de la armadura transversal C-3**

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3:

$$V_d = 5669,131 \text{ kg} \quad d = 46 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 46 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 10885,59 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde: $V_{d1} < V_{cu}$

$$5669,131 \text{ kg} < 10885,59 \text{ kg} \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{S_{\min}} = 2,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

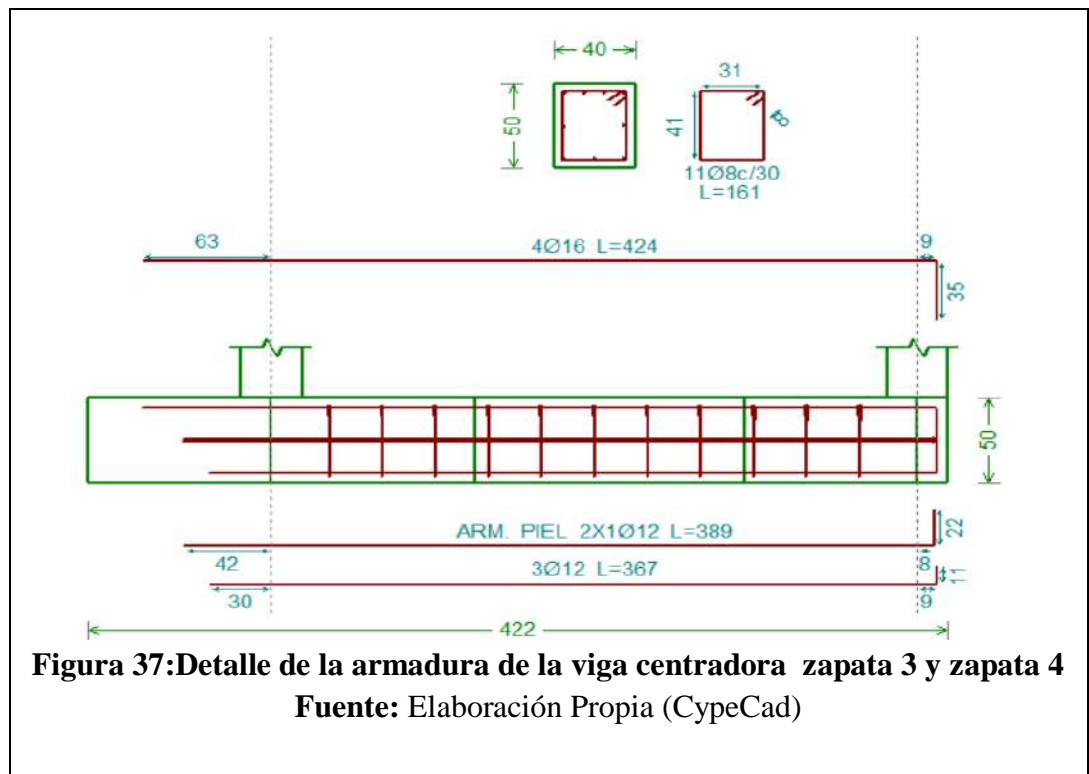
$$A_s = \frac{A_{s_{\max}}}{2} = \frac{2,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 1,29}{\pi \cdot (0,8)^2} = 2,57 \approx 2$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\text{esp} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 46 = 39,10 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

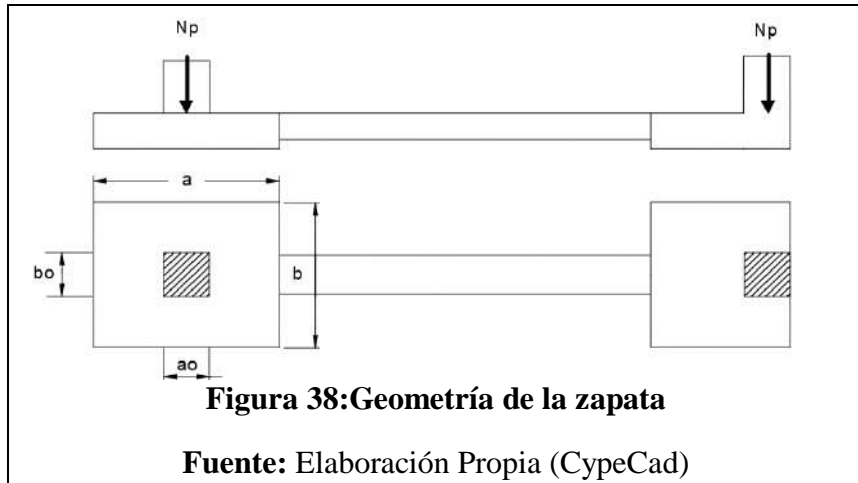
Entonces el número de barras para cada metro será: **Ø 6 C – 30**



A.2.8.2. Columna C-7

- **Fundaciones**

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna C-7”, dado que está dentro del pórtico más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.



Datos:

$$N = 78948 \text{ kg}$$

$$Q_Y = -150 \text{ kg}$$

$$M_X = -442 \text{ kg.m}$$

$$Q_X = -831 \text{ kg}$$

$$M_Y = 79 \text{ kg.m}$$

$$a_0 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd} \text{ kg/m}^2} = f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de "N")

$$P = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot 78948 \text{ kg} = 7895 \text{ kg}$$

- **Diseño geométrico de la zapata**

Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$\sigma_{adm} = 1,80 \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{78948kg + 7895kg}{1,80 \frac{kg}{cm^2}}} = 219,65cm \approx 230 cm$$

$$\text{Área adoptada} = 230 cm \cdot 230 cm = 52900cm^2$$

1º condición: A requerida < A adoptada

$$48246,12 cm^2 < 52900 cm^2$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{54514 kg}{190^2} = 1,49 \frac{kg}{cm^2}$$

Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento

$$\gamma_f = 1,6 \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 1,871 \frac{kg}{cm^2}}{1,6 \cdot 1,49 \frac{kg}{cm^2}} = 3,134$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{30 \cdot 40}{4} + \frac{230 \cdot 230}{2 \cdot 3,134 - 1} - \frac{30 + 40}{4}} = 84,196 cm$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(230 cm - 30 cm)}{4 + 3,097} = 56,07 cm$$

Por tanto, se asumirá una altura total “h= 60 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1.6cm”

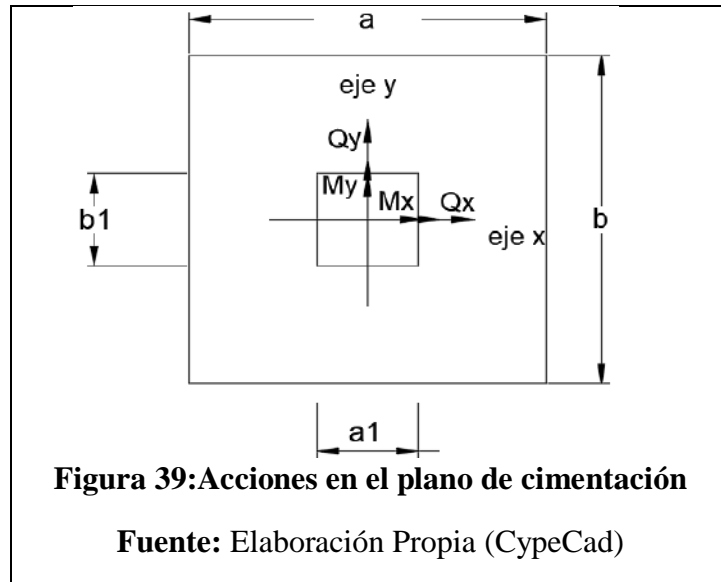
$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = \left(60cm - 5 cm - \frac{1,6 cm}{2} \right) = 54,2 cm$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{230 cm - 30 cm}{2} = 100 cm$$

Dado que el vuelo “ $v=100\text{ cm}$ ” es menor que “ $2h = 120\text{ cm}$ ”, se trata una zapata rígida

- **Acciones en el plano de cimentación**



a) Axial en el plano de cimentación:

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$PP_{Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 3,174 m^3 = 7617,6 kg$$

$$N_{real} = N_T \cdot PP_{Zapata} = 78948 kg + 7617,6 kg = 86565,6 kg$$

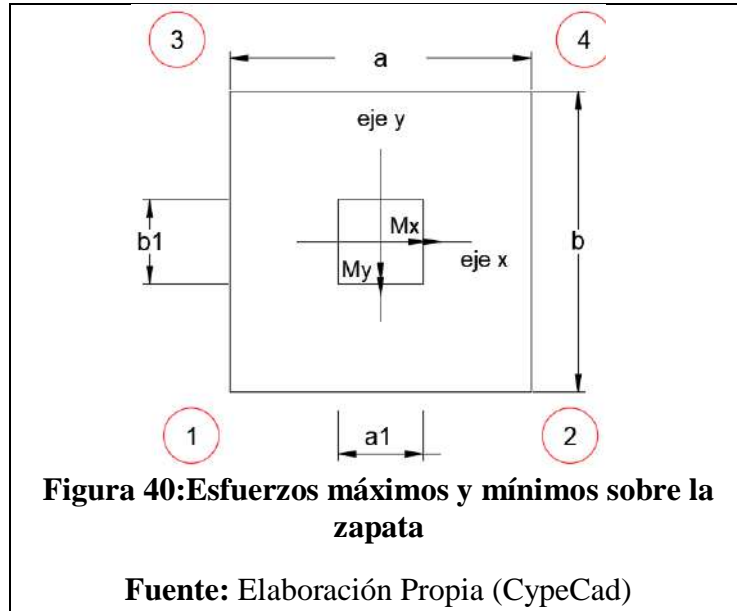
b) Momento en el plano de cimentación:

Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x + hQ_x = -44200 kg.cm + 60 m \cdot (-831kg) = -94060 kg.cm$$

$$M_y = M'_y + hQ_y = 7900 kg.cm + 60cm \cdot (-150 kg) = -1100 kg.cm$$

- **Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:**



$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_{3\max} = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} + \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,445 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{1\min} = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} - \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma \text{ máx.}$$

$$1,80 \text{ kg/cm}^2 > 1,539 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

- **Verificación al vuelco**

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{\text{real}} \cdot a/2}{M_x} = \frac{(86565,6 \text{ kg}) \cdot \frac{230\text{cm}}{2}}{94060 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 105,837 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{\text{real}} \cdot a/2}{M_y} = \frac{(86565,6 \text{ kg}) \cdot \frac{230\text{cm}}{2}}{1100 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 9050,04 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Verificación al deslizamiento.**

$$A \cdot C_d \geq V \cdot \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

C_d : $0,5 \cdot c$ = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

$c = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ para una arcilla semi rígida

γ_2 : 1,5 Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como

$$\frac{230\text{cm} \cdot 230\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{831 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$17,633 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{230\text{cm} \cdot 230\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{150 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$3,183 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:**

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} + \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,445 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} - \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,447 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} + \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} - \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la armadura**

Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} + 0,15 \cdot a_0 \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 78948}{2 \cdot 230} \cdot \left(\frac{230 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2$$

$$M_d = 2998719,64 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2998719,64 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{230 \text{ cm} \cdot 54,2 \text{ cm}^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,317$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,317 \cdot (1 + 0,317) = 0,418$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,418 \cdot 230\text{cm} \cdot 54,2\text{cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 16,76 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,\min} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 230\text{cm} \cdot 60\text{cm} = 20,7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 20,7 \text{ cm}^2$$

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{20,7\text{cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 10,30 \approx 11 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{230 \text{ cm} - 2 \cdot 5\text{cm}}{11} = 20 \text{ cm}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

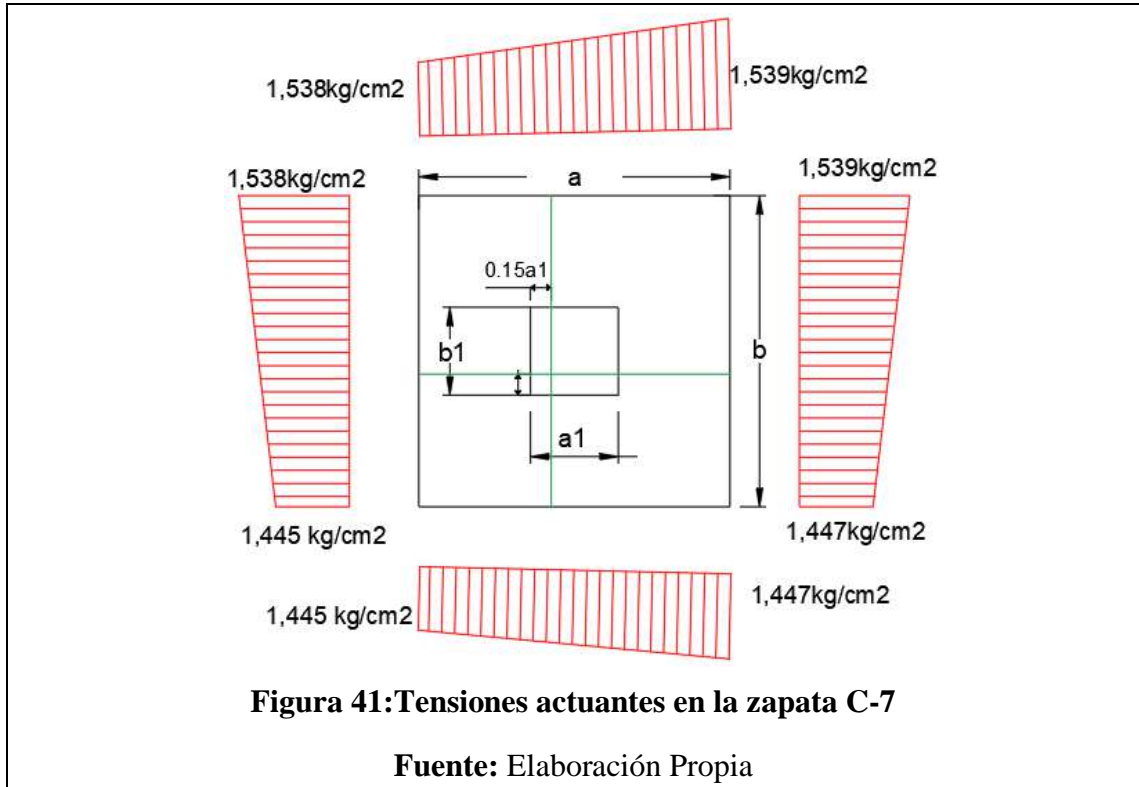
11Ø16 C-20 cm

- **Verificación al corte y punzonamiento:**

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

- **Verificación de la adherencia:**

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

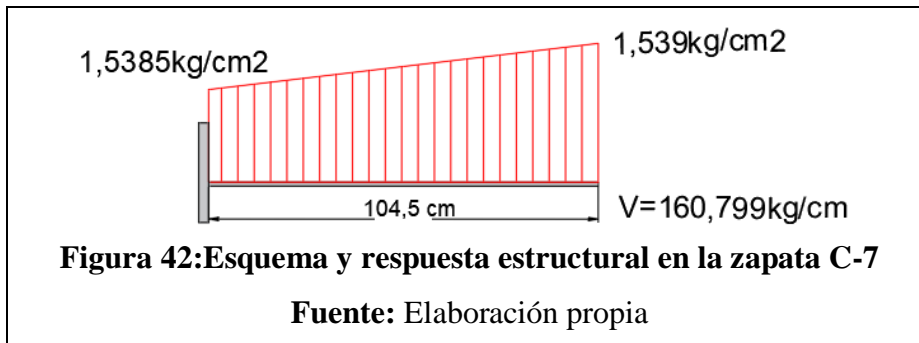


Lado Y

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 = \frac{230\text{cm} - 30\text{cm}}{2} + 0,15 \cdot 30 = 104,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \sigma_4 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma_4 - \sigma_3) = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{104,5 \text{ cm}}{190 \text{ cm}} \cdot \left(1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_y = 1,5385 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



- **Cortante de diseño:**

$$V_d = \gamma_f \cdot V \cdot a = 1,6 \cdot 160,799 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot 230 \text{ cm} = 59174,03 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{59174,03 \text{ kg}}{0,9 \cdot 54,2 \text{ cm} \cdot 11 \cdot \pi \cdot 1,6 \text{ cm}} \leq 0,95 \cdot \sqrt[3]{140^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$21,94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Anclaje de las armaduras:**

Dado que el vuelo “v=85cm” es mayor que el peralte “h=45cm”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{140^2} = 24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b1 = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{24,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

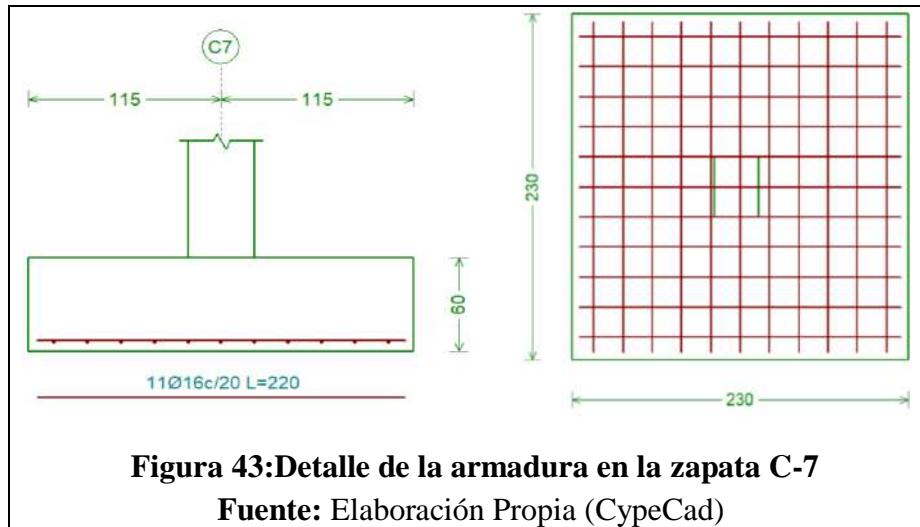
Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 71,66 \text{ cm} \cdot \frac{20,7 \text{ cm}^2}{22,11 \text{ cm}^2} = 67,09 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \text{ cm} \\ l_{b1} = 10 \emptyset = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto $l_b = 70 \text{ cm}$

Por tanto, $l_b = 70 \text{ cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.



- **Verificación de la viga centradora**

Conocidas las dimensiones de las y esfuerzos de las zapatas:

$$N_{1k} = 44264 \text{ kg}$$

$$N_{2k} = 78948 \text{ kg}$$

$$a_0 = 0,30 \text{ m}$$

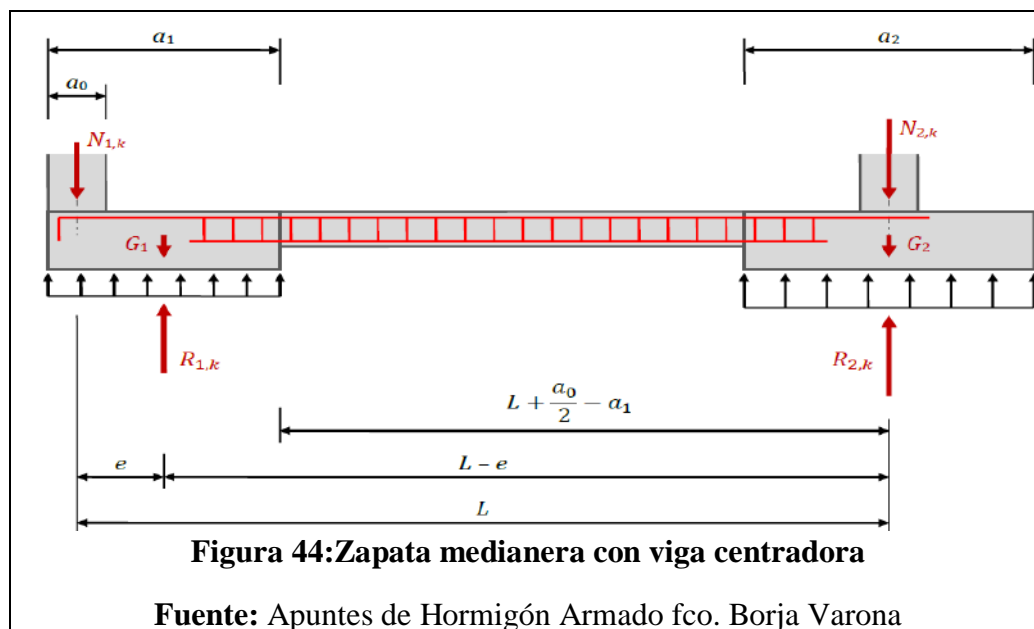
$$a_1 = 1,3 \text{ m}$$

$$a_2 = 2,3 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,5 \text{ m}$$

$$b_2 = 2,3 \text{ m}$$

Peso propio de la zapata más la viga centradora (Se lo asumirá como 10 % de “N_{1k}”)



$$G_1 = 0,1 \cdot N_{1k} = 4426,4 \text{ kg}$$

$$G_2 = 0,1 \cdot N_{2k} = 7894,8 \text{ kg}$$

- **Distancia entre cargas:**

$$L=3,17 \text{ m}$$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} = 2,02 \text{ m}$$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 - a_2 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} - 2,3 \text{ m} = -0,28 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = \frac{1,3 \text{ m}}{2} - \frac{0,30 \text{ m}}{2} = 0,5 \text{ m}$$

$$L - e = 3,17 \text{ m} - 0,5 \text{ m} = 2,67 \text{ m}$$

- **Reacción en la zapata medianera:**

$$R_{1k} = N_{1k} \cdot \frac{L}{L - e} + G_1$$

$$R_{1k} = 44264 \text{ kg} \cdot \frac{3,17}{2,67 \text{ m}} + 4426,4 \text{ kg}$$

$$R_{1k} = 56979,539 \text{ kg}$$

- **Reacción en la zapata aislada:**

$$R_{2k} = N_{2k} + G_2 - N_{1k} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{2k} = 78948 \text{ kg} + 7894,8 \text{ kg} - 44264 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}}$$

$$R_{2k} = 78553,661 \text{ kg}$$

- **Comprobación de los esfuerzos con las reacciones calculadas:**

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm}$$

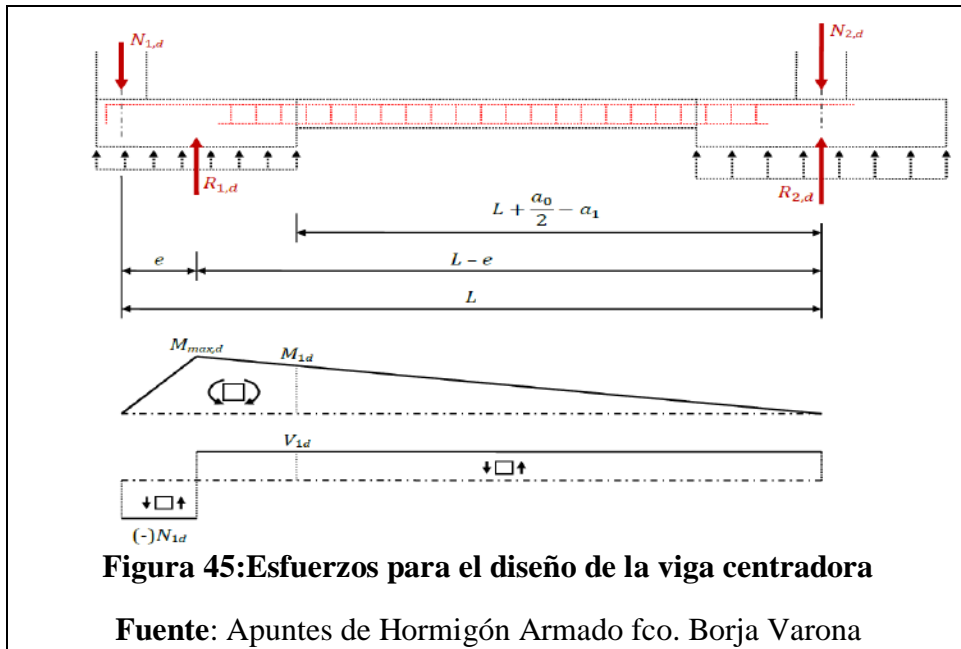
$$\frac{R_{2,k}}{a_2 \cdot b_2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{56979,539 \text{ kg}}{1,3 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$\frac{78553,661 \text{ kg}}{2,3 \text{ m} \cdot 2,3 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$1,753 \leq 1,80$$

$$1,485 \leq 1,80$$



$$N_{1d} = 71574 \text{ kg}$$

$$N_{2d} = 128157 \text{ kg}$$

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L - e}$$

$$R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{1d} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{3,17 \text{ m}}{2,67 \text{ m}}$$

$$R_{2d} = 128157 \text{ kg} - 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}}$$

$$R_{1d} = 84977,371 \text{ kg}$$

$$R_{2d} = 114753,629 \text{ kg}$$

$$V_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}} = 13403,371 \text{ kg}$$

$$V_{1d} M_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e} \cdot \left(L + \frac{a_0}{2} - a_1 \right)$$

$$M_{1d} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}} \cdot \left(3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} \right) = 27074,809 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal:**

Datos:

Altura de zapata calculada $h = 50 \text{ cm}$

Se asume una $b_w = 40 \text{ cm}$

$M_d = 27074,809 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2707480,9 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Se suma un recubrimiento para piezas en contacto con el suelo $r = 3 \text{ cm}$

$$d1 = rg + \phi_{Estribo} + \phi_L/2$$

$$\phi_{Estribo} + \frac{\phi_L}{2} \approx 1cm \quad (\text{asumiendo})$$

$$d1 = 3cm + 1cm = 4cm$$

$$d = h - d1 = (50cm - 4cm) = 46cm$$

$h = 60\text{ cm}$ [Altura de la Viga]

$b_w = 40\text{ cm}$ [Ancho de la Viga]

$r = 3\text{ cm}$ [Recubrimiento de la Viga]

$f_{ck} = 210\text{ kg/cm}^2$ [Resistencia característica del hormigón a compresión]

$f_{yk} = 5000\text{ kg/cm}^2$ [Límite elástico característico para un acero CA -50]

$\gamma_s = 1,15$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]

$\gamma_c = 1,5$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]

- **MINORACIÓN DE LAS RESISTENCIAS**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210\text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000\text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal de la viga centradora**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{2707480,9\text{ kg}\cdot\text{m}}{40\text{cm} \cdot (56\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,154$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,154 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0,172$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,172 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 12,41 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_s \text{ min} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 6,72 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de viga

$$A_s = 12,41 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 20 + 2 Ø 20	12,56	12,41

Adoptamos = 2 Ø 20 + 2 Ø 20 Con un área igual a 12,56 cm²

Dónde: $12,56 > 12,41 \text{ cm}^2$ incremento de 1,21 %

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{Estribo} - \#\phi}{\#esp} = \frac{40 - 2 \cdot 3 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 2}{3} = 8,3 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal de compresión:

Según cálculo no requiere, pero por norma se debe disponer un 30% de A_s mínima:

$$A_s = 30\% \cdot A_{smin} = 0,30 \cdot 12,41 \text{ cm}^2 = A_s = 3,72 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 16	4,02	3,72

Adoptamos = 2 Ø 16 Con un área igual a 4,02 cm²

Dónde: $4,02 > 3,72 \text{ cm}^2$ incremento de 1,08 %

- **Armadura de piel**

Como la separación máxima entre armaduras longitudinales es 30 cm, se colocará armadura de piel de Φ 12 mm que es el mínimo:

$$A_{S \text{ piel}} = 2 \text{ } \Phi 12 \text{ mm}$$

- **Cálculo de la armadura transversal C-7**

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-7:

$$V_d = 13403,371 \text{ kg} \quad d = 56 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 13252,019 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde: $V_{d1} < V_{cu}$

$$13403,371 \text{ kg} < 13252,019 \text{ kg} \rightarrow \text{No cumple}$$

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot \sqrt{140} \cdot 40 \cdot 56 = 7951,211 \text{ kg}$$

$$13252,019 \text{ kg} < 13403,371 \text{ kg} \leq 7951,211 \text{ kg} \quad \text{Cumple !}$$

Determinación del área [CASO N°2]

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{su} = 13403,371 \text{ kg} - 13252,019 \text{ kg} = 151,352 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{151,352 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 56 \text{ cm} \cdot 4347,826 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 0,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 140 \frac{kg}{cm^2} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_{s_{min}} = 2,58 \frac{cm^2}{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

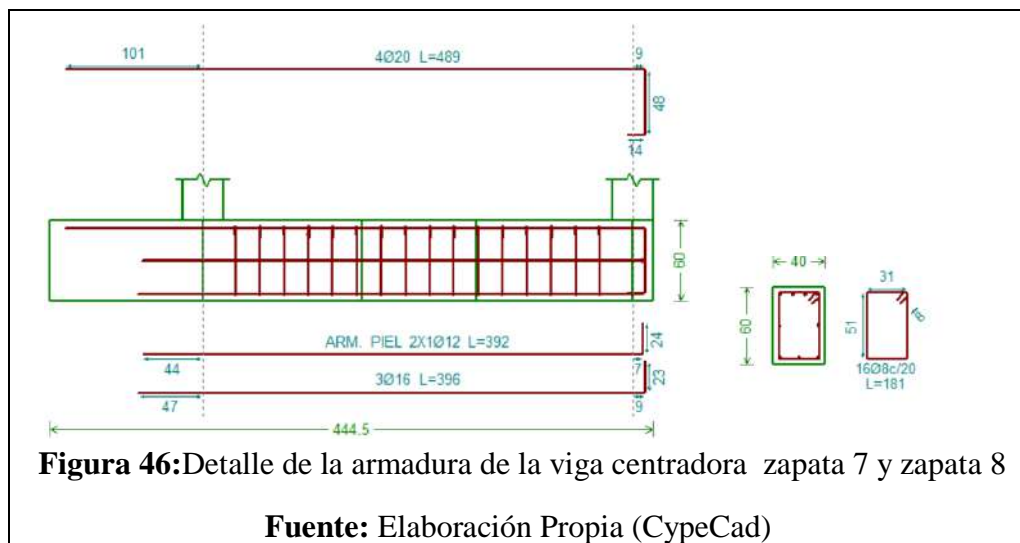
$$A_s = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{2,58 \frac{cm^2}{m}}{2} = 1,29 \frac{cm^2}{m}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 1,29}{\pi \cdot (0,8)^2} = 2,57 \approx 2$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 56 = 47,6 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

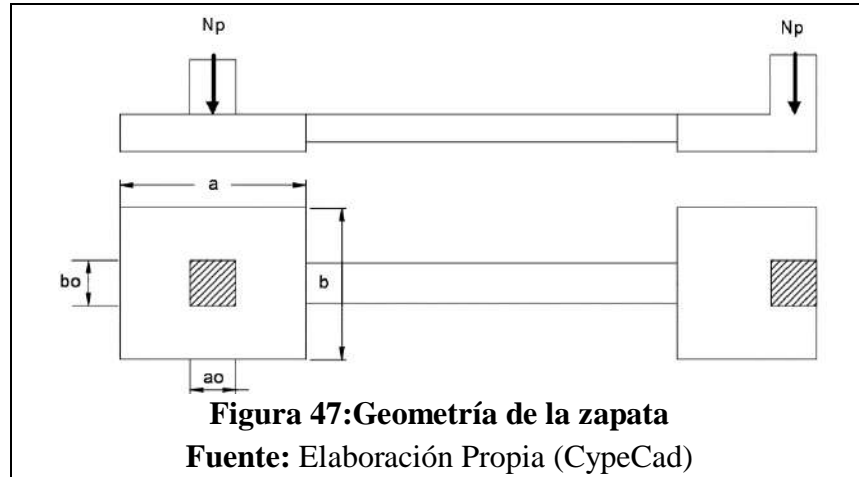
Entonces el número de barras para cada metro será: **$\varnothing 6 \text{ C} - 30$**



A.2.8.3. Columna C-11

- **Fundaciones**

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna C-11”, dado que está dentro del pórtico más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.



Datos:

$$N = 56965 \text{ kg}$$

$$Q_Y = 373 \text{ kg}$$

$$M_X = -194 \text{ kg.m}$$

$$Q_X = -411 \text{ kg}$$

$$M_Y = -239 \text{ kg.m}$$

$$a_0 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{f_{cd} \text{ kg}}{\text{m}^2}} = f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de “N”)

$$P = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot 58030 \text{ kg} = 5803 \text{ kg}$$

- **Diseño geométrico de la zapata**

Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$\sigma_{adm} = 1,80 \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = 186,58cm \approx 190 cm$$

$$\text{Área adoptada} = 190cm \cdot 190cm = 36100cm^2.$$

1° condición: A requerida < A adoptada

$$34812,1 cm^2 < 36100 cm^2$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{56965 kg}{190^2} = 1,578 \frac{kg}{cm^2} > 1,8 \frac{kg}{cm^2}$$

Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento

$$\gamma_f = 1,6 \quad ; \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 1,871 \frac{kg}{cm^2}}{1,6 \cdot 1,578 \frac{kg}{cm^2}} = 2,964$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{190 \cdot 190}{2 \cdot 3,097 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 69,825cm$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(190 cm - 30 cm)}{4 + 3,097} = 45,95 cm$$

Por tanto, se asumirá una altura total “h= 50 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1,6cm”

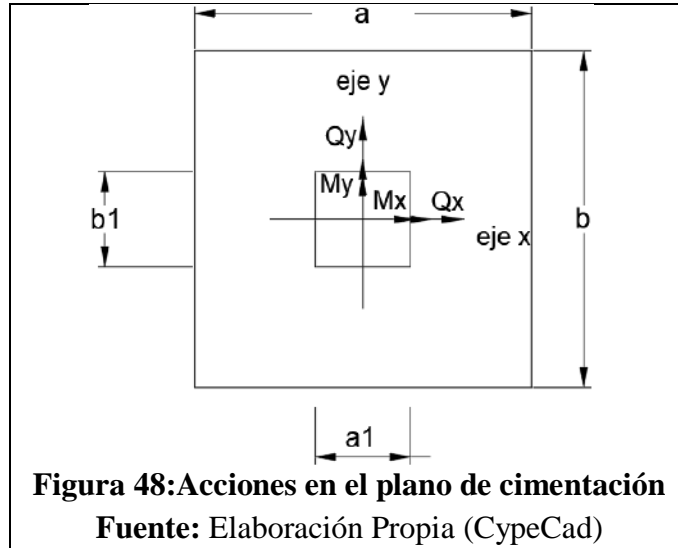
$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = \left(50cm - 5 cm - \frac{1,6 cm}{2} \right) = 44,2 cm$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{190 - 30}{2} = 80 cm$$

Dado que el vuelo “ $v=85\text{cm}$ ” es menor que “ $2h = 100\text{ cm}$ ”, se trata una zapata rígida

- **Acciones en el plano de cimentación**



a) Axial en el plano de cimentación:

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$PP_{Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 1,805 m^3 = 4332 kg$$

$$N_{real} = N_T \cdot PP_{Zapata} = 56965 kg + 4332 kg = 61297 kg$$

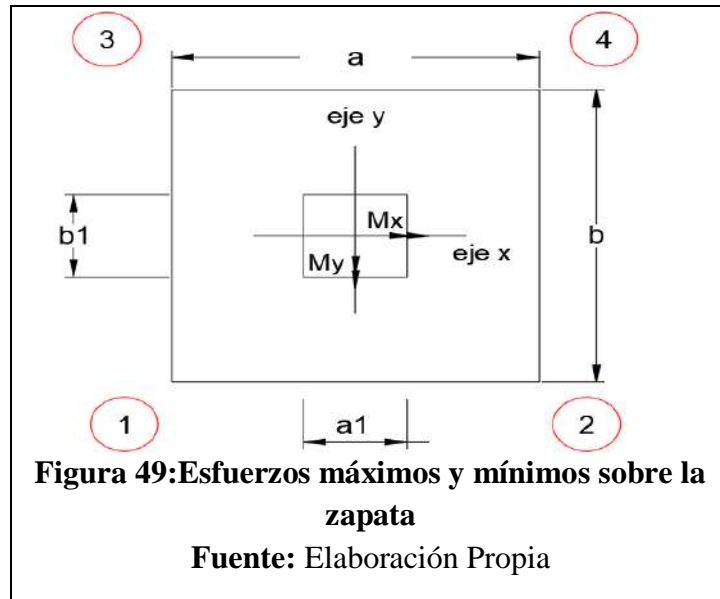
b) Momento en el plano de cimentación:

Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x + hQ_x = -19400 kg.cm + 50 m \cdot (-411kg) = -39950 kg.cm$$

$$M_y = M'_y + hQ_y = 23900 kg.cm + 50cm \cdot (-373 kg) = -5250 kg.cm$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:



$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6Mx}{a \cdot b^2} \pm \frac{6My}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_{4max} = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} - \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,618 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_{1min} = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,538 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x.}$$

$$1,80 \text{ kg/cm}^2 > 1,618 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

- **Verificación al vuelco**

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{real} \cdot a/2}{M_x} = \frac{(61297 \text{ kg}) \cdot \frac{190 \text{ cm}}{2}}{39950 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 145,763 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{real} \cdot a/2}{M_y} = \frac{(61297 \text{ kg}) \cdot \frac{190 \text{ cm}}{2}}{5250 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 1109,184 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Verificación al deslizamiento.**

$$A \cdot C_d \geq V \cdot \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

Cd: $0,5 \cdot c$ = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

c = $0,1 \text{ kg/cm}^2$ para una arcilla semi rígida

γ_2 : 1.5. Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como

$$\frac{190\text{cm} \cdot 190\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{411 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$4,839 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{190\text{cm} \cdot 190\text{cm} \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{373 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$4,392 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

- **Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:**

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6Mx}{a \cdot b^2} \pm \frac{6My}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{54514}{190 \cdot 190} + \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} - \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,548 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} + \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,608 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{54514}{190 \cdot 190} - \frac{6(-39950)}{190 \cdot 190^2} - \frac{6(-5250)}{190 \cdot 190^2} = 1,618 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la armadura**

Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 54514}{2 \cdot 190} \cdot \left(\frac{190 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2$$

$$M_d = 1712607,753 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1712607,753 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{190 \text{ cm} \cdot 44,2 \text{ cm}^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,33$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,33 \cdot (1 + 0,33) = 0,438$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,438 \cdot 190\text{cm} \cdot 44,2\text{cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 11,849$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s.min} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 190\text{cm} \cdot 50\text{cm} = 14,25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo: $A_s = 14,25 \text{ cm}^2$

Numero de barras: $n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{14,25\text{cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 7,09 \approx 8 \text{ barras}$

Espaciamiento entre barras: $s = \frac{b-2r}{n} = \frac{190 \text{ cm} - 2 \cdot 5\text{cm}}{8} = 22,5 \approx 22 \text{ cm}$

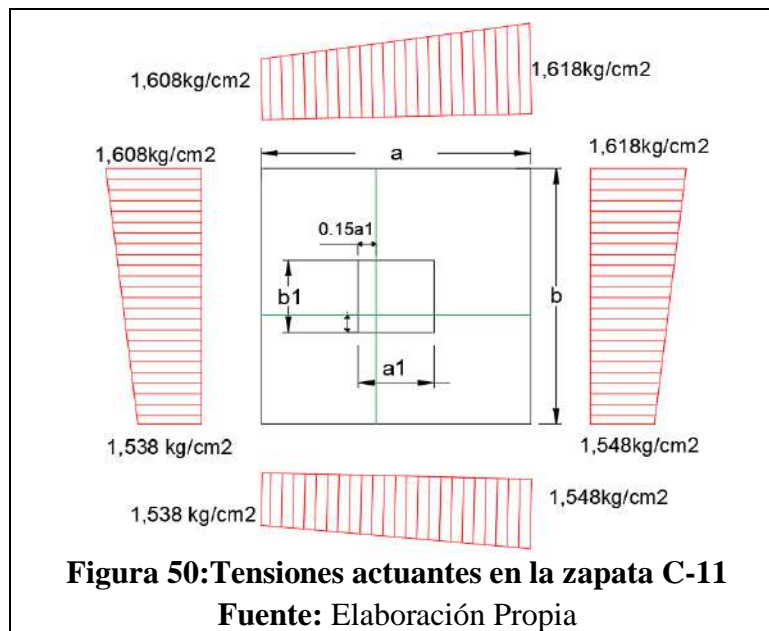
Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

8Ø16 C-22 cm

- **Verificación al corte y punzonamiento:**

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

- **Verificación de la adherencia:**

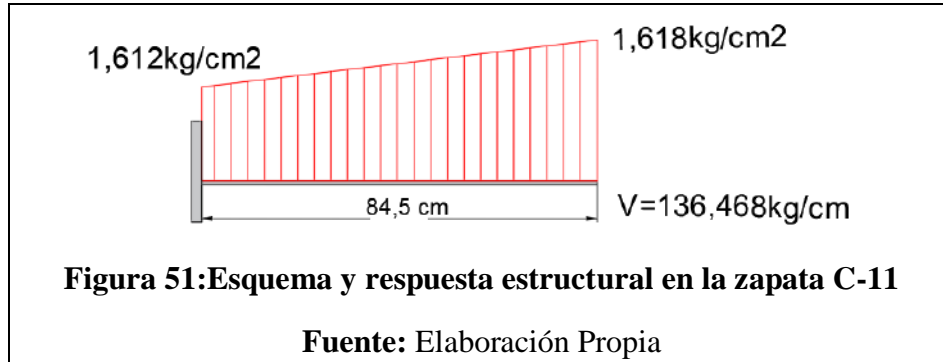


Lado X

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15 \cdot a_1 = \frac{190\text{cm} - 30\text{cm}}{2} + 0,15 \cdot 30 = 84,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \sigma_4 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma_4 - \sigma_3) = 1,618 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{84,5 \text{ cm}}{190 \text{ cm}} * \left(1,618 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1,608 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_x = 1,612 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f \cdot V \cdot a = 1,6 \cdot 136,468 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot 190 \text{ cm} = 41486,27 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} \leq k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{41486,27 \text{ kg}}{0,9 \cdot 44,2 \text{ cm} \cdot 8 \cdot \pi \cdot 1,6 \text{ cm}} \leq 0,95 \cdot \sqrt[3]{140^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$25,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{No Cumple!}$$

Debido a que adherencia no cumple se optó aumentar una barra y así cumplir con esta condición por lo que se tiene

9Ø16 C-20 cm

$$\frac{41486,27 \text{ kg}}{0,9 \cdot 44,2 \text{ cm} \cdot 9 \cdot \pi \cdot 1,6 \text{ cm}} \leq 0,95 \cdot \sqrt[3]{140^2} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$23,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Cumple!}$$

- **Anclaje de las armaduras:**

Dado que el vuelo “v=85cm” es mayor que el peralte “h=45cm”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b_1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6cm}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}{24,27 \frac{kg}{cm^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

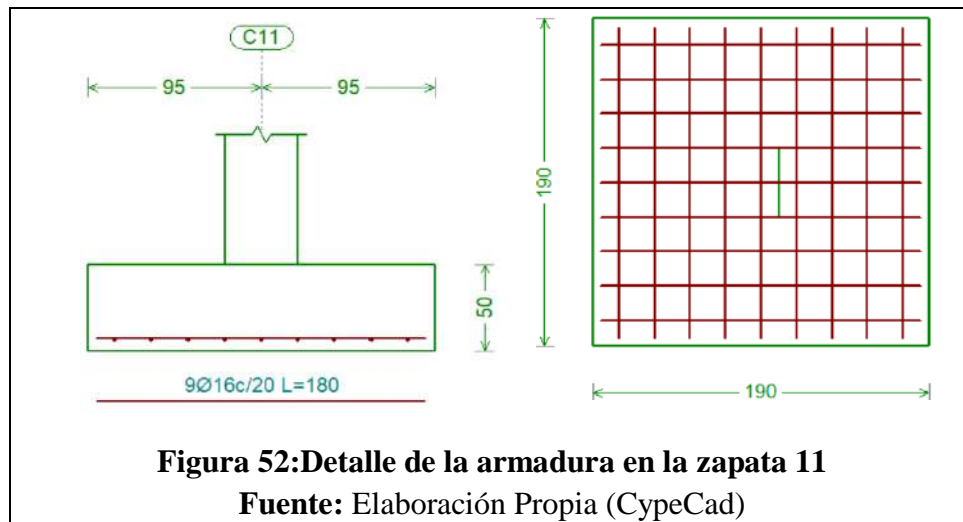
Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{S\text{Calculado}}}{A_{S\text{Real}}} = 71,66 \text{ cm} \cdot \frac{14,25cm^2}{18,09cm^2} = 56,45 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50cm \\ l_{b1} = 10 \phi = 10 \cdot 1,6 = 16cm \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto $l_b = 60 \text{ cm}$

Por tanto, $l_b = 60 \text{ cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.



A.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

MODULO 01 – OBRAS PRELIMINARES

ITEM N:1

INSTALACIÓN DE FAENAS

Unidad: glb

Descripción

Este ítem comprende los todos los trabajos previos a la construcción como ser: instalación de faenas, traslado de material y personal, construcción de caseta del sereno, depósitos, etc.

Materiales, herramientas y equipo

El contratista proveerá todos los materiales, herramientas, equipos e instrumentos necesarios para la construcción de depósitos de materiales y caseta para el sereno.

Los Ayudantes que estarán bajo la supervisión de un capataz, también se deberá proveer la contratación de un sereno ya que es de estricta responsabilidad de la Empresa contratada, la protección de la obra, herramientas, materiales, personal de obra o ajeno en obra.

Forma de ejecución

Se procederá a la construcción de la caseta para el sereno y para el almacenamiento de herramientas y materiales, además de una oficina de obra.

Medición

Los trabajos serán medidos en forma global.

Forma de pago

Se presupuestará en forma global, el pago por la totalidad del ítem aprobado.

ITEM N:2

LIMPIEZA DE TERRENO Y DESHIERBE.

Unidad: m²

Definición

Este trabajo consistirá en despejar el terreno necesario para llevar a cabo la obra contratada de acuerdo con las presentes especificaciones y los demás documentos contractuales. En las zonas indicadas en los planos o por el Fiscalizador, se eliminarán todos los árboles, arbustos, troncos, cercas vivas, matorrales y cualquier otra vegetación. También se incluye en este rubro la remoción de la capa de tierra vegetal, hasta la profundidad indicada en los planos.

Materiales, herramientas y equipos

Los equipos que se empleen deben contar con adecuados sistemas de silenciadores, sobre todo si se trabaja en zonas vulnerables o se perturba la tranquilidad del entorno.

Procedimiento de ejecución

Los trabajos de limpieza y deforestación deberán efectuarse en todas las zonas señaladas en los planos o indicadas por el Supervisor y de acuerdo con procedimientos aprobados por éste, tomando las precauciones necesarias para lograr condiciones de seguridad satisfactorias.

Medicion

Los trabajos serán medidos en metro cuadrado.

Forma de pago

El precio unitario deberá cubrir todos los costos de desmontar, destroncar, desraizar, rellenar y compactar los huecos de tocones; disponer los materiales sobrantes de manera uniforme en los sitios aprobados por el Supervisor. El precio unitario deberá cubrir, además, la carga, transporte y descarga y debida disposición descarga y debida disposición de estos materiales.

MODULO 02 – OBRA GRUESA

ITEM N:3

REPLANTEO Y TRAZADO (estructura y edificaciones)

Unidad: m²

Definición:

Este ítem comprende el replanteo que deberá ser realizado por el contratista para la localización en general y en detalle de toda la obra, en sujeción a los planos de construcción o instrucciones del supervisor.

El contratista establecerá y mantendrá las estacas de talud y referencia para la pendiente y alineación de las obras del proyecto, con la suficiente anticipación para someter a la aprobación del Supervisor.

Incluso habiendo sido o no comprobadas las estacas de Construcción por el Supervisor, el contratista será responsable de la terminación de todas las partes de la obra, de acuerdo a las elevaciones, alineamiento y ubicación correctas.

Materiales, herramientas y equipo

El contratista deberá proveer todos los materiales, herramientas y equipo necesario para la realización de este ítem, como ser equipo topográfico (taquímetro), pintura, etc.

Procedimiento para la ejecución

El contratista efectuara el replanteo de todas las obras a construirse.

La localización general, alineamiento, elevaciones, y niveles de trabajo, será marcada en el terreno para permitir en cualquier momento, el control por parte del Supervisor.

Las marcas y/o bancos de nivel, monumentos del levantamiento topográfico y trazado de Construcción, serán cuidadosamente conservados por el contratista. En caso de pérdida o destrucción, todos estos serán restaurados por el Contratista por su cuenta.

Se facilitará a la inspección todos los instrumentos necesarios para su control de replanteo, así como personal (alarifes) que sean requeridos en toda oportunidad que el Supervisor solicite.

Medición

El replanteo y localización, deberá ser medidos en forma global de todas las actividades desarrolladas en el mes, y las mediciones deben estar acordes al trabajo que se desarrollen en la obra, previa inspección, verificación y aprobación por parte del Supervisor.

Forma de pago

El pago por este trabajo será global, como compensación total por costos de mano de obra, utilización de equipo, materiales nacionales e importados, herramientas, gastos directos e indirectos, generales e imprevistos asociados a la ejecución de ítem.

ITEM N:4

EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA

Unidad: m³

Definición:

La excavación con maquinaria es un proceso esencial que abarca las actividades de remoción de tierra y nivelación necesarias para preparar el terreno para proyectos de construcción y obras civiles. Este ítem comprende la realización de excavaciones tanto para nivelación como para fundaciones mediante el uso eficiente de maquinaria especializada. Se emplearán equipos y maquinaria para garantizar la eficacia y la precisión en la ejecución del proceso.

Materiales, herramientas y equipo.

El Contratista se encargará de suministrar todos los materiales, herramientas y equipo requeridos para llevar a cabo los trabajos de excavación. Estos trabajos se realizarán utilizando maquinaria retroexcavadora, la cual debe ser previamente aprobada por el Supervisor de Obra.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	MADERA CONSTRUCCION
2	CLAVOS
3	ALAMBRE DE AMARRE
MANO DE OBRA:	
1	AYUDANTE
2	ALBAÑIL
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	RETROEXCAVADORA
2	BOMBA DE AGUA 3HP

Ejecución:

Una vez que el replanteo de las fundaciones haya sido aprobado por el supervisor de la

obra, se podrá dar comienzo a la excavación correspondiente a las mismas.

Se procederá al aflojamiento y extracción de los materiales de los lugares demarcados. Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar zanjas o excavaciones, se apilarán convenientemente a los lados de la misma, a una distancia prudencial que no cause presiones sobre sus paredes y los que no vayan a ser utilizados serán transportados fuera de los límites de la obra.

A medida que progrese la excavación, se cuidará especialmente, el comportamiento de las paredes a fin de evitar deslizamientos. Si esto sucediese en pequeñas proporciones no se podrá fundar sin antes limpiar completamente la zanja eliminando el material que pudiera llegar al fondo de la misma.

Cuando la excavación requiera achicamiento, el Contratista dispondrá el número y clase de unidades de bombeo necesarias. El agua extraída se evacuará de manera que no cause ninguna clase de daños.

El fondo de las excavaciones será horizontal y en los sectores en que el terreno destinado a fundar sea inclinado, se dispondrá de escalones de base horizontal.

Se tendrá especial cuidado en no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiará de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar superficies sin irregularidades y tanto las paredes como el fondo tendrán las dimensiones indicadas en los planos.

Medición

El volumen total de las excavaciones se expresará en metros cúbicos.

Forma de pago.

Para computar el volumen se tomarán las dimensiones y profundidades en los planos y su verificación en obra.

Los trabajos efectuados de acuerdo a las presentes especificaciones, aprobados y medidos de acuerdo a lo indicado en el acápite de medición, serán pagados a los precios unitarios de la propuesta aceptada

Este precio unitario será compensación total por materiales, herramientas, equipo y mano de obra necesaria para ejecutarlos, así como el transporte y / o eliminación del material sobrante a cualquier distancia, aún fuera de los límites de la edificación.

ITEM N:5

BASE DE HORMIGON POBRE E=5 CM

Unidad: m³

Descripción:

Este ítem se refiere al vaciado de una capa de hormigón pobre con dosificación 1: 3: 4, que servirá de cama o asiento para la construcción de diferentes estructuras o para otros fines, de acuerdo a la altura y sectores singularizados en los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Materiales, herramientas y equipo

El cemento y los áridos deberán cumplir con los requisitos de calidad exigidos para los hormigones. El hormigón pobre se preparará con un contenido con dosificación 1: 3: 4 por metro cúbico según la tabla de dosificación de hormigones y morteros y su elaboración mediante mezcladora. El agua deberá ser razonablemente limpia, y libre de aceites, sales, ácidos o cualquier otra sustancia perjudicial. No se permitirá el empleo de aguas estancadas provenientes de pequeñas lagunas o aquellas que provengan de pantanos o desagües.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Arena comun
2	Grava comun
3	Cemento
4	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora

Ejecución

Una vez limpia el área respectiva, se efectuará el vaciado del hormigón pobre en el espesor o altura señalada en los planos.

El hormigón se deberá compactar (chuceado) con barretas o varillas de fierro.

Efectuada la compactación se procederá a realizar el enrasado y nivelado mediante una regla de madera, dejando una superficie lisa y uniforme.

Medición

La base de hormigón pobre se medirá en metros cuadrados, teniendo en cuenta únicamente los volúmenes netos ejecutados.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos

ITEM N:6

VIGA DE FUNDACIÓN DE HºAº

Unidad: m³

Definición

Las vigas centradoras son vigas de atado que además de servir como arriostramiento entre zapatas, sirven como apoyo horizontal para zapatas muy excéntricas. Cuando una zapata tiene una excentricidad elevada, para mantener la zapata en equilibrio será necesario que se contrarreste el momento M transmitido por el pilar.

Materiales, herramientas y equipo

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Madera de construcción
	Clavos

	Alambre de amarre
	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
	Encofrador
	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora

Ejecución

La ejecución de una viga de fundación de hormigón armado implica varios pasos:

Encofrado: Se construye un encofrado de madera o metálico que define la forma y dimensiones de la viga de fundación.

Colocación de refuerzo: Se colocan las barras de acero (armadura) dentro del encofrado, siguiendo las especificaciones de diseño estructural.

Vertido de hormigón: Se vierte el hormigón en el encofrado, asegurándose de que se distribuya de manera uniforme y llenando todos los espacios alrededor de las barras de refuerzo.

Compactación y nivelación: Se compacta el hormigón con vibradores para eliminar burbujas de aire y asegurar una superficie uniforme. También se nivelan los extremos de la viga para que queden alineados con el diseño.

Curado: Se debe proporcionar un período de curado adecuado, manteniendo el hormigón húmedo y protegido del secado rápido para asegurar su resistencia y durabilidad.

Retirada del encofrado: Una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente, se retira el encofrado con cuidado para evitar dañar la viga.

Inspección: Se realiza una inspección visual para asegurar que la viga de fundación cumple con los estándares de calidad y especificaciones de diseño.

Medida y forma de pago:

Se medirá y se pagará por metro cubico (m3) debidamente ejecutado.

ITEM N:7

ZAPATA DE H°A°

Unidad: m³

Definición:

El trabajo de fundación de zapatas de hormigón armado debe garantizar de forma permanente, la estabilidad de la estructura que soporta, por ello deberá calcularse teniendo en cuenta lo siguiente:

Previamente con los resultados que arroje el estudio de suelos se define la profundidad de desplante Df y el área requerida de fundación definir si son zapatas concéntricas o con excentricidad simple o con doble excentricidad.

Además, seguir las siguientes recomendaciones Adecuado coeficiente de seguridad frente al hundimiento. Adecuado coeficiente de seguridad frente al volcamiento

Los asientos que pueden producirse deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada. El tipo de suelo y sus características mecánicas, su granulometría, plasticidad, humedad natural consistencia y grado de compactación, resistencia, deformabilidad, peso específico suelto peso específico saturado agresividad, la situación del Nivel freático.

Si existe peligro de congelación del terreno la cimentación deberá disponerse a la profundidad adecuada para que no resulte posible que se hiele la base de la misma, se recomienda una profundidad no inferior a 1.20 m.

Cemento

Suministrado en su envase original de fábrica y almacenado en recinto cerrado rechazar cementos almacenados por más de tres meses a partir de la fecha de su retiro de fábrica.

La granulometría no debe sufrir variaciones que oscilen entre los límites extremos con este objeto se determina el módulo de fineza. El agregado fino con una variación de 0.20 en más o menos será rechazado o aceptado corrigiendo su granulometría o variando la dosificación de la mezcla.

Acero

Las armaduras para el hormigón serán de acero de un solo tipo de sección constituido por barras corrugadas con las siguientes características:

Las barras no deben presentar defectos superficiales como grietas No se permitirá la unión de barras soldadas en obra

Usar barras con límites de elasticidad de 500 Mpa.

Agua

El agua a emplearse en la preparación del hormigón será limpia y libre de impurezas tales como aceites, sales, ácidos, no usar agua proveniente de lagunas estancadas de existir duda en cuanto al comportamiento del mortero preparado el supervisor de obra podrá disponer de la realización de ensayos a compresión con probetas de 7 y 8 días de edad. Cemento. De tipo Portland normal en algún caso cemento especial si se requiere.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Fierro corrugado
5	Madera de construcción
6	Clavos
7	Alambre de amarre
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
	Encofrador
	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora

Ejecución

La preparación del Hormigón estará orientada a que queden garantizadas:

La obtención de hormigones cuyas características mecánicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto.

La conservación de las características requeridas a lo largo del tiempo. Se fabricarán cilindros de testigos de c/ mezcla.

El hormigón a utilizarse será como se emplean en edificios según el CBH.

La facilidad de trabajar con el hormigón, o sea su tendencia de segregación y comportamiento durante su puesta en obra, deberán estar dentro de los límites correspondientes medidos por el CONO DE ABRAMS, de acuerdo con el método de ensayo indicado en la NB/UNE 7103. Se recomienda un vibrado normal.

Encofrado:

Una vez armado la parrilla se procederá a vaciar la mezcla teniendo cuidado que no queden espacios o cangrejeras, el encofrado se debe realizar con madera de construcción con mínimo de espesor 1", se procederá a desencofrar a los 14 días, lapso en el cual la mezcla ha adquirido buena resistencia, posteriormente se procederá a aplicar el impermeabilizante con un espesor de 2.00 mm. se debe considerar 350 kg por metro cúbico de mezcla, además los recubrimientos mínimos de condiciones de clima severos. Se colocarán en eje los encofrados de las zapatas previo entibado con buena medra dejando un hueco de limpieza al pie del encofrado.

El mezclado y la colocación del hormigón se procederá como se detallan en la parte de procedimientos y ejecución en el Ítem Estructuras de HºAº. Las armaduras se colocarán según los detalles estructurales que acompañan los planos.

De la preparación del hormigón la facilidad de trabajo con el hormigón ya sea su tendencia de segregación y comportamiento durante su puesta en obra determinar esto con el cono de Adams. Antes de comenzar la preparación y el vaciado de concreto, todo el equipo necesario tanto para el mezclado como para el transporte debe estar limpio, los encofrados estarán en contacto con el hormigón deberán ser convenientemente humedecidos.

Las zapatas de Hormigón Armado según se detallan en los planos con sus secciones respectivas y el tipo de fierro adoptado, previa verificación del Supervisor de Obra.

Todo este proceso deberá ser realizado en forma adecuada según lo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón.

Medición y forma de pago

La medición será por (m³). El trabajo ejecutado será pagado según precios unitarios aceptados por la propuesta.

ITEM N:8

CIMIENTO DE H°C° (Dosf.1:3:3 50%PD)

Unidad: m³

Definición:

Este ítem se refiere a la construcción de cimientos de hormigón ciclópeo, de acuerdo a las dimensiones, dosificaciones de hormigón y otros detalles señalados en los planos respectivos, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Materiales, herramientas y equipo

Las piedras serán de buena calidad, deberán pertenecer al grupo de las graníticas, estar libres de arcillas y presentar una estructura homogénea y durable. Estarán libres de defectos que alteren su estructura, sin grietas y sin planos de fractura o de desintegración.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Fierro corrugado
5	Piedra para cimiento
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora

La dimensión mínima de la piedra a ser utilizada como desplazadora será de 20 cm. de diámetro o un medio (1/2) de la dimensión mínima del elemento a vaciar.

El cemento será del tipo portland y deberá cumplir con los requisitos necesarios de buena calidad.

El agua deberá ser limpia, no permitiéndose el empleo de aguas estancadas provenientes de pequeñas lagunas o aquéllas que provengan de pantanos o ciénagas, la temperatura mínima del agua no deberá ser menor a 5 ° C.

En general los agregados deberán estar limpios y exentos de materiales, tales como arcillas, barro adherido, escorias, cartón, yeso, pedazos de madera o materias orgánicas.

La granulometría del árido grueso para hormigón ciclópeo, deberá cumplir con las siguientes condiciones de la tabla 3 de la N.B. - 598 - 91.

Tabla 14:Granulometria del Árido

Clase	Tamaño	Tamiz N. B.	% que pasa
Muy grande	150 - 80 mm.	100 mm.	90 - 100
Grande	80 - 40 mm.	80 mm.	0 - 10
Mediana	40 - 20 mm.	40 mm. 20 mm.	90 - 100 0 - 10
Pequeña	20 - 5 mm.	5 mm. 2.36 mm.	0 -10 0 - 2

Fuente: N.B. - 598 - 91

Ejecución

Se empleará un hormigón de dosificación 1: 2: 4 con 60 % de piedra desplazadora

La dosificación señalada anteriormente será empleada, cuando las mismas no se encuentren especificadas en el formulario de presentación de propuestas o en los planos correspondientes.

Para la fabricación del hormigón se deberá efectuar la dosificación de los materiales por peso.

Para los áridos se aceptará una dosificación en volumen, es decir transformándose los pesos en volumen aparente de materiales sueltos. En obra se realizarán determinaciones frecuentes del peso específico aparente de los áridos sueltos y del contenido de humedad de los mismos.

La medición de los áridos en volumen se realizará en recipientes aprobados por el Supervisor de Obra y de preferencia deberán ser metálicos o de madera e indeformables. Se colocará una capa de hormigón pobre de 5 cm. de espesor de dosificación 1: 3: 5 para emparejar las superficies y al mismo tiempo que sirva de asiento para la primera hilada de piedra.

Previamente al colocado de la capa de hormigón pobre, se verificará que los fondos de las zanjas estén bien niveladas y compactadas.

Las piedras serán colocadas por capas asentadas sobre base de hormigón y con el fin de trabar las hiladas sucesivas se dejará sobresalir piedras en diferentes puntos.

Las piedras deberán ser humedecidas abundantemente antes de su colocación, a fin de que no absorban el agua presente en el hormigón.

ITEM N:9

IMPERMIABILIZACION DE SOBRECIMENTOS

Unidad: m

Definición:

Este ítem se refiere a la impermeabilización del sobrecimiento de acuerdo a lo establecido en los planos de construcción, que se señalan a continuación:

En lugares expuestos a la acción del agua.

Materiales, herramientas y equipo

El Contratista deberá proporcionar todos los materiales, herramientas y equipo necesario para la ejecución de este ítem.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Polietileno
2	Polietileno
3	Arena fina
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante

En los trabajos de impermeabilización se emplearán: membrana asfáltica para losas, previa la aprobación del Supervisor de Obra.

Procedimiento para la ejecución

Impermeabilización

En la impermeabilización del sobre cimientto. se podrán emplear hidrófugos apropiados, láminas asfálticas, alquitrán y otros, de acuerdo al detalle señalado en los planos correspondientes y en el formulario de presentación de propuestas. Dichos materiales deberán ser aprobados por el Supervisor de obra, previo su empleo en obra.

Medición

La impermeabilización del sobre cimientto será en ml.

Forma de pago

Este ítem en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

ITEM N:10

RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA C/MATERIAL DE LUGAR Unidad:
m³

Descripción:

Consiste en rellenar con material común, proveniente de las inmediaciones de la obra, los lugares indicados en los planos del proyecto o de acuerdo a instrucciones escritas del Supervisor de Obra.

Materiales, herramientas y equipo

El Contratista deberá proporcionar todas las herramientas, equipo y maquinaria adecuada y necesaria para la ejecución de los trabajos y de acuerdo a su propuesta.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MANO DE OBRA	
1	Polietileno
2	Polietileno
3	Arena fina
MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	
1	Compactador manual

Ejecución

En la ejecución del relleno, el Contratista deberá emplear solamente aquellos materiales que hubieran sido aprobados previamente por el Supervisor de Obra

Los materiales provenientes del corte, siempre que a juicio del Supervisor de Obra sean aptos para rellenos, serán transportados a los lugares indicados para el efecto, caso contrario se transportarán fuera de los límites de la obra. Los rellenos se realizarán en capas de 20 cm. Como máximo proporcionando la humedad adecuada y efectuando el compactado correspondiente. La compactación deberá avanzar gradualmente en franjas paralelas desde los bordes hacia el eje, cuidando que todas las capas sean de espesor uniforme, hasta conseguir la altura total del relleno. La última capa recibirá el acabado final para tener la forma de la sección transversal indicada en los planos.

Todo relleno y compactado deberá realizarse en los lugares que indique el proyecto o en otros con aprobación previa del Supervisor de Obra.

El equipo de compactación a ser empleado será el exigido en la propuesta. En caso de no estar especificado el Supervisor aprobará por escrito el equipo a ser empleado. En ambos casos se exigirá el cumplimiento de la densidad de compactación especificada.

Medición

Este ítem será medido en metros cúbicos compactados.

Forma de pago

El trabajo ejecutado con materiales aprobados y en un todo de acuerdo con estas especificaciones, medido según lo previsto y aprobado por el Supervisor de Obra

El trabajo ejecutado de acuerdo a lo especificado, será pagado según el precio unitario de la propuesta aceptada.

ITEM 11

SOBRECIMIENTO DE H°A°

Unidad: m³

ITEM 12

COLUMNA DE H°A°

Unidad: m³

ITEM 13**VIGA DE H°A° H21****Unidad: m³****Definición**

a) Zapatas, columnas, vigas, muros, cáscaras y otros elementos, ajustándose estrictamente al trazado, alineación, elevaciones y dimensiones señaladas en los planos y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

b) Cimientos y sobrecimientos corridos, cadenas u otros elementos de hormigón armado, cuya función principal es la rigidización de la estructura o la distribución de cargas sobre los elementos de apoyo como muros portantes o cimentaciones. Todas las estructuras de hormigón simple o armado, ya sean construcciones nuevas, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación deberán ser ejecutadas de acuerdo con las dosificaciones y resistencias establecidas en los planos, formulario de presentación de propuestas y en estricta sujeción con las exigencias y requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Materiales, herramientas y equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obra y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Sección 2-Materiales.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Fierro corrugado
5	Madera de construcción
6	Clavos
7	Alambre
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
3	Encofrador

4	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora

Clasificación y dosificación de las mezclas de hormigón Hormigones.-

Las mezclas de hormigón serán diseñadas con el fin de obtener las siguientes resistencias cilíndricas características de compresión a los 28 días, las mismas que estarán especificadas en los planos o serán fijadas por el Supervisor.

Tabla 15: Clasificación y Dosificación del Hormigón

Tipo de Hormigón	Resistencia cilíndrica Característica de compresión a los 28 días
P mayor o igual	35 Mpa
A mayor o igual	21 Mpa
B mayor o igual	18 Mpa
C mayor o igual	16 Mpa
D mayor o igual	13 Mpa
E mayor o igual	11 Mpa

Fuente: N.B. - 598 – 91

En casos especiales se pueden especificar resistencias cilíndricas características mayores a 21 Mpa, pero en ningún caso superiores a 30 Mpa, excepto en hormigón pretensado. Dichas resistencias deben estar controladas por ensayos previos y durante la ejecución de la obra. Los hormigones tipo A y B se usarán en todas los elementos estructurales de la obra, excepto donde las secciones sean macizas y/o estén ligeramente armadas. Los hormigones depositados en agua serán también de tipo A y B con el diez por ciento (10%) más de cemento. Los hormigones tipo C y D se usarán en infraestructuras con ninguna o poca armadura. El hormigón tipo E se usará en secciones macizas no armadas y para estructuras de mampostería u hormigón ciclópeo.

Hormigón para columnas (tipo A):

Este ítem comprende la ejecución de las columnas de hormigón que servirán de soporte a las estructuras, a partir de la cota superior de las respectivas zapatas, de acuerdo a los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Materiales, herramientas y equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obra y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Sección 2-Materiales.

Hormigón para vigas de arriostamiento y vigas de sustentación (tipo A).-

Este ítem comprende la ejecución de las vigas que arriostarán las columnas, a objeto de rigidizarlas, de acuerdo a los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o indicaciones del Supervisor de Obra. Las tablas de madera para las caras exteriores deberán ser cepilladas, en vista de que las superficies del hormigón deberán quedar a la vista, salvo que se encuentre especificado el revoque correspondiente en el formulario de presentación de propuestas. En caso de que el hormigón de las vigas quedara con manchas o coloración diferente, el Contratista procederá al arreglo de los defectos y aplicará por su cuenta una pintura total color cemento.

Medición

Las cantidades de hormigón que componen la estructura completa y terminada: zapatas o fundaciones, columnas, vigas de arriostamiento o sustentación, losas, tapas de cámaras, sumideros, paredes, etc., serán medidas en metros cúbicos. La cámara será medida por pieza y el mesón por metro lineal. En los casos que se encontrara especificado en el formulario de presentación de propuestas "Hormigón Armado" se entenderá que el acero se encuentra incluido en este ítem, por lo que será objeto de medición alguna; pero si se especificara "Hormigón tipo A" y acero estructural separadamente, se efectuará en forma separada la medición del hormigón y de la armadura de refuerzo, midiéndose ésta última en kilogramos o toneladas, de acuerdo a las planillas de fierros y al formulario de presentación de propuestas, sin considerar las pérdidas por recortes y los empalmes. En la

medición de volúmenes de los diferentes elementos estructurales no deberá tomarse en cuenta superposiciones y cruzamientos, debiendo considerarse los aspectos siguientes:

- Las columnas se medirán de piso a piso.
- Las vigas serán medidas entre bordes de columnas.
- El hormigón de escaleras y de los descansos serán medidos en metros cúbicos.

Forma de pago

Los trabajos ejecutados en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medidos según lo señalado y aprobados por el Supervisor de Obra, serán cancelados a los precios unitarios de la propuesta aceptada. Dichos precios serán compensación total por los materiales empleados en la fabricación, mezcla, transporte, colocación, construcción de encofrados, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

ITEM 14

LOSA ALIVIANADA H=20 (vigüeta pretensada)

Unidad: m²

Definición

Este ítem se refiere a la construcción de losas alivianadas o aligeradas vaciadas in situ o con vigüetas pretensadas, las cuales son un producto de fabricación industrial, de acuerdo a los detalles señalados en los planos constructivos, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Materiales, herramientas y equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obra y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Así mismo deberán cumplir, en cuanto se refiere a la fabricación, transporte, colocación, compactación, protección, curado y otros, con las recomendaciones y requisitos indicados en dicha norma.

Las viguetas de hormigón pretensado de fabricación industrial deberán ser de características uniformes y de secciones adecuadas para resistir las cargas que actúan, aspecto que deberá ser certificado por el fabricante.

Como elementos aligerantes se utilizarán bloques de hormigón, Plastoform, ladrillo, bloques de yeso o bloques de aisloplast, de acuerdo las dimensiones y diseños establecidos en los planos constructivos o para el caso de viguetas pretensadas, los que recomiende el fabricante.

Todo lo referente al hormigón deberá cumplir con lo prescrito en el ítem Hormigones y Morteros.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Vigueta pretensada para losa de h=20 cm
2	Cemento portland
3	Arena comun
4	Grava comun
5	Fierro corrugado
6	Madera de construcción
7	Clavos
8	Alambre
9	Agua
10	Plastaform 100x40x16
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
3	Encofrador
4	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora
3	Guinche

Procedimiento para la ejecución

Losas alivianadas o aligeradas vaciadas in situ

Para la ejecución de este tipo de losas el Contratista deberá cumplir con los requisitos y procedimientos establecidos en la especificación "Estructuras corrientes de hormigón simple o armado".

Losas alivianadas o aligeradas con viguetas pretensadas

a) Apuntalamiento

Se colocarán listones a distancias no mayores a 2 metros con puntales cada 1.5 metros.

El apuntalamiento se realizará de tal forma que las viguetas adquieran una contra flecha de 3 a 5 mm. por cada metro de luz. Debajo de los puntales se colocarán cuñas de madera para una mejor distribución de cargas y evitar el hundimiento en el piso.

El des apuntalamiento se efectuará después de 14 días.

En general, se deberá seguir estrictamente las recomendaciones del fabricante y proceder en todo bajo las garantías de este.

b) Colocación de viguetas y bloques

Las viguetas deberán apoyar sobre muros de mampostería o vigas concretadas en una longitud no menor a 10cm. y sobre encofrados a vaciar.

La distancia entre viguetas se determinará automáticamente colocando los bloques como elemento distanciador.

En el caso de encontrarse con luces mayores a 5mts se deberán colocar doble vigueta para la seguridad de la obra en construcción, esto se tiene que contemplar en el precio unitario de la propuesta.

c) Limpieza y mojado

Se deberá limpiar todo residuo de tierra, yeso, cal y otras impurezas que eviten la adherencia entre viguetas, los bloques y el vaciado de la losa de compresión.

Se mojará abundantemente los bloques para obtener buena adherencia y buena resistencia final.

Medición

Las losas alivianadas, aligeradas y con viguetas pretensadas, serán medidas en metros cuadrados concluidos y debidamente aprobados por el Supervisor de Obra, tomando en cuenta solamente las superficies netas ejecutadas.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio unitario será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

ITEM N: 15**CONTRA PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO****Unidad: m²****Definición**

Este trabajo se refiere al contrapiso de piedra y cemento que deberá ser ejecutado en planta baja o donde corresponda, de acuerdo a los planos de construcción.

Materiales y equipo

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Piedra
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora

Ejecución

Para la ejecución de este tipo de contrapiso se utilizará piedra o canto rodado conocido como piedra manzana o similar y hormigón simple de cemento Portland de dosificación en volumen 1:3:4

Previamente se procederá a retirar del área especificada todo material suelto, así como la primera capa de tierra vegetal, reemplazándola hasta las cotas de nivelación por tierra arcillosa con contenido de arena en un 30% aproximadamente; luego se procederá al relleno y compactado por capas de tierra húmeda cada 15 a 20 cm de espesor y apisonándola a mano o con herramienta adecuada. Sobre el terreno así compactado se ejecutará una soldadura de piedra manzana colocada a combo, a nivel y con pendiente apropiada según el detalle de los planos. Una vez determinado el empedrado y limpio éste de tierra, otros materiales y escombros sueltos, posteriormente se vaciará una carpeta de hormigón simple de 3 cm con dosificación 1:3:4 en volumen con un contenido mínimo de cemento por metro cúbico de hormigón de 300 kg, teniendo especial cuidado en llenar y compactar los intersticios de la soldadura de piedra. La

terminación del contrapiso se efectuará de acuerdo al tipo de acabado que se utilice para cada tipo de piso u otra indicación que indicará el Supervisor de Obra.

Medición y forma de pago

El contrapiso se medirá en metros cuadrados (m²), tomando únicamente las áreas netas de trabajo ejecutado. La forma de pago se realizará al precio unitario de la propuesta aceptada.

ITEM N:16

MURO DE LADRILLO DE 6H (24X18X12) E=12 cm

Unidad: m²

Definición

Este ítem se refiere a la construcción de muros y tabiques de albañilería de ladrillo.

Materiales, herramientas y equipo

Los ladrillos y los bloques de cemento serán de las dimensiones señaladas en el formulario de presentación de propuestas, admitiéndose una tolerancia de 0. cm. en cualquiera de sus dimensiones justificado y aprobado en forma escrita por el Supervisor de Obra. Los ladrillos deberán ser de buena calidad y toda partida deberá merecer la aprobación del Supervisor de Obra. Deberán estar bien cocidos, emitiendo al golpe un sonido metálico. Deberán tener un color uniforme y estarán libres de cualquier rajadura o desportilladura. El mortero se preparará con cemento Portland y arena fina la proporción 1:5, con un contenido mínimo de cemento de 335 kilogramos por metro cúbico de mortero. Esta dosificación solo podrá modificarse si por condiciones de disponibilidad de agregados de buena calidad en la zona, se especificara en los planos una proporción con un contenido mayor de cemento.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena fina
3	Ladrillo de 6h)24*18*12)
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora

Procedimiento de ejecución

Los ladrillos se mojarán abundantemente antes de su colocación e igualmente antes de la aplicación del mortero sobre ellos, colocándose en hiladas perfectamente horizontales y a plomada. El espesor de las juntas de mortero tanto vertical como horizontal deberá ser de 2cm. Los ladrillos y los boques deberán tener una trabazón adecuada en las hiladas sucesivas, de tal manera de evitar la continuidad de las juntas verticales. Para el efecto, de acuerdo al ancho de los muros.

Medición

Los muros serán medidos en metros cuadrados (m²) tomando en cuenta únicamente el área neta del trabajo ejecutado. Los vanos para puertas, ventanas y elementos estructurales que no sean construidos con ladrillo o bloques deberán ser descontados.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado M2 para cada clase de muro y/o tabique.

ITEM N:17

DINTEL DE H°A°

Unidad: m

Definición

Las especificaciones técnicas para un dintel de hormigón armado pueden variar según el diseño y las necesidades específicas de la estructura en la que se va a utilizar, pero aquí te proporcionaré una lista general de algunas de las características y consideraciones comunes:

Ejecución

La ejecución de un dintel de hormigón armado implica varios pasos importantes que deben llevarse a cabo de manera cuidadosa y precisa para garantizar la seguridad y la integridad estructural del elemento.

- ✓ Con base en los planos estructurales, se procede a diseñar el armado del dintel. Esto implica colocar las barras de refuerzo de acero de acuerdo con las especificaciones del diseño, asegurándose de que estén colocadas en la posición

correcta y estén debidamente atadas para mantener su posición durante el vertido del hormigón.

- ✓ Se instala el encofrado alrededor del área donde se verterá el hormigón para darle forma al dintel. El encofrado debe ser lo suficientemente resistente para soportar la presión del hormigón fresco y mantener la forma deseada del dintel. Se deben colocar refuerzos adicionales si es necesario para garantizar la estabilidad del encofrado durante el vertido.
- ✓ Una vez que el armado y el encofrado están en su lugar, se procede al vertido del hormigón. El hormigón se vierte en el encofrado de manera uniforme y se compacta para eliminar bolsas de aire y garantizar una buena adherencia al armado
- ✓ Después del vertido, el hormigón debe curarse adecuadamente para asegurar su resistencia y durabilidad. Esto generalmente implica mantener el hormigón húmedo durante un período de tiempo específico para permitir que se complete el proceso de hidratación.
- ✓ Una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia adecuada, se retira el encofrado con cuidado para evitar dañar el dintel. El desencofrado se realiza de manera gradual y controlada para garantizar que el hormigón no se agriete ni se dañe durante el proceso.
- ✓ Se realizan los acabados finales según sea necesario, como la nivelación de superficies y la aplicación de selladores o recubrimientos protectores si es requerido por el diseño.

Es importante seguir estos pasos con cuidado y seguir las especificaciones del diseño para garantizar la calidad y la seguridad del dintel de hormigón armado una vez completado. Además, se deben cumplir todas las normativas y estándares de construcción aplicables durante el proceso de ejecución.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCION	
MATERIALES:	
1	Cemento
2	Fierro corrugado
3	Madera de const.
4	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil

2	Ayudante
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
Herramientas menores	

Formas de pago:

La unidad de medida de pago será el metro lineal (m) calculados según los planos o geometría de los muros debidamente ejecutada y aprobada por la interventoría. Su forma de pago se hará según los precios establecidos en el contrato. En este valor se incluye el costo de equipo, herramienta, mano de obra y transporte.

ITEM N:18

ESCALERA DE H°A° H-21

Unidad: m³

Definición:

Este ítem se refiere a la estructura que une los diferentes pisos o niveles que tiene una edificación. El concreto armado para la escalera debe ser de losa maciza. Su vaciado se realizará junto con estas. Una escalera está conformada por tramos, descansos y barandas. Los tramos están formados por escalones; y los escalones, por pasos y contrapasos.

Ejecución:

Primero se realizará el trazado o ubicación de la escalera, sobre la superficie del muro que se encuentra a un extremo de la escalera marque el inicio y el fin del tramo a trazar. A la distancia vertical, se le divide entre el número de contrapasos; y a la distancia horizontal, se le divide entre el número de pasos. Con estos puntos de referencia y la ayuda de una cinta métrica y un nivel, se hace el trazo respectivo.

- ✓ Luego se traza el fondo de escalera, teniendo en cuenta que el espesor mínimo es de 15 cm o el que especifique los planos.
- ✓ Para el encofrado siguiendo la línea que marca el fondo de la escalera, se arma la rampa que servirá de base para el encofrado. Para conseguir la inclinación se utilizara cuñas y los paralelos intermedios para salvar el vano y prevenir que la madera se parta por el peso del hormigón. Se utiliza una tabla en los laterales del espesor del fondo de la escalera y pon unos trozos de tabla a modo de codal para mantener el aplomo. Luego se corta los cartabones que se necesiten a la medida

deseada comprobando que estén a escuadra y se clavan. La formaleta deberá estar debidamente inmunizada con ACPM para facilitar el desencofrado.

- ✓ Se realizará el corte y figuración del acero. Se colocan las varillas de resistencia tal como lo especifiquen los planos. Estas barras van ancladas en el arranque de la escalera y en la parte superior de la losa. Luego, se colocan las varillas de distribución perpendiculares a las de resistencia amarrándolas sobre éstas.
- ✓ Luego se prepara con tablonos los peldaños que se necesitan de un tamaño superior al ancho de la escalera y se clavan.
- ✓ Para el vaciado del concreto en una escalera, el concreto u hormigón se coloca iniciando en el arranque o sea en la parte más baja y chuzando el concreto con una varilla o con un vibrador de aguja el cual se coloca en forma perpendicular y a distancias no mayores de 60 cm.
- ✓ Luego se le hace el curado pertinente y se desencofra después de los 10 días como mínimo después de fundida la escalera.

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Grava comun
4	Fierro corrugado
5	Madera de construcción
6	Clavos
7	Alambre
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
3	Encofrador
4	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora

Medida y forma de pago:

La unidad de medida de pago será el número de metros cúbicos (m³) calculados según los planos o geometría de la escalera debidamente ejecutada y aprobada por la interventoría.

Su forma de pago se hará según los precios establecidos en el contrato. En este valor se incluye el costo de equipo, herramienta, mano de obra y transporte.

Tabla: Tabla de ítems.

ITEM N:19 (ALTERNATIVA 2)

MURO DE H°A° (PEDESTAL)

Unidad: m³

Definición

Muro de hormigon armado o pedestal en zapata servir como apoyo horizontal para zapatas muy excéntricas. Cuando una zapata tiene una excentricidad elevada, para mantener la zapata en equilibrio será necesario que se contrarreste el momento M transmitido por el pilar y tenga una distribucion en las tensiones del suelo.

Materiales, herramientas y equipo

INSUMOS NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN	
MATERIALES:	
1	Cemento portland
2	Arena comun
3	Fierro corrugado 5/16" (8mm) 12 m
4	Grava comun
5	Madera de construcción
6	Clavos
7	Alambre de amarre
8	Agua
MANO DE OBRA:	
1	Albañil
2	Ayudante
3	Encofrador
4	Armador
EQUIPO Y MAQUINARIA:	
1	Mezcladora
2	Vibradora

Ejecución

La ejecución de un muro de hormigón armado implica varios pasos:

Encofrado: Se construye un encofrado de madera o metálico que define la forma y dimensiones de la viga de fundación.

Colocación de refuerzo: Se colocan las barras de acero (armadura) dentro del encofrado, siguiendo las especificaciones de diseño estructural.

Vertido de hormigón: Se vierte el hormigón en el encofrado, asegurándose de que se distribuya de manera uniforme y llenando todos los espacios alrededor de las barras.

Compactación y nivelación: Se compacta el hormigón con vibradores para eliminar burbujas de aire y asegurar una superficie uniforme. También se nivelan los extremos del muro para que queden alineados con el diseño.

Curado: Se debe proporcionar un período de curado adecuado, manteniendo el hormigón húmedo y protegido del secado rápido para asegurar su resistencia y durabilidad.

Retirada del encofrado: Una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente, se retira el encofrado con cuidado para evitar dañar el muro.

Inspección: Se realiza una inspección visual para asegurar que la viga de fundación cumple con los estándares de calidad y especificaciones de diseño.

Medida y forma de pago:

Se medirá y se pagará por metro cubico (m3) debidamente ejecutado

PRESUPUESTO GENERAL		
Nº	Descripción	Und.
>	M01 - MODULO 01 ACTIVIDADES PREVIAS Y COMPLEMENTARIAS	
1	INSTALACION DE FAENAS	glb
2	LINPIEZA DE TERRENO Y DESHIERVE	m ²
>	M02 - MODULO 02 INFRAESTRUCTURA	
3	REPLANTEO Y TRAZADO(estructura y edificaciones)	m ²
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m ³
5	BASE DE HORMIGON POBRE E=5CM	m ³
6	VIGA DE FUNDACION DE H°A°	m ³
7	ZAPATA DE H°A°	m ³
8	CIMIENTO DE H C (Dosf. 1:3:3 50%PD)	m ³
9	SOBRECIMIENTO de H°A°	m ³
10	IMPERMIABILIZACION DE SOBRE CIMIENTOS	m
11	COLUMNAS DE H°A°	m ³
12	RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA C/MATERIAL DE LUGAR	m ³
13	VIGA DE H°A° H21	m ³
14	LOSA ALIVIANADA H=20 (viguetas pretensadas)	m ²
15	CONTRA PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m ²
16	MURO DE LADRILLO DE 6H (24X18X12) E=12 cm	m ²
17	DINTEL DE H° A°	m
18	ESCALERA DE H°A° H-21	m ³

PRESUPUESTO GENERAL			
Nº	Descripción insumos	Und.	Unit.
1	Albanil	hr	18,75
2	Albañil	hr	18,75
3	alerife	hr	12,50
4	Armador	hr	18,75
5	Ayudante	hr	12,50
6	Encofrador	hr	18,8
8	topografo	hr	20,00

EQUIPO Y MAQUINARIA			
Nº	Descripción insumos	Und.	Unit.
1	Compactador manual	hr	35,00
2	equipo topografico	hr	25,00
3	Ginche	hr	25,00
4	Mezcladora	hr	22,00
5	Retroexcavadora	1,95	210,00
6	Vibradora	hr	15,00

EQUIPO Y MAQUINARIA			
Nº	Descripción insumos	Und.	Unit.
1	Agua	l	0,08
2	Alambre de amarre	kg	13,00
3	Arena	m ³	150,00
4	Arena comun	m ³	120,00
5	Arena fina	m ³	138,00
6	Cemento	kg	1,00
7	Cemento portland	kg	1,00
8	Clavos	kg	13,00
9	Fierro corrugado	kg	6,50
10	Grava	m ³	150,00
11	Grava comun	m ³	140,00
12	Ladrillo de 6 h. (24*18*12)	pza	1,20
13	Madera de const.	pie ²	8,00
14	Madera de construccion	pie ²	8,00
15	Piedra	m ³	120,00
16	Piedra para cimientos	m ³	120,00
17	Plastoform 100x40x16	pza	18,50
18	Polietileno	m	4,60
19	Varios inst. de faenas (importados)	glb	59,10
20	Varios inst. de faenas (nacionales)	glb	46,10
21	Vigueta pretensada h=20	m	36,00
22	yeso	kg	0,80

A.5. COMPUTOS MÉTRICOS.

PLANILLA DE CÓMPUTOS MÉTRICOS									
Nº	IIEM	Unid	Nº de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Total Parcial	Total Acumulado	Observaciones
M01	CTIVIDADES PREVIAS Y COMPLEMENTARIAS								
1	Instalacion de faenas	Glb	1,00				1,00	1,00	
2	Limpieza de terreno y deshierbe	m²	1,00	13,25	9,00		119,25	119,25	VER PLANO
M02	OBRA GRUESA								
1	REPLANTEO Y TRAZADO	m²						91,42	VER PLANO REPLANTEO
			1,00	8,65	9,00		77,85	77,85	
			1,00	2,95	4,60		13,57	13,57	
2	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m³						102,32	VER PLANO REPLANTEO
	ZAPATAS							94,90	VER PLANO EXCAVACION
	Z1		1,00	2,10	1,05	2,00	4,41	4,41	
	Z2		1,00	1,80	1,80	2,00	6,48	6,48	
	Z3 Y Z11		2,00	1,80	1,80	2,00	6,48	12,96	
	Z4 y Z12		2,00	2,00	1,00	2,00	4,00	8,00	
	Z5		1,00	2,40	1,20	2,00	5,76	5,76	
	Z6		1,00	2,10	2,10	2,00	8,82	8,82	
	Z7		1,00	2,30	2,30	2,00	10,58	10,58	
	Z8		1,00	2,50	1,30	2,00	6,50	6,50	
	Z9		1,00	2,60	1,35	2,00	7,02	7,02	
	Z10		1,00	2,10	2,10	2,00	8,82	8,82	
	Z13		1,00	2,30	1,15	2,00	5,29	5,29	
	Z14		1,00	1,60	1,60	2,00	5,12	5,12	
	VCT-1(C1-C2)		1,00	0,93	0,40	2,00	0,74	0,74	
	VCT-1(C3-C4)		1,00	1,32	0,40	2,00	1,06	1,06	
	VCT-1(C5-C6)		1,00	0,63	0,40	2,00	0,50	0,50	
	VCT-1(C7-C8)		1,00	0,85	0,40	2,00	0,68	0,68	
	VCT-1(C9-C10)		1,00	0,48	0,40	2,00	0,38	0,38	
	VCT-1(C11-C12)		1,00	1,32	0,40	2,00	1,06	1,06	
	VCT-1(C13-C14)		1,00	0,90	0,40	2,00	0,72	0,72	
	CIMIENOS							7,42	VER PLANO O
	Horizontales							2,70	
	CH1		3,00	5,83	0,40	0,30	0,70	2,10	
	CH2		2,00	2,54	0,40	0,30	0,30	0,60	
	Verticales							5,26	
	CV1		2,00	13,25	0,40	0,30	1,59	3,18	
	CV2		2,00	8,65	0,40	0,30	1,04	2,08	
	Descuento de columnas							-0,54	
	C1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12		-12,00	0,30	0,40	0,30	0,04	-0,48	
	C13,14		-2,00	0,30	0,30	0,30	0,03	-0,06	
3	BASE DE HORMIGON POBRE E=5CM	m3						2,24	VER PLANO REPLANTEO
	ZAPATAS							2,24	
	Z1		1,00	2,10	1,05	0,05	0,11	0,11	
	Z2		1,00	1,80	1,80	0,05	0,16	0,16	
	Z3 Y Z11		2,00	1,80	1,80	0,05	0,16	0,32	
	Z4 y Z12		2,00	2,00	1,00	0,05	0,10	0,20	
	Z5		1,00	2,40	1,20	0,05	0,14	0,14	
	Z6		1,00	2,10	2,10	0,05	0,22	0,22	
	Z7		1,00	2,30	2,30	0,05	0,26	0,26	
	Z8		1,00	2,50	1,30	0,05	0,16	0,16	
	Z9		1,00	2,60	1,35	0,05	0,18	0,18	
	Z10		1,00	2,10	2,10	0,05	0,22	0,22	
	Z13		1,00	2,30	1,15	0,05	0,13	0,13	
	Z14		1,00	1,60	1,60	0,05	0,13	0,13	

4	ZAPATAS DE H°A°	m³						26,45	VER PLANO REPLANTEO
	ZAPATAS							25,35	
	Z1		1,00	2,10	1,05	0,50	1,10	1,10	
	Z2		1,00	1,80	1,80	0,50	1,62	1,62	
	Z3 Y Z11		2,00	1,80	1,80	0,50	1,62	3,24	
	Z4 y Z12		2,00	2,00	1,00	0,50	1,00	2,00	
	Z5		1,00	2,40	1,20	0,60	1,73	1,73	
	Z6		1,00	2,10	2,10	0,60	2,65	2,65	
	Z7		1,00	2,30	2,30	0,60	3,17	3,17	
	Z8		1,00	2,50	1,30	0,60	1,95	1,95	
	Z9		1,00	2,60	1,35	0,60	2,11	2,11	
	Z10		1,00	2,10	2,10	0,60	2,65	2,65	
	Z13		1,00	2,30	1,15	0,60	1,59	1,59	
	Z14		1,00	1,60	1,60	0,60	1,54	1,54	
5	VIGAS DE FUNDACION DE H°A°	m³						8,12	
	VCT-1(C1-C2)		1,00	4,86	0,40	0,50	0,97	0,97	8,12
	VCT-1(C3-C4)		1,00	5,74	0,40	0,50	1,15	1,15	
	VCT-1(C5-C6)		1,00	4,86	0,40	0,60	1,17	1,17	
	VCT-1(C7-C8)		1,00	5,74	0,40	0,60	1,38	1,38	
	VCT-1(C9-C10)		1,00	4,86	0,40	0,60	1,17	1,17	
	VCT-1(C11-C12)		1,00	5,74	0,40	0,50	1,15	1,15	
	VCT-1(C13-C14)		1,00	4,70	0,40	0,60	1,13	1,13	
6	CIMIENTO DE H°C° -DOSIF. 1:3:3, 50% PD	m³						7,42	VER PLANO
	Horizontales								
	CH1		3,00	5,83	0,40	0,30	0,70	2,10	
	CH2		2,00	2,54	0,40	0,30	0,30	0,60	
	Verticales								
	CV1		2,00	13,25	0,40	0,30	1,59	3,18	
	CV2		2,00	8,65	0,40	0,30	1,04	2,08	
	Descuento por columnas								
	Columnas								
	C1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12		-12,00	0,30	0,40	0,30	0,04	-0,48	
	C13,14		-2,00	0,30	0,30	0,30	0,03	-0,06	
7	SOBRECIMENTOS DE H°A°	m³						3,71	VER PLANO SOBRECIMIENTO
	Horizontales							1,35	
	SH1		3,00	5,83	0,20	0,30	0,35	1,05	
	SH2		2,00	2,54	0,20	0,30	0,15	0,30	
	Verticales							2,64	
	SV1		2,00	13,25	0,20	0,30	0,80	1,60	
	SV2		2,00	8,65	0,20	0,30	0,52	1,04	
	Descuento por columnas							-0,28	
	Columnas								
	C1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12		-12,00	0,40	0,20	0,30	0,02	-0,24	
	C13,14		-2,00	0,30	0,20	0,30	0,02	-0,04	
8	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMIENTO	m²						7,72	VER PLANO SOBRECIMIENTO
	Horizontales							3,50	
	SH1		3,00	5,83	0,20		1,17	3,50	
	SH2		2,00	2,54	0,20		0,51	1,02	
	Verticales							5,30	
	SV1		2,00	13,25	0,20		2,65	5,30	
	SV2		2,00	8,65	0,20		1,73	3,46	
	Descuento por columnas							-1,08	
	Columnas								
	C1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12		-12,00	0,40	0,20		0,08	-0,96	
	C13,14		-2,00	0,30	0,20		0,06	-0,12	

9	COLUMNAS DE H°A°	m ³						15,58	VER PLANO COLUMNAS
	COLUMNAS AMBIENTES								
	CUELLOS DE COLUMNA							2,4	
	CI,2,3,4,9,10,11,12	8,00	0,30	0,30	1,80	0,16		1,28	
	C5,6,7,8	4,00	0,40	0,30	1,70	0,20		0,8	
	CI3-C14	2,00	0,30	0,30	1,82	0,16		0,32	
	PLANTA BAJA							2,88	
	CI,2,3,4,9,10,11,12,13,14	8,00	0,25	0,25	3,24	0,20		1,6	
	C5,6,7,8	4,00	0,40	0,25	3,24	0,32		1,28	
	PRIMER PISO							3,14	
	CI,2,3,4,9,10,11,12,13,14	10,00	0,25	0,25	3,06	0,19		1,9	
	C5,6,7,8	4,00	0,40	0,25	3,06	0,31		1,24	
	SEGUNDO PISO							3,14	
	CI,2,3,4,9,10,11,12,13,14	10,00	0,25	0,25	3,06	0,19		1,9	
	C5,6,7,8	4,00	0,40	0,25	3,06	0,31		1,24	
	TERCER PISO							2,66	
	CI,2,3,4,9,10,11,12,13,14	10,00	0,25	0,25	3,06	0,19		1,9	
	C5,6,7,8	4,00	0,25	0,25	3,06	0,19		0,76	
	PLANTA TERRAZA							1,36	
	CI,2,3,4,5,6,7,8,11,12	10,00	0,25	0,25	0,90	0,06		0,6	
	C9,10,13,14	4,00	0,25	0,25	3,06	0,19		0,76	
10	RELLENO Y COMPACTADO	m3						63,47	VER PLANO DE ZAPATAS
	Excavacion	1,00						94,90	
	zapatras (descuento)	-1,00						-26,45	
	Hormigon Pobre (descuento)	-1,00						-0,224	
	cuellos de columnas (descuento)	-1,00						-2,4	
	cimientos (ambientes)	-14,00	1,4	0,40	0,30	0,17		-2,352	
11	VIGAS DE H°A° H21	m3						#####	VER PLANO VIGAS H21
	PRIMER PISO							5,42	
	V1(20X40)	3,00	5,05	0,20	0,40	0,40		1,21	
	V1(30X20)	1,00	5,05	0,30	0,20	0,30		0,30	
	V1(20X30)	1,00	2,45	0,20	0,30	0,15		0,15	
	V1(20X40)	2,00	12,55	0,20	0,40	1,00		2,01	
	V1(20X40)	2,00	7,65	0,20	0,40	0,61		1,22	
	V1(30X20)	3,00	2,94	0,30	0,20	0,18		0,53	
	SEGUNDO PISO							5,76	
	V1(20X40)	3,00	5,05	0,20	0,40	0,40		1,21	
	V1(30X20)	1,00	5,05	0,30	0,20	0,30		0,30	
	V1(20X30)	1,00	2,45	0,20	0,30	0,15		0,15	
	V1(20X40)	2,00	13,35	0,20	0,40	1,07		2,14	
	V1(20X40)	2,00	8,95	0,20	0,40	0,72		1,43	
	V1(30X20)	3,00	2,94	0,30	0,20	0,18		0,53	
	TERCER PISO							5,76	
	PLANTA TERRAZA							5,76	
	LOSA GRADAS							1,03	
	V1(20X45)	2,00	2,45	0,20	0,40	0,20		0,39	
	V1(20X45)	2,00	4,00	0,20	0,40	0,32		0,64	
12	LOSA ALIVIANADA H=20 (vigüeta pretensada)	m2						420,98	VER PLANO LOSAS
	PRIMER PISO							101,89	
	L1	1,00	5,83	0,80		4,66		4,66	
	L2	1,00	3,17	0,50		1,59		1,59	
	L3	1,00	8,65	9,00		77,85		77,85	
	L4	1,00	6,00	0,80		4,80		4,80	
	L5	1,00	1,30	0,50		0,65		0,65	
	L6	1,00	4,60	2,95		13,57		13,57	

	Descuento por columnas								-1,23	
	C1,2,3,4,9,10,11,12,13,14		-10,00	0,30	0,25			0,08	-0,75	
	C5,6,7,8		-4,00	0,40	0,30			0,12	-0,48	
	SEGUNDO PISO								101,89	
	TERCER PISO								101,89	
	PLANTA TERRAZA								101,89	
	LOSA GRADAS		1,00	4,60	2,95			13,57	13,42	
	Descuento por columnas		-2,00	0,30	0,25			0,08	-0,15	
12	CONTRA PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m2							13,77	VER PLANO ARQUITECTONICO
	Local Comercial		1,00	8,35	5,53	0,15		6,93	6,93	
	Patio		1,00	1,30	2,60	0,15		0,51	0,51	
	Patio		1,00	4,60	2,65	0,15		1,83	1,83	
	Garaje		1,00	10,15	2,97	0,15		4,52	4,52	
	Acera		1,00	9,00	2,50	0,15		3,38	3,38	
	Descuento por columnas								-0,02	
	C1,2,3,4,9,10,11,12,13,14		-1,00	0,40	0,25	0,15		0,02	-0,02	
14	MURO DE LADRILLO 6H e=12cm	m2							584,30	VER PLANO ARQUITECTONICO
	PLANTA BAJA								82,03	
	M-1		1,00	11,25		2,74		30,83	30,83	
	M-2		1,00	2,58		2,74		7,07	7,07	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,50		1,50		2,25	-2,25	
	M-3		1,00	2,65		2,74		7,26	7,26	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	1,00		2,10		2,10	-2,10	
	M-4		1,00	3,90		2,74		10,69	10,69	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,50		1,50		2,25	-2,25	
	M-5		1,00	3,25		2,74		8,91	8,91	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,80		1,50		2,70	-2,70	
	M-6		1,00	7,15		2,74		19,59	19,59	
	M-7		1,00	2,54		2,74		6,96	6,96	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,70		2,10		1,47	-1,47	
	M-8		1,00	2,55		2,74		6,99	6,99	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,00		2,74		5,48	-5,48	
	PRIMER PISO								155,61	
	M1		1,00	11,45		2,60		29,77	29,77	
	M2		1,00	2,63		2,60		6,84	6,84	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,00		1,50		3,00	-3,00	
	M-4		1,00	3,15		2,60		8,19	8,19	
	M-5		1,00	2,90		2,60		7,54	7,54	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10		1,89	-1,89	
	M-6		1,00	3,15		2,60		8,19	8,19	
	M-7		1,00	3,02		2,60		7,85	7,85	
	M-8		1,00	1,35		2,60		3,51	3,51	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	0,90		1,50		1,35	-1,35	
	M-9		1,00	8,45		2,60		21,97	21,97	
	M-10		1,00	1,15		2,60		2,99	2,99	
	M-11		1,00	1,97		2,60		5,12	5,12	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	0,60		1,50		0,90	-0,90	
	M-12		1,00	3,02		2,60		7,85	7,85	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10		1,89	-1,89	
	M-13		1,00	3,20		2,60		8,32	8,32	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,01		1,50		3,02	-3,02	
	M-14		1,00	4,05		2,60		10,53	10,53	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10		1,89	-1,89	
	M-15		1,00	3,05		2,60		7,93	7,93	
	M-16		1,00	5,40		2,60		14,04	14,04	
	M-29		1,00	4,05		2,60		10,53	10,53	
	DESCUENTO PUERTA		-2,00	0,90		2,10		1,89	-3,78	
	M-17		1,00	4,20		2,60		10,92	10,92	

	DESCUENTO PUERTA		-1,00	1,00		2,10	2,10	-2,10	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,30		1,50	1,95	-1,95	
	M-18		1,00	2,55		2,60	6,63	6,63	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,00		1,50	3,00	-3,00	
	M-19		1,00	3,30		2,60	8,58	8,58	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	3,30		2,10	6,93	-6,93	
	SEGUNDO PISO							152,19	
	M1		1,00	11,45		2,60	29,77	29,77	
	M-2		1,00	3,15		2,60	8,19	8,19	
	M-3		1,00	2,90		2,60	7,54	7,54	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10	1,89	-1,89	
	M-4		1,00	3,15		2,60	8,19	8,19	
	M-5		1,00	3,02		2,60	7,85	7,85	
	M-6		1,00	1,35		2,60	3,51	3,51	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	0,90		1,50	1,35	-1,35	
	M-7		1,00	8,45		2,60	21,97	21,97	
	M-8		1,00	1,15		2,60	2,99	2,99	
	M-9		1,00	1,97		2,60	5,12	5,12	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	0,60		1,50	0,90	-0,90	
	M-10		1,00	3,02		2,74	8,27	8,27	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10	1,89	-1,89	
	M-11		1,00	3,20		2,60	8,32	8,32	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,01		1,50	3,02	-3,02	
	M-12		1,00	4,05		2,60	10,53	10,53	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	0,90		2,10	1,89	-1,89	
	M-13		1,00	3,05		2,60	7,93	7,93	
	M-14		1,00	5,40		2,60	14,04	14,04	
	M-15		1,00	4,05		2,60	10,53	10,53	
	DESCUENTO PUERTA		-2,00	0,90		2,10	1,89	-3,78	
	M-16		1,00	4,20		2,60	10,92	10,92	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	1,00		2,10	2,10	-2,10	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,30		1,50	1,95	-1,95	
	M-17		1,00	2,55		2,60	6,63	6,63	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,00		1,50	3,00	-3,00	
	M-18		1,00	3,30		2,60	8,58	8,58	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	3,30		2,10	6,93	-6,93	
	TERCER PISO							152,19	
	PLANTA TERRAZA							42,27	
	M1		1,00	3,75		2,60	9,75	9,75	
	M-2		1,00	2,55		2,60	6,63	6,63	
	M-3		1,00	2,55		2,60	6,63	6,63	
	DESCUENTO PUERTA		-1,00	1,20		2,10	2,52	-2,52	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	1,75		2,00	3,50	-3,50	
	DESCUENTO VENTANA		-1,00	2,65		2,00	5,30	-5,30	
	PARAPETO		1,00	1,43		0,90	1,29	1,29	
	PARAPETO		1,00	0,50		0,90	0,45	0,45	
	PARAPETO		1,00	4,65		0,90	4,19	4,19	
	PARAPETO		2,00	9,95		0,90	8,96	17,91	
	PARAPETO		1,00	3,17		0,90	2,85	2,85	
	PARAPETO		1,00	0,30		0,90	0,27	0,27	
	PARAPETO		1,00	5,83		0,90	5,25	5,25	
	DESCUENTO COLUMNA(0,2X0,2)		-9,00	0,20		0,90	0,18	-1,62	

15	DINTELES DE H°A°	ml						147,20	VER PLANO ARQUITECTONICO
	PLANTA BAJA							6,50	
	PUERTAS								
	P-1	1,00	1,00				1,00	1,00	
	P-2	1,00	0,70				0,70	0,70	
	VENTANAS								
	V-1	1,00	1,50				1,50	1,50	
	V-2	1,00	1,00				1,00	1,00	
	V-3	1,00	0,80				0,80	0,80	
	V-4	1,00	1,50				1,50	1,50	
	PRIMER PISO							24,66	
	PUERTAS								
	P-1	3,00	0,90				0,90	2,70	
	P-2	3,00	0,70				0,70	2,10	
	P-3	1,00	1,00				1,00	1,00	
	VENTANAS								
	V-1	1,00	2,00				2,00	2,00	
	V-2	1,00	2,75				2,75	2,75	
	V-3	1,00	2,00				2,00	2,00	
	V-4	1,00	0,60				0,60	0,60	
	V-5	1,00	2,01				2,01	2,01	
	V-6	1,00	1,15				1,15	1,15	
	V-7	1,00	0,60				0,60	0,60	
	V-8	1,00	1,30				1,30	1,30	
	V-9	1,00	1,40				1,40	1,40	
	V-10	1,00	3,30				3,30	3,30	
	V-11	1,00	1,75				1,75	1,75	
	SEGUNDO PISO							55,82	
	TERCER PISO							55,82	
	PLANTA TERRAZA							4,40	
		1,00	2,65				2,65	2,65	
		1,00	1,75				1,75	1,75	
16	ESCALERA DE H°A° H-21	m3						9,36	VER PLANO DE GRADAS
	PRIMER PISO							2,35	
	Losa inclinada 1	1,00	2,61	1,25	0,15		0,35	0,35	
	Losa inclinada 2	1,00	2,61	1,25	0,15		0,35	0,35	
	Losa 3	1,00	2,95	1,20	0,16		0,40	0,40	
	Escalones	7,50	1,25	0,30	0,18		0,17	1,26	
	PRIMER PISO							2,34	
	Losa inclinada 1	1,00	2,55	1,25	0,15		0,34	0,34	
	Losa inclinada 2	1,00	2,55	1,25	0,15		0,34	0,34	
	Losa 3	1,00	2,95	1,20	0,16		0,40	0,40	
	Escalones	7,50	1,25	0,30	0,18		0,17	1,26	
	SEGUNDO PISO							2,34	
	TERCER PISO							2,34	

A.5.1. Cómputos Métricos (Alternativa 2)

PLANILLA DE CÓMPUTOS MÉTRICOS									
N°	ITEM	Unid.	N° de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Total Parcial	Total Acumulado	Observaciones
1	MURO DE H°A° (PEDESTAL)	m3						3,91	VER PLANO ESTRUCTURAL
	MURO EN Z1		1,00	1,05	0,20	1,70	0,36	0,36	
	MURO EN Z4 y Z12		2,00	1,00	0,20	1,70	0,34	0,68	
	MURO EN Z5		1,00	1,20	0,20	1,70	0,41	0,41	
	MURO EN Z8		1,00	1,30	0,20	1,70	0,44	0,44	
	MURO EN Z9		1,00	1,35	0,20	1,70	0,46	0,46	
	MURO EN Z13		1,00	1,15	0,20	1,70	0,39	0,39	
	Descuento de alto de zapata								
	Z1		-1,00	1,05	0,20	0,50	0,11	-0,11	
	Z4 y Z12		-2,00	1,00	0,20	0,50	0,10	-0,20	
	Z5		-1,00	1,20	0,20	0,60	0,14	-0,14	
	Z8		-1,00	1,30	0,20	0,60	0,16	-0,16	
	Z9		-1,00	1,35	0,20	0,60	0,16	-0,16	
	Z13		11,00	1,15	0,20	0,60	0,14	1,52	
	Descuento de alto de columna								
	C1		-1,00	0,25	0,20	1,70	0,09	-0,09	
	C4 y C12		-2,00	0,25	0,20	1,70	0,09	-0,17	
	C5		-1,00	0,25	0,20	1,70	0,09	-0,09	
	C8		-1,00	0,25	0,20	1,70	0,09	-0,09	
	C9		-1,00	0,25	0,20	1,70	0,09	-0,09	
	C13		11,00	0,25	0,20	1,70	0,09	0,94	
2	EXCAVACION CON MAQUINARIA	m3						99,75	VER PLANO ESTRUCTURAL
	TOTAL DE EXCAVACIONA		1,00				102,32	102,32	
	Descuento de excavacion de vigas fundacion								
	VCT-1(C1-C2)		-1,00	0,93	0,40		0,37	-0,37	
	VCT-1(C3-C4)		-1,00	1,32	0,40		0,53	-0,53	
	VCT-1(C5-C6)		-1,00	0,63	0,40		0,25	-0,25	
	VCT-1(C7-C8)		-1,00	0,85	0,40		0,34	-0,34	
	VCT-1(C9-C10)		-1,00	0,48	0,40		0,19	-0,19	
	VCT-1(C11-C12)		-1,00	1,32	0,40		0,53	-0,53	
	VCT-1(C13-C14)		-1,00	0,90	0,40		0,36	-0,36	
2	BASE DE HORMIGON POBRE	m3						2,10	VER PLANO ESTRUCTURAL
	TOTAL DE HORMIGON POBRE		1,00				2,24	2,24	
	Descuento de excavacion de vigas fundacion								
	VCT-1(C1-C2)		-1,00	0,93	0,05		0,05	-0,05	
	VCT-1(C3-C4)		-1,00	1,32	0,05		0,07	-0,07	
	VCT-1(C5-C6)		-1,00	0,63	0,05		0,03	-0,03	
	VCT-1(C7-C8)		-1,00	0,85	0,05		0,04	-0,04	
	VCT-1(C9-C10)		-1,00	0,48	0,05		0,02	-0,02	
	VCT-1(C11-C12)		-1,00	1,32	0,05		0,07	-0,07	
	VCT-1(C13-C14)		-1,00	0,90	0,05		0,05	-0,05	
10	RELLENO Y COMPACTADO	m3						60,90	VER PLANO DE ZAPATAS
	Excavacion total		1,00				63,47	63,47	
	Descuento de excavacion de vigas fundacion								
	VCT-1(C1-C2)		-1,00	0,93	0,40		0,37	-0,37	
	VCT-1(C3-C4)		-1,00	1,32	0,40		0,53	-0,53	
	VCT-1(C5-C6)		-1,00	0,63	0,40		0,25	-0,25	
	VCT-1(C7-C8)		-1,00	0,85	0,40		0,34	-0,34	
	VCT-1(C9-C10)		-1,00	0,48	0,40		0,19	-0,19	
	VCT-1(C11-C12)		-1,00	1,32	0,40		0,53	-0,53	
	VCT-1(C13-C14)		-1,00	0,90	0,40		0,36	-0,36	

A.5.2. Presupuesto general de la estructura (ALTERNATIVA 1)

Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR HOLES

**Lugar: SAN BERNARDO DE LA CIUDAD DE
TARIJA**

Tipo de cambio: 6,96

PRESUPUESTO GENERAL					
Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - MODULO 01 ACTIVIDADES PREVIAS Y COMPLEMENTARIAS				2.624,46
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1,00	454,11	454,11
2	LINPIEZA DE TERRENO Y DESHIERVE	m ²	119,25	18,20	2.170,35
>	M02 - MODULO 02 INFRAESTRUCTURA				703.342,12
3	REPLANTEO Y TRAZADO(estructura y edificaciones)	m ²	91,42	6,11	558,58
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m ³	102,32	237,84	24.335,79
5	BASE DE HORMIGON POBRE	m ³	2,24	712,94	1.596,99
6	VIGAS DE FUNDACION DE HªA	m ³	8,12	4.007,14	32.537,98
7	ZAPATA DE HªAº	m ³	25,45	3.043,24	77.450,46
8	CIMIENTO DE H C (Dosf.1:3:3 50%PD)	m ³	7,42	691,16	5.128,41
9	SOBRECIMIENTO de HªAº	m ³	3,71	4.910,95	18.219,62
10	IMPERMIABILIZACION DE SOBRE CIMIENTOS	m	7,72	28,32	218,63
11	COLUMNAS DE HªAº	m ³	15,58	5.566,63	86.728,10
12	RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA C/MATERIAL DE LUGAR	m ³	63,47	67,04	4.255,03
13	VIGA DE HªAº H21	m ³	23,73	5.278,92	125.268,77
14	LOSA ALIVIANADA H=20 (vigüeta pretensada)	m ²	420,98	398,20	167.634,24
15	CONTRA PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m ²	13,77	218,44	3.007,92
16	MURO DE LADRILLO DE 6H (24X18X12) E=12 cm	m ²	584,30	173,14	101.165,70
17	DINTEL DE LADRILLO ARMADO	m	147,20	86,20	12.688,64
18	ESCALERA DE HªAº H-21	m ³	9,36	4.545,65	42.547,28
Total presupuesto:					705.966,58

A.5.3. Presupuesto general de la estructura (ALTERNATIVA 2)

Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR HOLES

**Lugar: SAN BERNARDO DE LA CIUDAD DE
TARIJA**

Tipo de cambio: 6,96

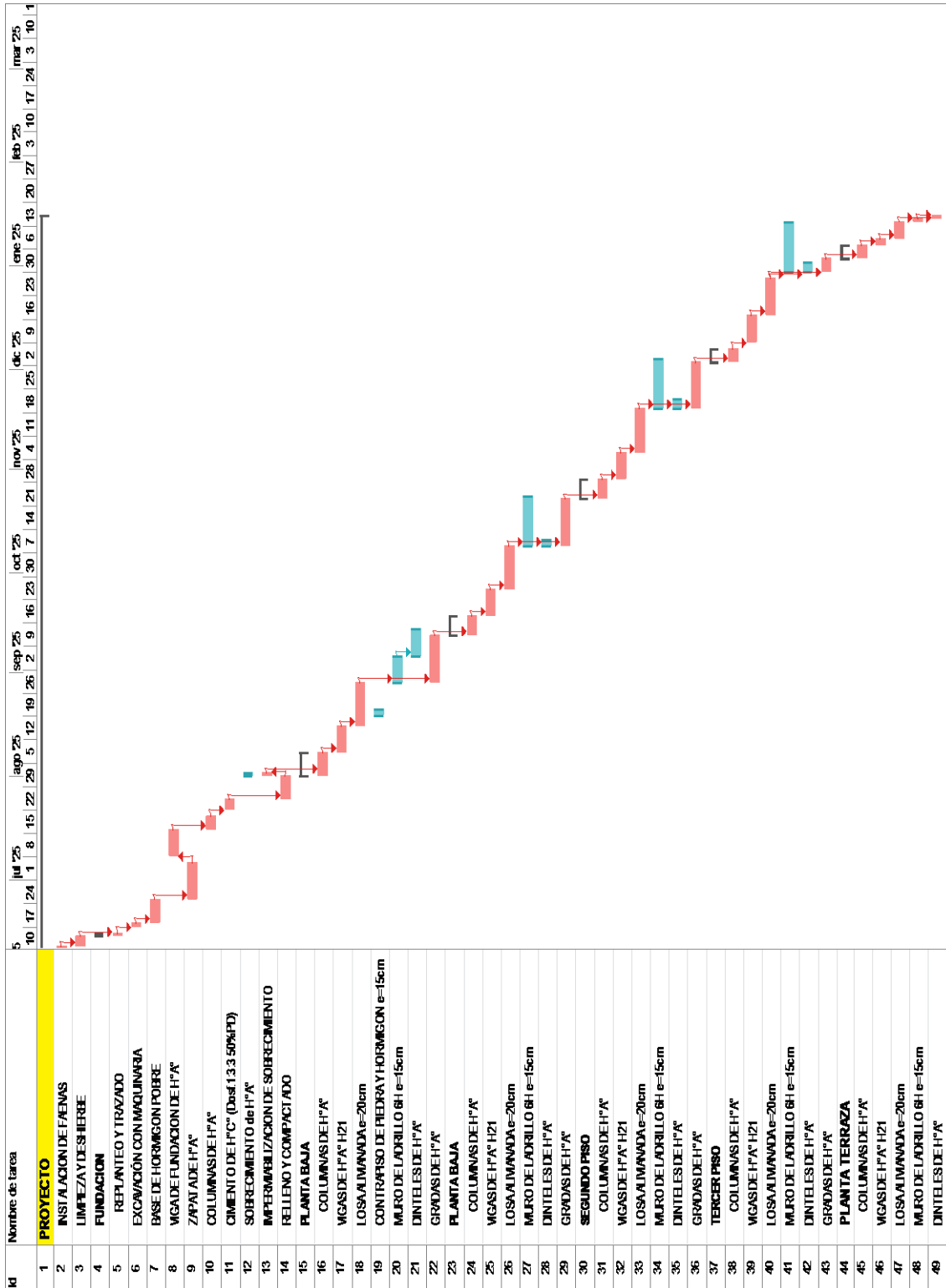
PRESUPUESTO GENERAL					
Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - MODULO 01 ACTIVIDADES PREVIAS Y COMPLEMENTARIAS				2.624,46
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1,00	454,11	454,11
2	LINPIEZA DE TERRENO Y DESHIERVE	m ²	119,25	18,20	2.170,35
>	M02 - MODULO 02 INFRAESTRUCTURA				681.930,75
3	REPLANTEO Y TRAZADO(estructura y edificaciones)	m ²	91,42	6,11	558,58
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m ³	99,75	237,84	23.724,54
5	BASE DE HORMIGON POBRE	m ³	2,10	712,94	1.497,17
6	MURO DE HºA (PEDESTAL)	m ³	3,91	3.071,60	12.009,96
7	ZAPATA DE HºAº	m ³	25,45	3.043,24	77.450,46
8	CIMIENTO DE H C (Dosf.1:3:3 50%PD)	m ³	7,42	691,16	5.128,41
9	SOBRECIMIENTO de HºAº	m ³	3,71	4.910,95	18.219,62
10	IMPERMIABILIZACION DE SOBRE CIMIENTOS	m	7,72	28,32	218,63
11	COLUMNAS DE HºAº	m ³	15,58	5.566,63	86.728,10
12	RELLENO Y COMPACTADO DE TIERRA C/MATERIAL DE LUGAR	m ³	60,90	67,04	4.082,74
13	VIGA DE HºAº H21	m ³	23,73	5.278,92	125.268,77
14	LOSA ALIVIANADA H=20 (vigüeta pretensada)	m ²	420,98	398,20	167.634,24
15	CONTRA PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m ²	13,77	218,44	3.007,92
16	MURO DE LADRILLO DE 6H (24X18X12) E=12 cm	m ²	584,30	173,14	101.165,70
17	DINTEL DE LADRILLO ARMADO	m	147,20	86,20	12.688,64
18	ESCALERA DE HºAº H-21	m ³	9,36	4.545,65	42.547,28
Total presupuesto:					684.555,21

A.5.4. Cronograma de obra

ESTIMACION DE LOS TIEMPOS DE EJECUCION DE CADA ITEM O ACTIVIDAD

N°	DESCRIPCION DE ITEMS	UNID	N° DE OBREROS				DIAS LABORALES
			ENCOFRADOR	ARMADOR	ALBAÑIL	AYUDANTE	
	PROYECTO						
1	INSTALACION DE FAENAS	glb			1	1	1
2	LIMPIEZA Y DESHIERBE	m²				3	3
	FUNDACION						
3	REPLANTEO Y TRAZADO	m²					1
4	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m³			1		1
5	BASE DE HORMIGON POBRE	m²			2	1	5
6	VIGA DE FUNDACION DE H°A°	m³				2	6
7	ZAPATA DE H°A°	m³				1	9
8	CUELLO DE COLUMNAS DE H°A°	m³				3	4
9	CIMIENTO DE H°C° (Dosf.1:3:3 50%PD)	m³				2	3
10	SOBRECIMIENTO de H°A°	m³				1	1
11	IMPERMIABILIZACION DE SOBRECIMIENTO	m				1	1
12	RELLENO Y COMPACTADO	m³				4	5
	PLANTA BAJA						
13	COLUMNAS DE H°A°	m³	2	2	1	1	5
14	VIGAS DE H°A° H21	m³	2	2	1	2	6
15	LOSA ALMANADA e=20cm	m²	2	2	2	2	9
15	CONTRAPISO DE PIEDRA Y HORMIGON e=15cm	m²			1	2	2
16	MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	m²			3	3	6
17	DINTELES DE H°A°	m	3			3	6
18	GRADAS DE H°A°	m³	2	1	1	1	10
	PRIMER PISO						
19	COLUMNAS DE H°A°	m³	2	2	1	1	4
20	VIGAS DE H°A° H21	m³	2	2	1	2	6
21	LOSA ALMANADA e=20cm	m²	2	2	2	2	9
22	MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	m²			3	3	11
23	DINTELES DE H°A°	m	1			1	2
24	GRADAS DE H°A°	m³	2	1	1	1	10
	SEGUNDO PISO						
25	COLUMNAS DE H°A°	m³	2	2	1	1	4
26	VIGAS DE H°A° H21	m³	2	2	1	2	6
27	LOSA ALMANADA e=20cm	m²	2	2	2	2	9
28	MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	m²			3	3	11
29	DINTELES DE H°A°	m	1			1	3
30	GRADAS DE H°A°	m³	2	1	1	1	10
	TERCER PISO						
31	COLUMNAS DE H°A°	m³	2	2	1	1	4
32	VIGAS DE H°A° H21	m³	2	2	1	2	6
33	LOSA ALMANADA e=20cm	m²	2	2	2	2	9
34	MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	m²			3	3	11
35	DINTELES DE H°A°	m	1			1	3
36	GRADAS DE H°A°	m³	2	1	1	1	4
	PLANTA TERRAZA						
37	COLUMNAS DE H°A°	m³	2	2	1	1	2
38	VIGAS DE H°A° H21	m³	2	2	1	2	2
39	LOSA ALMANADA e=20cm	m²	2	2	2	2	3
40	MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	m²			3	3	1
41	DINTELES DE H°A°	m	1			1	1

CRONOGRAMA DE EJECUCION DE LA OBRA DIAGRAMA DE GANT



Ruta critica



Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
PROYECTO	158 días	lun 10/6/24	mié 15/1/25
INSTALACION DE FAENAS	1 día	lun 10/6/24	lun 10/6/24
LIMPIEZA Y DESHIERBE	3 días	mar 11/6/24	jue 13/6/24
FUNDACION	35 días	vie 14/6/24	jue 1/8/24
REPLANTEO Y TRAZADO	1 día	vie 14/6/24	vie 14/6/24
EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	1 día	lun 17/6/24	lun 17/6/24
BASE DE HORMIGON POBRE	5 días	mar 18/6/24	lun 24/6/24
VIGA DE FUNDACION DE H°A°	6 días	lun 8/7/24	lun 15/7/24
ZAPATA DE H°A°	9 días	mar 25/6/24	vie 5/7/24
COLUMNAS DE H°A°	4 días	mar 16/7/24	vie 19/7/24
CIMIENTO DE H°C° (Dosf.1:3:3 50%PD)	3 días	lun 22/7/24	mié 24/7/24
SOBRECIMIENTO DE H°A°	1 día	jue 1/8/24	jue 1/8/24
IMPERMIABILIZACION DE SOBRECIMIENTO	1 día	jue 1/8/24	jue 1/8/24
RELLENO Y COMPACTADO	5 días	jue 25/7/24	mié 31/7/24
PLANTA BAJA	32 días	jue 1/8/24	vie 13/9/24
COLUMNAS DE H°A°	5 días	jue 1/8/24	mié 7/8/24
VIGAS DE H°A° H21	6 días	jue 8/8/24	jue 15/8/24
LOSA ALIVIANADA e=20cm	9 días	vie 16/8/24	mié 28/8/24
CONTRAPISO DE PIEDRA Y HORMIGON e=15cm	2 días	lun 19/8/24	mar 20/8/24
MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	6 días	jue 29/8/24	jue 5/9/24
DINTELES DE H°A°	6 días	vie 6/9/24	vie 13/9/24
GRADAS DE H°A°	10 días	jue 29/8/24	mié 11/9/24
PLANTA BAJA	30 días	jue 12/9/24	mié 23/10/24
COLUMNAS DE H°A°	4 días	jue 12/9/24	mar 17/9/24
VIGAS DE H°A° H21	6 días	mié 18/9/24	mié 25/9/24
LOSA ALIVIANADA e=20cm	9 días	jue 26/9/24	mar 8/10/24
MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	11 días	mié 9/10/24	mié 23/10/24
DINTELES DE H°A°	2 días	mié 9/10/24	jue 10/10/24
GRADAS DE H°A°	10 días	mié 9/10/24	mar 22/10/24
SEGUNDO PISO	30 días	mié 23/10/24	mar 3/12/24
COLUMNAS DE H°A°	4 días	mié 23/10/24	lun 28/10/24
VIGAS DE H°A° H21	6 días	mar 29/10/24	mar 5/11/24
LOSA ALIVIANADA e=20cm	9 días	mié 6/11/24	lun 18/11/24
MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	11 días	mar 19/11/24	mar 3/12/24
DINTELES DE H°A°	3 días	mar 19/11/24	jue 21/11/24
GRADAS DE H°A°	10 días	mar 19/11/24	lun 2/12/24
TERCER PISO	30 días	mar 3/12/24	lun 13/1/25
COLUMNAS DE H°A°	4 días	mar 3/12/24	vie 6/12/24
VIGAS DE H°A° H21	6 días	lun 9/12/24	lun 16/12/24
LOSA ALIVIANADA e=20cm	9 días	mar 17/12/24	vie 27/12/24
MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	11 días	lun 30/12/24	lun 13/1/25
DINTELES DE H°A°	3 días	lun 30/12/24	mié 1/1/25
GRADAS DE H°A°	4 días	lun 30/12/24	jue 2/1/25
PLANTA TERRAZA	9 días	vie 3/1/25	mié 15/1/25
COLUMNAS DE H°A°	2 días	vie 3/1/25	lun 6/1/25
VIGAS DE H°A° H21	2 días	mar 7/1/25	mié 8/1/25
LOSA ALIVIANADA e=20cm	3 días	jue 9/1/25	lun 13/1/25
MURO DE LADRILLO 6H e=15cm	1 día	mar 14/1/25	mar 14/1/25
DINTELES DE H°A°	1 día	mié 15/1/25	mié 15/1/25

Tiempo de Ejecución de la obra: 26 semanas: 158 días