



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE 4 PLANTAS
MEDIANTE EL PROGRAMA SAP2000 EN 3 DIMENSIONES

TRABAJO PRÁCTICO DEL EXAMEN COMPLEXIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

AJILA ZARI LUCIO ALEXANDER

MACHALA - EL ORO

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, AJILA ZARI LUCIO ALEXANDER, con C.I. 0705214336, estudiante de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, en calidad de Autor del siguiente trabajo de titulación ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE 4 PLANTAS MEDIANTE EL PROGRAMA SAP2000 EN 3 DIMENSIONES

- Declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional. En consecuencia, asumo la responsabilidad de la originalidad del mismo y el cuidado al remitirme a las fuentes bibliográficas respectivas para fundamentar el contenido expuesto, asumiendo la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera EXCLUSIVA.

- Cedo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA de forma NO EXCLUSIVA con referencia a la obra en formato digital los derechos de:
 - a. Incorporar la mencionada obra al repositorio digital institucional para su democratización a nivel mundial, respetando lo establecido por la Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0), la Ley de Propiedad Intelectual del Estado Ecuatoriano y el Reglamento Institucional.

 - b. Adecuarla a cualquier formato o tecnología de uso en internet, así como incorporar cualquier sistema de seguridad para documentos electrónicos, correspondiéndome como Autor(a) la responsabilidad de velar por dichas adaptaciones con la finalidad de que no se desnaturalice el contenido o sentido de la misma.

Machala, 29 de noviembre de 2015



AJILA ZARI LUCIO ALEXANDER
C.I. 0705214336

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE 4 PLANTAS ALTAS MEDIANTE EL PROGRAMA SAP2000 EN 3 DIMENSIONES

Autor: Lucio Alexander Ajila Zari
CI.0705214336
alexadsap_azing91@hotmail.com

RESUMEN

El presente informe tiene como propósito en marcar el desarrollo de un problema que es de analizar y diseñar un edificio sismoresistente de cuatro pisos, mediante el software SAP 2000 Vr 12.0. Para este trabajo se toma como base referencial teorías científicas (NEC 2015 – ACI 318-08), libro de diseño de concreto reforzado Jack C. McCormac. Para el análisis de la estructura se empleó un prediseño de los elementos estructurales de acuerdo a las normas mencionadas conjuntamente con el análisis espectral, de acuerdo al factor ($z= 0.40$), que enmarca el problema juntamente con el software sap2000 Vr 12.0. La estructura en primera instancia se la modelo en el software con vigas a peraltadas, las cuales se muestran en los diseños (planos finales), se emplearon diafragmas los cuales permiten que la rotulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. Los resultados obtenidos mediante el software se los analizo para luego proceder al diseño final de las cantidades de acero para cada elemento estructural conjuntamente con las derivas de entre piso, y porcentajes de cuantías mínimos y máximos de acero. Para la cimentación utilizamos zapata corrida debido a que la capacidad portante del suelo es baja ($q_u=1.kg/cm^2$). Se obtuvo como conclusión del análisis estructural, un diseño correcto y un comportamiento apropiado de la estructura ante el espectro calculado según la zona sísmica y consideraciones por parte de la norma NEC2015.

Palabras claves. Análisis | Diseño | Rotulas plásticas | Sismorresistente | Sap2000

DYNAMIC STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN OF A BUILDING OF 4 FLOORS HIGH THROUGH THE PROGRAM IN 3 DIMENSIONS SAP2000

Author: Lucio Alexander Ajila Zari
CI.0705214336
alexadsap_azing91@hotmail.com

ABSTRACT

This report is intended to frame the development of a problem is to analyze and design a four-story building earthquake resistant, by 2000 Vr 12.0 SAP software. For this work builds on referential scientific theories (NEC 2015 - ACI 318-08)., Book design of reinforced concrete published by Jack C. McCormac. For the analysis of the structure, a preliminary design of structural elements according to the standards mentioned in conjunction with spectral analysis, according to the factor ($z = 0.40$), which frames the problem together with software SAP2000 was used 12.0 Vr. The structure in the first instance in the software model beamed banked, which are shown in the designs (final plans), they were used diaphragms which allow plastic hinges form in the beams and not in the columns. The results obtained by the software is analyzed to then proceed to the final design of the steel amounts for each structural element together with drifts between floor and percentages minimum and maximum amounts of steel. To use the foundation run shoe because the bearing capacity of the soil is low ($q_u = 1. \text{kg} / \text{cm}^2$). It was obtained as conclusion of structural analysis, proper design and proper behavior of the structure to the spectrum calculated according to the seismic zone and considerations by the NEC2015 standard.

Keywords Analysis. | Design | Lozenges plastic | Seismic | Sap2000

INTRODUCCIÓN.

Para el análisis y diseño sismo resistente a nivel mundial los países como Japón, Estados Unidos, Inglaterra, utilizan aisladores elastómericos el cual reduce las fuerzas inducidas por el sismo en una estructura, los aisladores elastómericos están formado por un conjunto de láminas planas de goma de acero adheridas a la goma mediante un proceso en el cual se aplica al conjunto presión a temperatura muy alta, la goma se vulcaniza y el elemento adquiere su propiedad elástica. Los aisladores elastómericos pueden alcanzar importantes valores de amortiguamiento entre 20 y 40 % incorporando un núcleo de plomo. ⁽¹⁾

En países Latinoamericanos como Brasil, Chile, Colombia ya utilizan este método de aislamiento sísmico de base para diseñar edificaciones sismorresistente. ⁽²⁾

En el Ecuador no se cuenta aún con ninguna estructura sísmica de base. La Norma Ecuatoriana de la Construcción más actual (NEC.2015), es la guía de referencia de todo tipo de análisis y diseño estructurales sísmicas y no sísmicas, en ella podemos encontrar, formulas, factores, tablas, gráficos, especificaciones constructivas que van a ser de importancia al momento de diseñar la estructura.

Este informe está basado en el análisis y diseño estructural dinámico de un edificio de cuatro planta, que está asentado en un suelo que resiste una compresión de $q_u=1,0\text{kg/cm}^2$, utilizaremos como tipología estructurada vigas a peraltadas de hormigón armado, con un espectro de diseño de acuerdo a las NEC 2015, un factor $Z=0.40$.

El análisis se lo realizara utilizando el programa SAP2000 vr 12.0, el cual nos ayudara a identificar el porcentaje de acero requerido de las secciones de los elementos estructurales prediseñados y estas tienen que cumplir con las condiciones establecidas por las normas para el tipo de análisis requerido.

Para el diseño se tomaran los datos lanzados por el programa SAP2000 vr 12.0, cabe recalcar que es deber del ingeniero evaluador y diseñador verificar los resultados obtenidos por el programa.

Teniendo como objetivo fundamental el diseño de una edificación, segura, eficiente, que cumpla con todas las propiedades para las cuales fue analizada, basándonos en las normas NEC 2015 y mediante el programa SAP 2000 vr 12.0 que nos ayudara en la toma de decisiones en el menor tiempo posible.

DESARROLLO

DESCRIPCIÓN GENERAL.

El edificio a construirse será de cuatro pisos, dos de uso público y dos de uso privado (vivienda), será analizado y diseñado utilizando el programa SAP 2000 vr 12.0, se construirá de hormigón armado basándose en las normas (NEC 2015 – ACI 318-08)

USO DE LA EDIFICACIÓN.

El edificio de cuatro pisos estará destinado a:

Dos plantas uso comercial.

Dos planta para viviendas.

CARACTERÍSTICAS.

- Número de pisos: 4 (cuatro)
- Áreas:
 - Área del terreno: 210.5m²
 - Área de construcción:
 - Planta baja y mezzanine: 162.40m²
 - Planta alta y cubierta: 198 m²
- Hormigón armado.

TABLA DE CARGAS VIVAS. NEC-2015(ASCE) WL

Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas L₀, y concentradas P₀

En esta tabla se muestran los valores de cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos (ver ANEXO 1)

TABLA DE CARGAS VIVAS APLICADAS A NUESTRO PROYECTO WL.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Edificios de oficinas Oficinas	2,40	9,00
Residencias Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	

TIPOLOGÍA ESTRUCTURADA.

- Pórtico de hormigón armado y
- Vigas a peraltadas de Hormigón armado.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Hormigón.- resistencia a la compresión es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Acero.- La fluencia requerida del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Las varillas serán de acero corrugado.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.

Vigas: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$;

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Columnas: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$;

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Losas: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$;

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 4.7 \times 10^4 \sqrt{f'c}$$

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ Acero

CLASIFICACIÓN POR ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Elemento estructural.- son los elementos que soportan los esfuerzos y deformaciones que tiene una determinada estructura y son parte de la estructura.

Y se clasifican en:

- Columnas
- Vigas (aperturadas)
- Losa alivianada.
- Cimentación (Zapata corrida)

CUANTIFICACIÓN DE LA CARGA MUERTA

CARGAS MUERTAS

mezanine

peso de losa por m2	0.3195068 ton/m2
peso de embaldosado	0.02 ton/m2
cielo raso	0.055 ton/m2
peso de paredes	0.14 ton/m2

planta alta

peso de losa por m2	0.3195068 ton/m2
peso de embaldosado	0.02 ton/m2
cielo raso	0.055 ton/m2
peso de paredes	0.22 ton/m2

terrazza

peso de losa por m2	0.3195068 ton/m2
Contrapiso de hormigón	0.022 ton/m2
cielo raso	0 ton/m2
peso de paredes	0.02 ton/m2

0.22

0.30

total peso de losa	0.535 ton/m2
--------------------	--------------

total peso de losa	0.615 ton/m2
--------------------	--------------

total peso de losa	0.362 ton/m2
--------------------	--------------

CARGAS VIVAS

PESO DE OFICINA 0.24 TON/M2

Viviendas (unifamiliares y l 0.2 TON/M2

TERRAZA 0.2 TON/M2

total peso de losa	0.775 ton/m2
--------------------	--------------

total peso de losa	0.815 ton/m2
--------------------	--------------

total peso de losa	0.562 ton/m2
--------------------	--------------

Prediseño de los Elementos Estructurales.

Para realizar el Prediseño y análisis de los elementos estructurales se tomó como referencia las teorías expuestas por el libro de diseño de concreto reforzado Jack C. McCormac, y las normas NEC 2015, ACI 318-08. ⁽³⁾

Losas: (ver ANEXO2)

$$d = 1.2k * L(1 - \frac{2*c}{3*L})$$

Donde $k = 0.00075 (f_s * w)^{0.25} \geq 0.0025$

$F_s = 0.6f_y$

$W =$ carga media de servicio (kg/cm²)

$L =$ distancia mayor entre ejes de columna en m.

$C =$ dimensión de la columna, paralela a L en m.

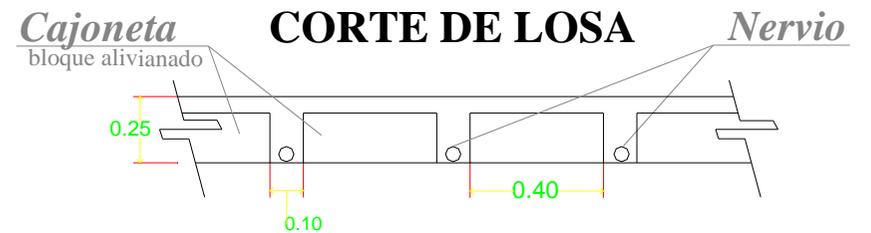
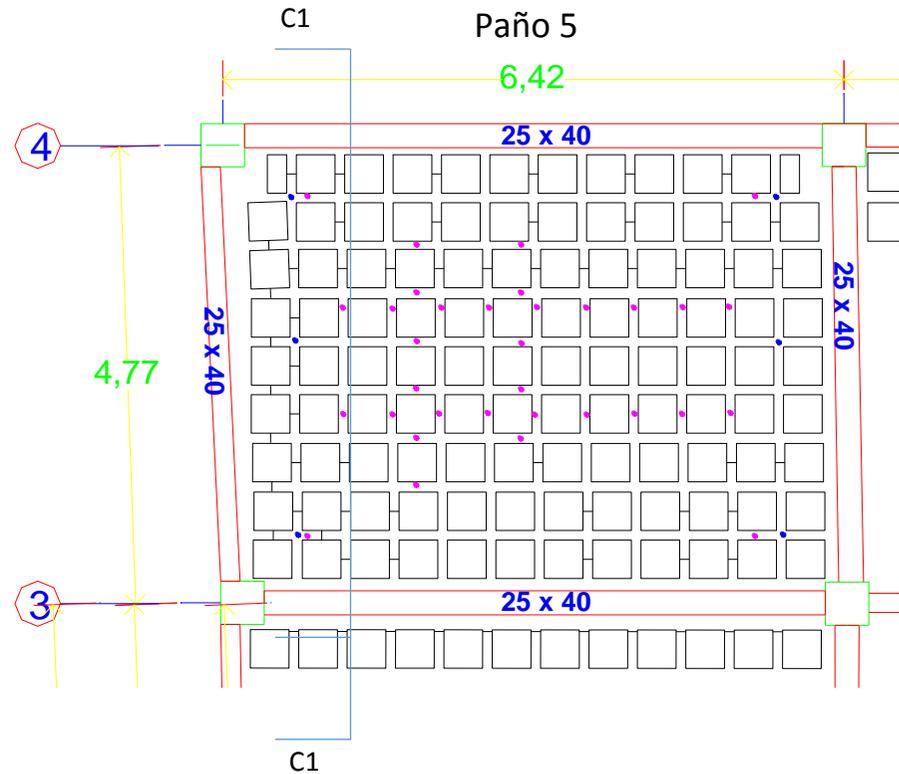
$d =$ el peralte efectivo

Altura y espesor total de la losa: $h = d + 0.025$ en m. ⁽³⁾

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

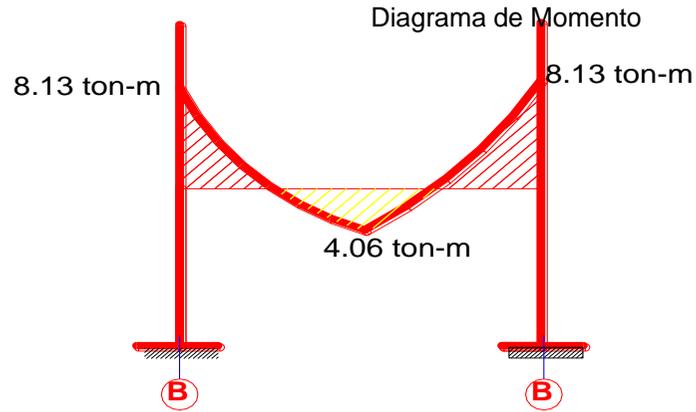
$k > 0.0025$	$L(1 - \frac{2*C}{3*L})$	$d = 1.2k * L(1 - \frac{2*C}{3*L})$	$h(\text{cm})$
0.03	592	21.31	25

Paño	$W_u(\text{kg/m}^2)$	Luz mayor(m)	Luz menor(m)	$\frac{\text{Paño menor}}{\text{Paño mayor}}$	Tipo de losa.	$h(\text{m})$
6	1038	642	477	0.74	Dos direccion	25 cm



Vigas: (ver ANEXO 3)

Para el Prediseño de las vigas ⁽⁴⁾

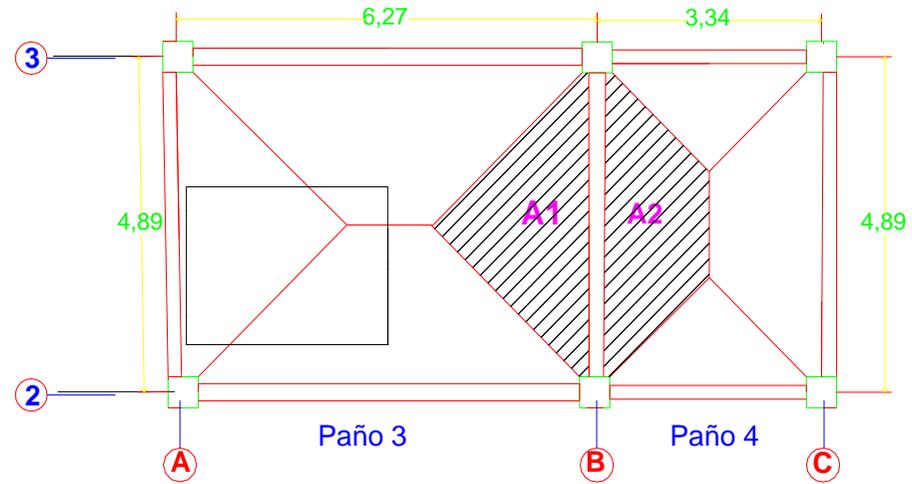


DETALLE DE VIGAS

Seccion	Portico X	Seccion
1	A-B	25 X 40
2	A-B	25 X 40
3	A-B	25 X 40
4	A-B	25 X 40

Seccion	Portico Y	Viga (cm)
A-B	1-2,2-3,3-4	25 x 40
C	1-2,2-3,3-4	25 x 35

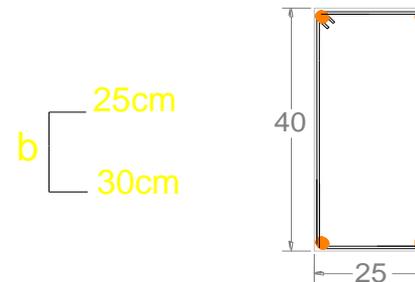
Seccion	Portico X	Seccion
1	B-C	20 X 25
2	B-C	20 X 25
3	B-C	20 X 25
4	B-C	20 X 25



Área Tributaria

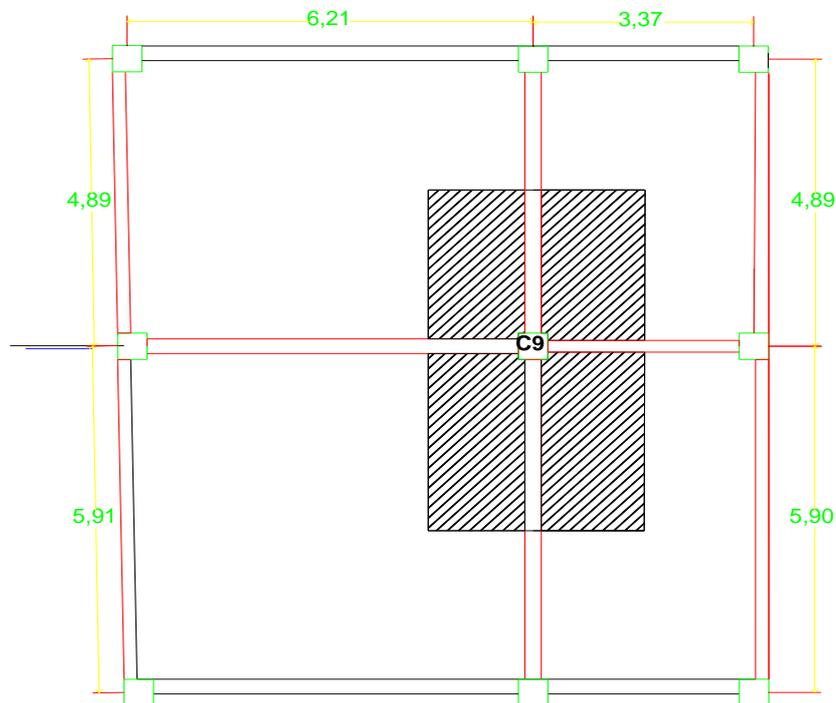
wu (ton/m ²)	$Mu = \frac{wl^2}{12}$ (ton-m)	$d = \frac{\sqrt{Mu}}{0.145f'_c * b}$ (cm)	h (cm)
4.08	8.13	35	40

Sección de Viga



Columnas: (ver ANEXO4)

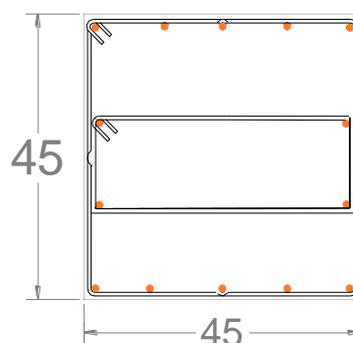
Se a considerado para el diseño la columna más crítica



No	Pu (kg)	$A_g = \frac{Pu}{76.3}$ (cm ²)	Seccion de Columna (cm)	$A_{sh} = \frac{0.09S*hc*f'_c}{f_y}$	Ramales
C9	106720	1398.69	45x45	3.14 cm ² /10	4

Ubicación	Seccion de Columna	Acero comercial
Planta baja	45 x 45	12φ14mm
Primera planta alta	45 x 45	12φ14mm
Segunda Planta alta	35 x 35	10φ14mm
Tercera	35 x 35	10φ14mm

Sección de Columna



- 12Ø16 mm
- E Ø 8 mm c/ 10 cm
- c/17cm - 1/10cm

COMBINACIONES DE CARGA DE ACUERDO A LA NEC 2015. (Ver ANEXO 5)

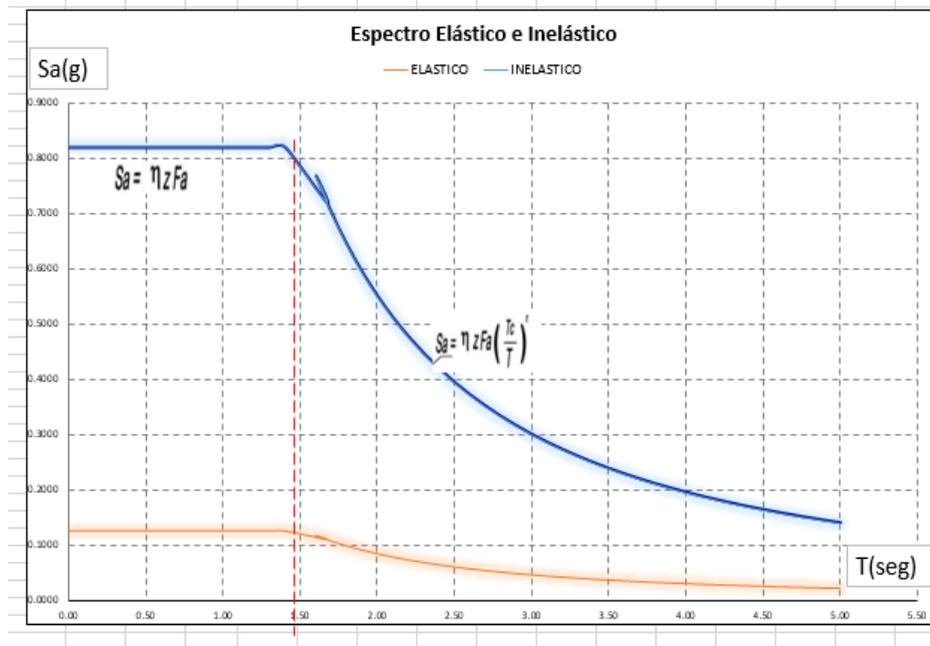
Datos ingresados al programa Sap 2000 vr 12.0.

- Combinacion 1 1.4 (0.365)
- Combinacion 2 1.2(0.365) + 1.6 (0.200)
- Combinacion 3 1.2(0.365)
- Combinacion 4 1.2(0.365)
- Combinacion 5 1.2(0.365) + sismox (Espctro)
- Combinacion 6 0.9(0.365)
- Combinacion 7 0.9(0.365) + sismoy(Espctro)
- Combinacion 8 Comb1+Comb2+Comb3+Comb4+Comb5+Comb6+Comb7+Comb8

(5)

Definición De Espectro De Diseño De Acuerdo A La NEC 2015 (6)

- n= 1.8
- z= 0.4
- Fa = 1
- Fd = 1.6
- Fs = 1.9
- r = 1.5
- $\phi_p = 0.9$
- $\phi_e = 0.9$



De acuerdo a la NEC 2015	aceleración (%g) Espectro Elástico de Diseño	Periodo (seg)	aceleración (%g) Espectro Elástico de Diseño
0.00	0.1267	2.40	0.0646
0.10	0.1267	2.50	0.0608
0.20	0.1267	2.60	0.0573
0.30	0.1267	2.70	0.0541
0.40	0.1267	2.80	0.0513
0.50	0.1267	2.90	0.0486
0.57	0.1267	3.00	0.0462
0.60	0.1267	3.10	0.0440
0.70	0.1267	3.20	0.0420
0.80	0.1267	3.30	0.0401
0.90	0.1267	3.40	0.0383
1.00	0.1267	3.45	0.0375
1.10	0.1267	3.50	0.0367
1.20	0.1267	3.60	0.0352
1.30	0.1267	3.70	0.0338
1.40	0.1267	3.80	0.0324
1.672	0.1111	3.90	0.0312
1.60	0.1187	4.00	0.0300
1.70	0.1084	4.10	0.0289
1.80	0.0995	4.20	0.0279
1.90	0.0917	4.30	0.0269
2.00	0.0849	2.40	0.0646
2.10	0.0789	2.50	0.0608
2.20	0.0736	2.60	0.0573
2.30	0.0689	2.70	0.0541
0.00	0.1267	2.80	0.0513

MODELACIÓN MATEMÁTICA EN 3D CON EL SOFTWARE SAP2000 VR 12.0

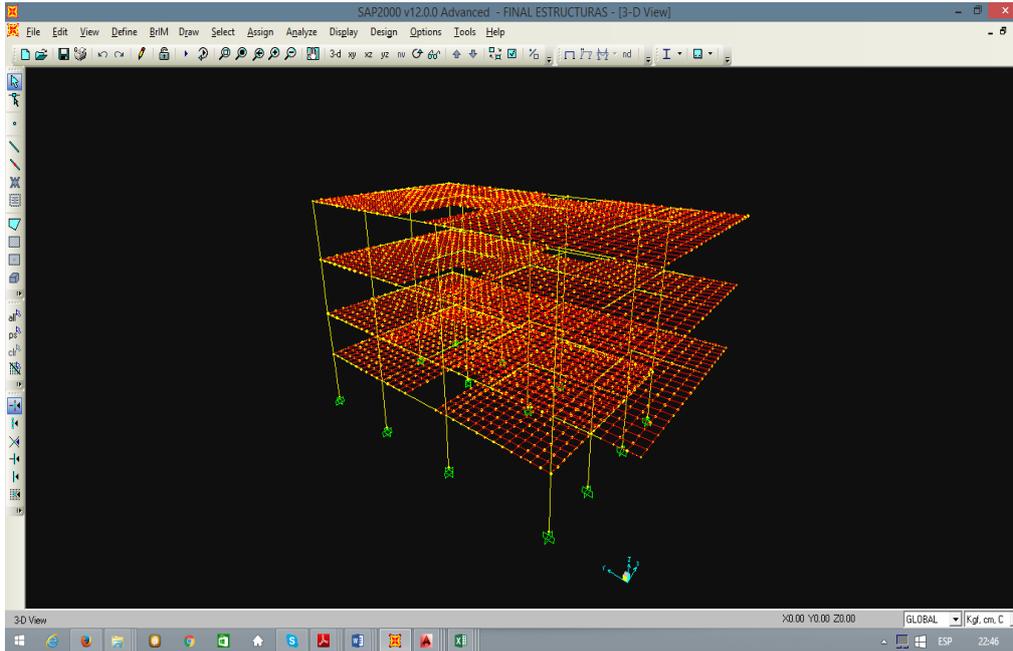


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANOS EN VIGAS Y COLUMNAS PARA LA COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

Cortante Y Momento Para Viga (Envolvente) COMB 8

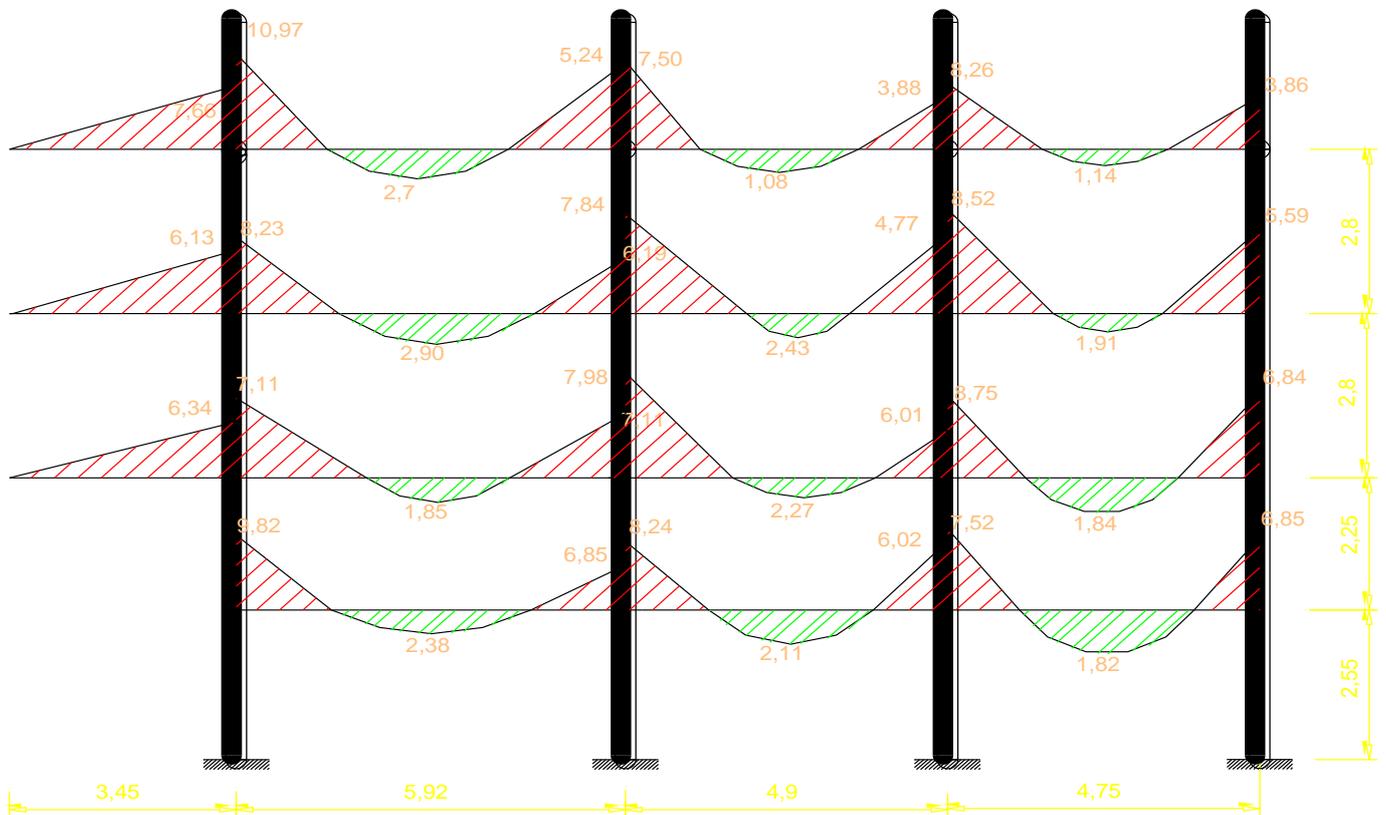


Diagrama de momento en Vigas (ton-m)

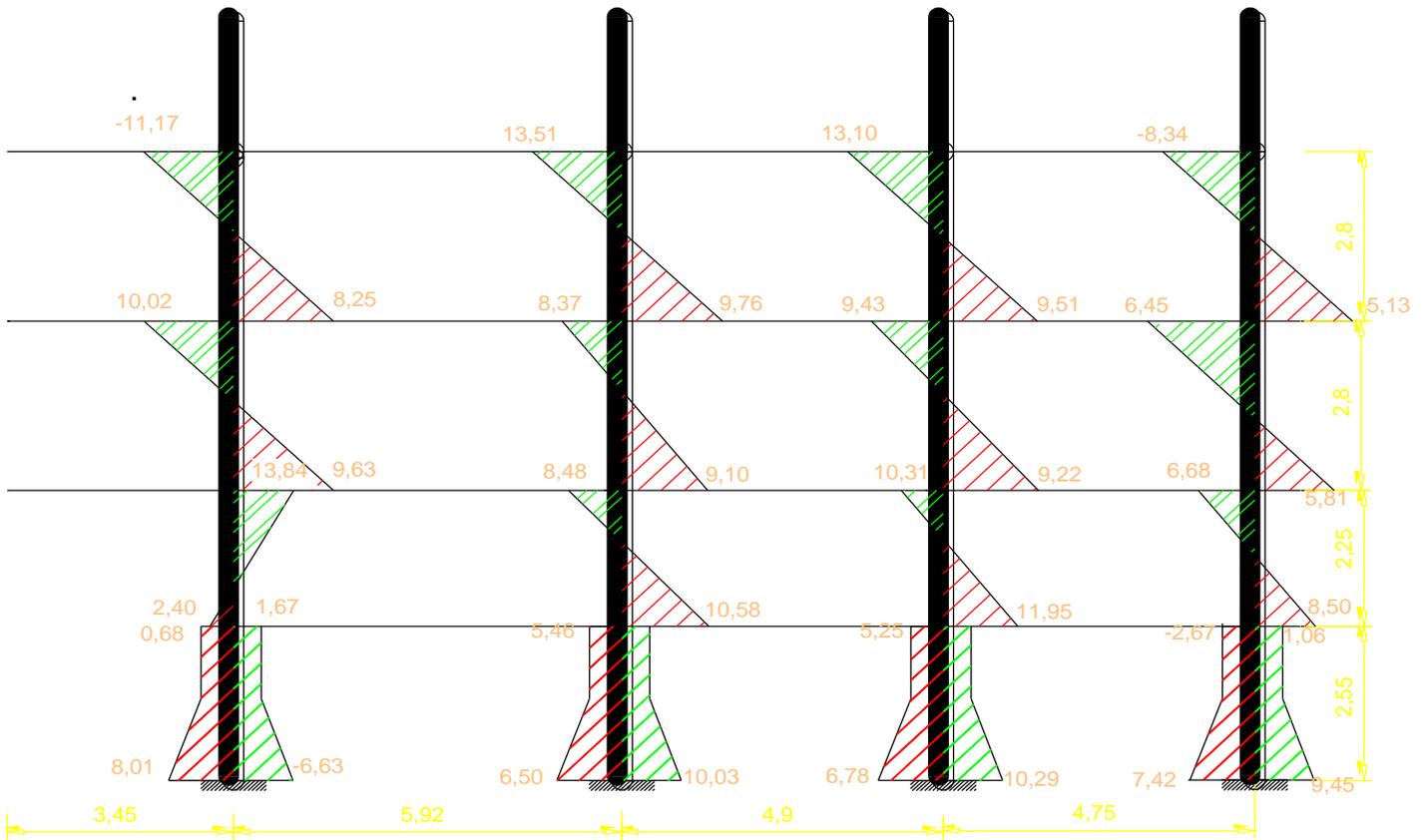


Diagrama de momento en Columnas (ton-m)

Cortante Y Momento Columna (Envolvente)

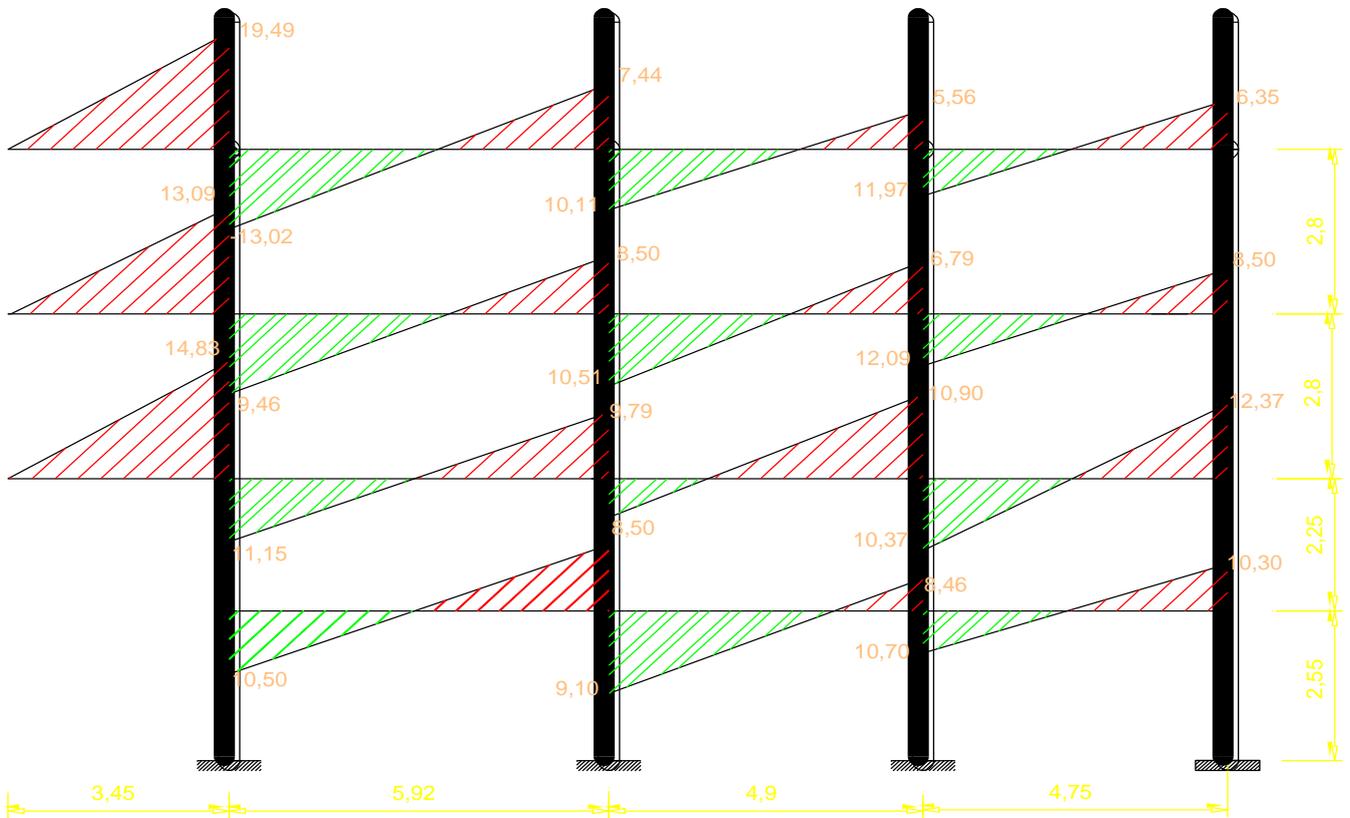
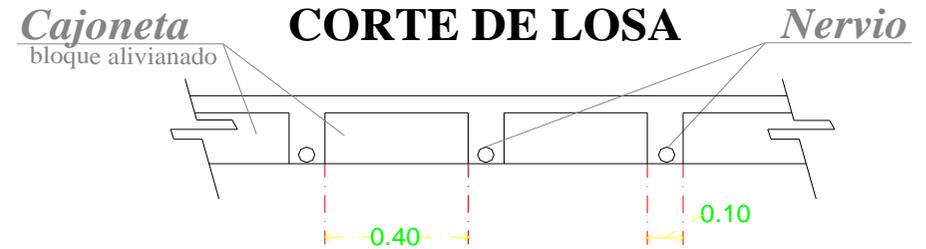
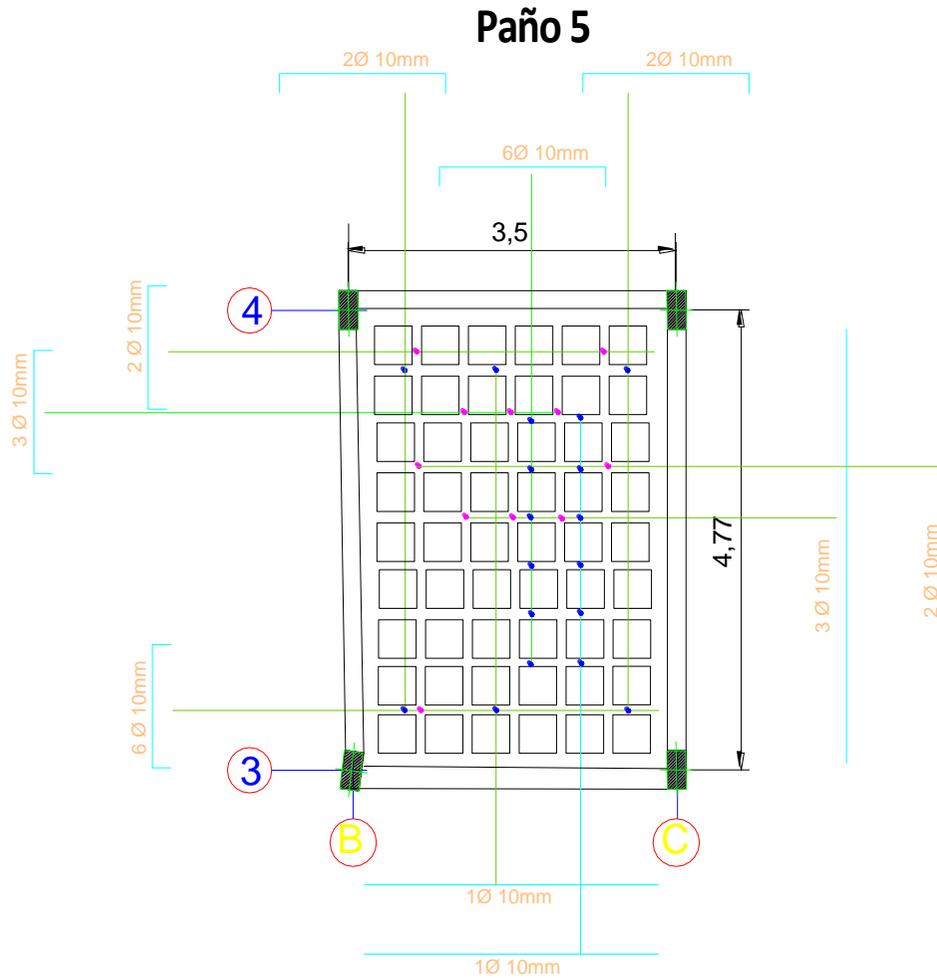


Diagrama de cortante en vigas (Ton)

SECCIONES FINALES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. (Ver anexo 2)

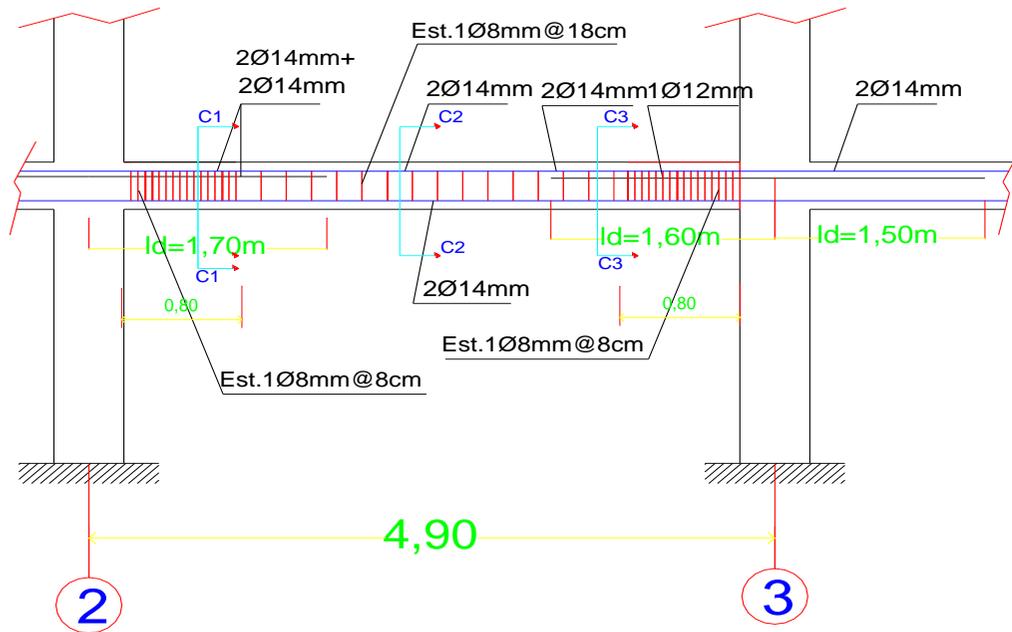
DISEÑO DE SECCIONES DE ACERO PARA LA LOSA PARA (Paño 5)



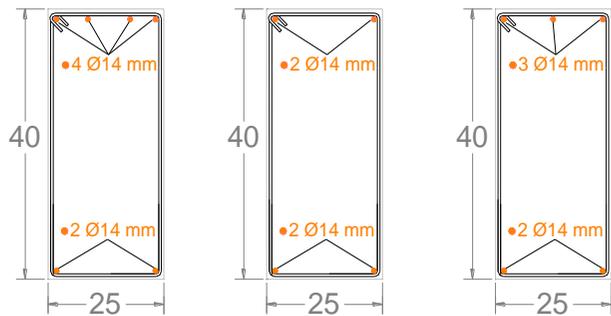
Denominacion del Momento en nervio	Valor del Momento (F. CENTRAL)	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Hierro comercial
Corto negativo	349.68	0.47	0.79	1 φ 10
Corto positivo	260.67	0.35	0.79	1 φ 10
Largo negativo	389.69	0.53	0.79	1 φ 10
Largo positivo	295.22	0.40	0.79	1 φ 10

Denominacion del Momento en nervio	Valor del M. F. Central	Valor del M. F. Columna	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Acero comercial
Corto negativo	349.68	233.12	0.32	0.79	1 φ 10
Corto positivo	260.67	173.78	0.23	0.79	1 φ 10
Largo negativo	389.69	259.79	0.35	0.79	1 φ 10
Largo positivo	295.22	196.81	0.27	0.79	1 φ 10

DISEÑO DE SECCIONES DE ACERO PARA VIGA (2-3). (Ver anexo 3)



Diseño de Viga



Sección 1

Sección 2

Sección 2

Momento Flector (Mu) (COMB 8)	Acero calculado(cm2) (prg. Sap 2000)	Ac comercial cm2 fy = 4200 kg/cm2	Acero comercial
Seccion 1	4.05	1.54	3Ø14mm
	2.62	1.54	2Ø14mm
Seccion 2	1.57	1.54	2Ø14mm
	2.27	1.54	2Ø14mm
Seccion 3	4.97	1.54	4Ø14mm
	2.83	1.54	2Ø14mm

Cortante (Vu) (COMB 8)ton	$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} * b_w * d$	$V_s = \frac{(Vu - \emptyset V_c)}{\emptyset}$	$S = \frac{A_v F_y * d}{V_s}$
10830	5760	6759.57	21.74

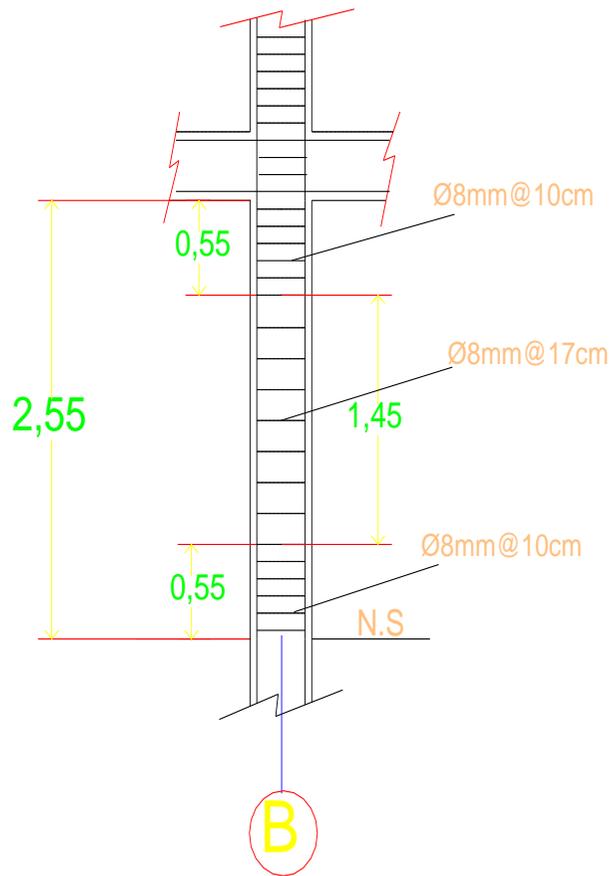
De acuerdo con la norma NEC 2015 ⁽⁷⁾

$$S \leq \frac{a}{4} \quad S = 8 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} \quad S = 18 \text{ cm}$$

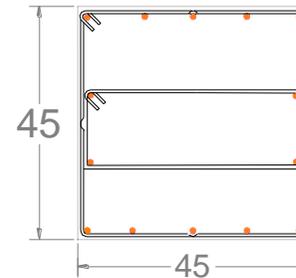
$$2h = 0.80$$

DISEÑO DE SECCIONES DE ACERO PARA COLUMNA (B-3). (Ver anexo 4)



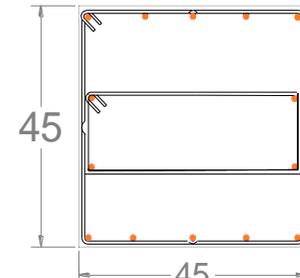
No	Pu (kg)	$A_g = \frac{Pu}{76.3}$ (cm ²)	Seccion de Columna (cm)	$A_{sh} = \frac{0.09S*hc*f'c}{fy}$	Ramales
C9	106720	1398.69	45x45	3.14 cm ² /10	4

Sección de Columna



• 12Ø14 mm
E Ø 8 mm c/ 10 cm
- c/17cm - 1/10cm

Sección de Columna



• 12Ø16 mm
E Ø 8 mm c/ 10 cm
- c/17cm - 1/10cm

De acuerdo a la norma
NEC 2015 ⁽⁸⁾

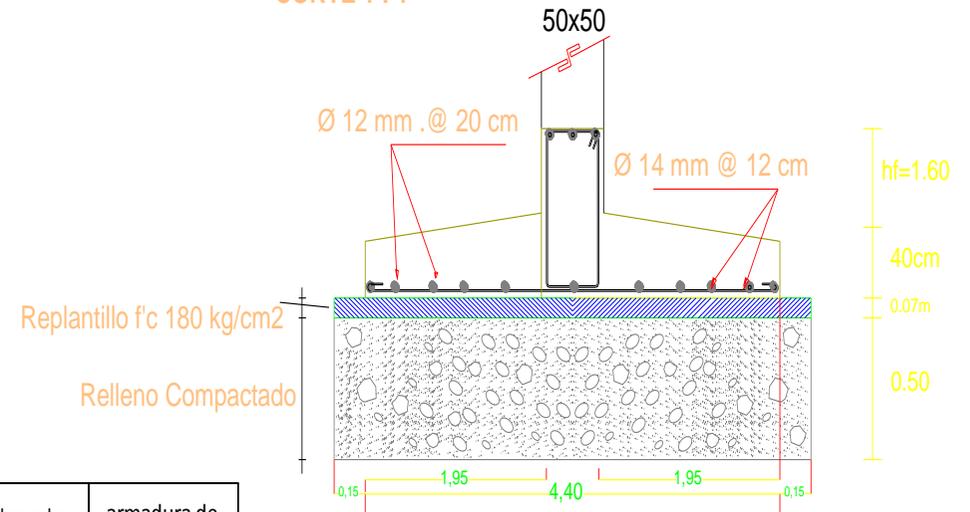
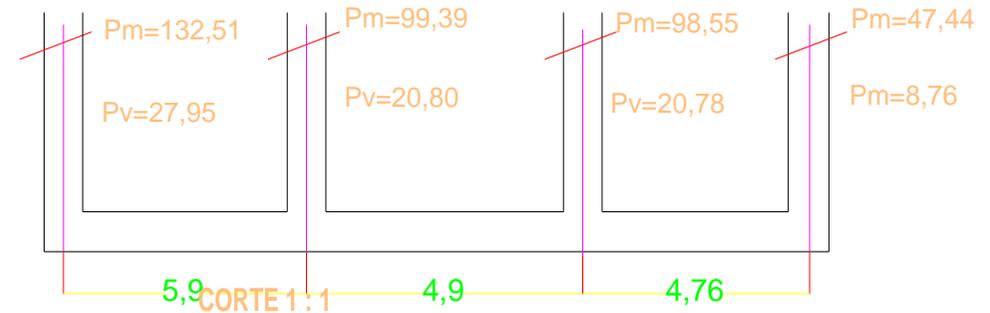
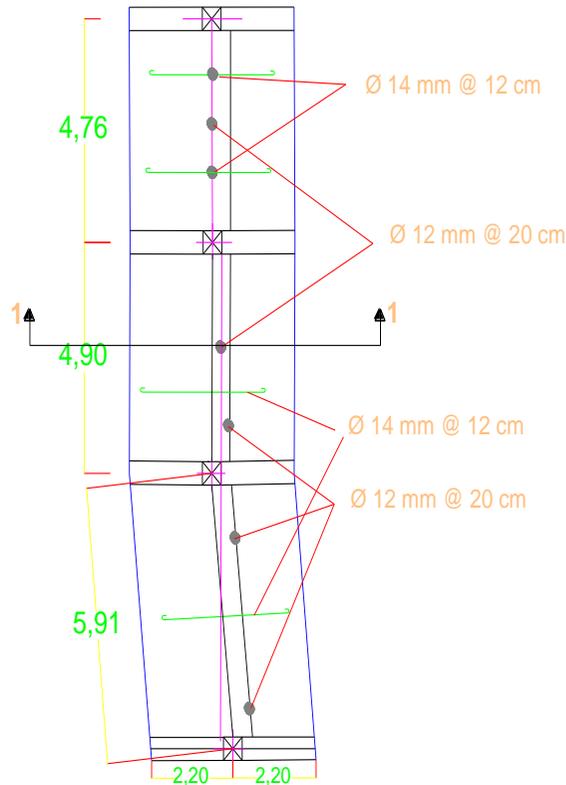
S1 { <d/2
S2 { <d/4
<8φlong
<24φtra
<30cm

Ubicación	Seccion de Columna	Acero comercial
Planta baja	45 x 45	12φ14mm
Primera planta alta	45 x 45	12φ14mm
Segunda Planta alta	35 x 35	10φ14mm
Tercera	35 x 35	10φ14mm

Diseño Geométrico Final De La Cimentación Para qu Requerido. (Ver ANEXO 6)

Para el diseño de la cimentacion debido al valor bajo de el esfuerzo admisible del suelo($q_u=1\text{kg/cm}^2$) se a procedido a diseñar zapata corridas.

$$P_t = P_m + 50\%P_v$$



P_u (ton)	$\delta u = q_u - \delta r \left(\frac{t}{m^2}\right)$	$A = \frac{P_u}{\delta u}$ (m ²)	$d = \frac{M_u}{\sqrt{\phi R_n b}}$ (cm)	b (m)	h (cm)	As (cm ²) por metro lineal	# de varillas a lo largo de la zapata	armadura de reparto
417.03	6.8	70.51	33	4.4	40	10.77	133 ϕ 14mm@12cm	ϕ 12mm@20cm

CIERRE

A partir del prediseño y análisis de los elementos estructurales que conforman a la edificación se obtuvo secciones: cimentación (zapata corrida) de 4.20m x 16 m de largo con una sección de acero de 10.77cm² por metro lineal, vigas de sección de 25x40cm, 25x35, 20x30cm, con cuantías mínimas de 0.33% y máximas de 1.06%, para el diseño de columnas se obtuvieron secciones de 45x45cm y para las dos plantas restantes secciones de 35x35cm con cuantías de acero entre 1.2% a 1.3%. El diseño de la losa (aliviada) se la hizo en dos direcciones con un espesor de 25cm.

De los resultados obtenidos en el programa SAP 2000 vr 12.0 se analizó los diagramas de cortante y momento flexionantes producidas por las cargas más críticas (envolvente), se chequeo las derivas de entrepiso en el cual se obtuvieron valores de 0.015 las cuales son consideradas dentro del rango establecido por las normas NEC 2015 de 0.002 para pórticos de hormigón armado.

CITAS

1. <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/2043/2/T-ESPE-020940-1.pdf>
2. <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/2043/2/T-ESPE-020940-1.pdf>
3. Libro de diseño de concreto reforzado Jack C. McCormac. Libro Octava Edición julio del 2011.
4. El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015: Capitulo Estructuras de Hormigón Armado.
5. El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015: Capitulo Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
6. El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015: Capitulo Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
7. El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015: Capitulo Estructuras de Hormigón Armado.
8. El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015 Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015: Capitulo Estructuras de Hormigón Armado.

ANEXO 1

Tabla 1: Cargas Vivas WL

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m²)	Carga concentrada (kN)
Almacenes		
Venta al por menor	4.80	4.50
Primer piso	3.60	4.50
Pisos superiores	6.00	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos		
Armerías y salas de instrucción militar	7,20	
Áreas de reunión y teatros		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Áreas de almacenamiento sobre techos	1,00	
Barreras vehiculares	Véase sección <u>4.5 ASCE 7-10</u>	
Balcones	4,80	
Bibliotecas	2.90	
Salas de lectura	7.20 ^c	4.50
Estanterías	4.00	4.50
Corredores en pisos superiores a planta baja		4.50
^c Estas cargas se aplican en espacios de almacenamiento de bibliotecas y librerías que soportan anaqueles fijos con doble acceso, sujetos a las siguientes limitaciones:		
<input type="checkbox"/>	altura máxima de 2300 mm,	
<input type="checkbox"/>	ancho máximo de 300 mm por lado de acceso	
<input type="checkbox"/>	distancia entre anaqueles mayor o igual a 900 mm.	
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)	6.00	
Livianas	12.00	
Pesada		
Coliseos (ver estadios y graderíos)		

Tabla 1.cont**Comedores y restaurantes**

	4,80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm ²		0,90
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2,00	1,33
Corredores	4,80	
Primer Piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación		
Cubiertas	0,70	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas.	3,00	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	4,80	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.		
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	i	i
		0.24
Toldos y carpas.	(no reduc.)	
	1,00	
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera		8,90
Todas las demás		1,40
		1,40
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		
Todos los otros usos		

Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores

En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

Departamentos (ver Residencias)**Edificios de oficinas**

Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga)

Áreas de recepción y corredores del primer piso.	4,80	9,00
--	------	------

Tabla 2.cont

Oficinas	2,40	9,00
Corredores sobre el primer piso	4,00	9,00
Escaleras fijas	Ver sección <u>4.5 ASCE/SEI 7-10</u>	
Escaleras y rutas de escape	4,80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2,00	

^g Cuando la sobrecarga reducida de cubierta (menor a 1.0 N/m²), calculada de conformidad con el **[3.2.1]**, sea utilizada para el diseño de miembros estructurales continuos, la sobrecarga se aplicará en dos tramos adyacentes y en tramos alternados para obtener las máximas solicitaciones.

Estadios y coliseos	4.80 ^d
Graderíos Asientos fijos	3.00 ^d

^d Adicional a las cargas vivas verticales, el diseño incluirá fuerzas horizontales aplicadas a cada fila de asientos, como sigue:

- 400 N/m en dirección paralela,
- 150 N/m en dirección perpendicular.

Estas fuerzas no serán consideradas en forma simultánea.

Fábricas/Industria/Manufactura	6.00	9.0
Livianas Pesadas	12.00	13.40

Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2.0 a,b
Camiones y buses	a,b

^a Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:

- Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y
- Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.

^b Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.

Gimnasios	4,80
Graderíos para estadios y similares	4.80 ^d

^d véase Estadios y coliseos

Hoteles (ver residencias)

Hospitales

<i>Sala de quirófanos, laboratorios</i>	2,90	4,50
<i>Sala de pacientes</i>	2,00	4,50
Tabla 3.cont		
<i>Corredores en pisos superiores a la planta baja</i>	4,00	4,50
Instituciones penales		
<i>Celdas</i>	2,00	
<i>Corredores</i>	4,80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Véase sección <u>4.5 ASCE/SEI 7-10</u>	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3,00	
Patios y terrazas peatonales	4,80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm²)		1,40
Residencias		
<i>Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)</i>	2,00	
<i>Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones</i>	2.00	
<i>Salones de uso público y sus corredores</i>	4.80	
Salas de baile	4,80	
Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3,60	
Salida de emergencia	4,80	
<i>Únicamente para residencias unifamiliares</i>	2,00	
Sistemas de pisos para circulación		
<i>Para oficinas</i>	2,40	9,00
<i>Para centros de cómputo</i>	4,80	9,00
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0,90
Unidades educativas		
<i>Aulas</i>	2,00	4,50
<i>Corredores segundo piso y superior</i>	4,00	4,50
<i>Corredores primer piso</i>	4,80	4,50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones	12,00	35.60 ^e

ANEXO 2

Determinación del espesor de la losa

Para losas nervadas armadas en dos direcciones el peralte efectivo es :

$$d = 1.2 K * L \left(1 - \frac{2 * c}{3 * L} \right)$$

$$K = 0.0075 (f_s * w)^{0.25} \geq 0.025$$

$$f_s = 0.6 f_y$$

$$f_y = 4200$$

W = carga media de servicio (Kg/m²)

L = distancia mayor entre ejes de columnas en m

c= dimension de la columna, paralela en L en m.

Altura o espesor total de la losa en m $h = d + 0.025$

CALCULO

$$K = 0.00075 (0.6 * 4200 * 824)^{0.25} = 0.03 \geq 0.025 \quad \text{Ok}$$

$$d = 1.2 * 0.0285 * 5.2 * \left(1 - \frac{2 * 0.40}{3 * 5.2} \right) = 0.21 \text{ m}$$

Espesor total de la losa . $h = 0.21 + 0.025 = 0.24$ se utiliza el valor de 25

EVALUACION DE LA CARGA MUERTA PARA UNA LOSA DE 20 CM DE ESPESOR.

En una losa nervada de 20 cm de espesor con la mayor de la distribucion de nervios cada 40 cm , su peso propio es: (en volumen 47% de bloques y 53 % de H°A°)

Peso de bloques = 0,47 * 1m* 1m* 0,696 t/m ³ =	0.327	t	
Peso de H° A° = 0.53 * 1m * 1m * 2,4 t/m ³ =	1.272	t	
	1.599	t	* 0.20 m = 0.320 t/m ²

Peso propio de losa (e=20cm).....	0.320	t/m ²	
Peso de embaldosado	0.069	t/m ²	
Peso del cielo raso (enlucido inferior de losa)	0.065	t/m ²	
Peso de pared (e=10 cm).....	0.17	t/m ²	
CARGA MUERTA TOTAL = WD =	0.6		
CARGA VIVA PARA OFICINA O DEPART : WL =	0.2	t/m ²	1.04

La carga de servicio = $0.624 + 0.2 = 0.824 \text{ t/m}^2$

Mayorización de cargas : $U = 1.2 D + 1.6 L$

$$\mathbf{WU} = 1.2 WD + 1.6 WL = 1.2 * 0.6 + 1.6 * 0.2 = 1.038 \text{ t/m}^2 = 1069 \text{ Kg/m}^2$$

LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES (paño 5)

Carga por m² de Losa

$$W_u = 1.038 \text{ T/m}^2$$

Considerando el paño mas desfavorable

$$\text{Relacion: } m = \frac{3.5}{4.77} = 0.73 = \mathbf{0.70} \quad \text{Con este valor voy a tabla de coefic pag. 25}$$

MOMENTOS NEGATIVOS

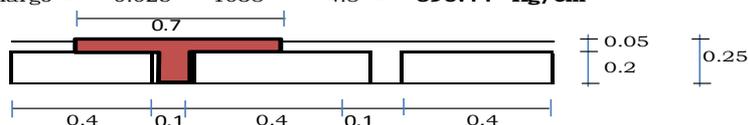
$$\text{Mclaro corto} = 0.055 * 1038 * 3.5^2 = \mathbf{699.35 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\text{Mclaro largo} = 0.033 * 1038 * 4.8^2 = \mathbf{779.38 \text{ Kg/cm}^2}$$

MOMENTOS POSITIVOS

$$\text{Mclaro corto} = 0.041 * 1038 * 3.5^2 = \mathbf{521.34 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\text{Mclaro largo} = 0.025 * 1038 * 4.8^2 = \mathbf{590.44 \text{ Kg/cm}^2}$$



$$h = 0.3 \quad d = 0.225$$

NERVIOS CORTOS

$$\text{Momento negativo} = 699.4 * 0.5 = \mathbf{349.7 \text{ Kg-m}}$$

$$\text{Momento positivo} = 521.34 * 0.5 = \mathbf{260.7 \text{ Kg-m}}$$

NERVIOS LARGOS

$$\text{Momento negativo} = 779.4 * 0.5 = \mathbf{389.7 \text{ Kg-m}}$$

$$\text{Momento positivo} = 590.4 * 0.5 = \mathbf{295.2 \text{ Kg-m}}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO EN NERVIOS :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y * z * d} ; \quad z = 0.87$$

HIERROS DE FRANJA CENTRAL DE LA LOSA

Denominacion del Momento en nervio	Valor del Momento (F. CENTRAL)	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Hierro comercial
Corto negativo	349.68	0.47	0.79	1 φ 10
Corto positivo	260.67	0.35	0.79	1 φ 10
Largo negativo	389.69	0.53	0.79	1 φ 10
Largo positivo	295.22	0.40	0.79	1 φ 10

Los hierros determinados son perpendiculares a la denominacion del lado

Las franjas de la columna son un 2/3 del valor del momento de la franja central

HIERROS DE FRANJA DE COLUMNAS

Denominacion del Momento en nervio	Valor del M. F. Central	Valor del M. F. Columna	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Acero comercial
Corto negativo	349.68	233.12	0.32	0.79	1 φ 10
Corto positivo	260.67	173.78	0.23	0.79	1 φ 10
Largo negativo	389.69	259.79	0.35	0.79	1 φ 10
Largo positivo	295.22	196.81	0.27	0.79	1 φ 10

VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Se analizara una seccion de

$$W_u = \mathbf{1.038 \text{ T/m}^2}$$

$$d = \mathbf{22.5 \text{ cm}}$$

La cara de la viga esta ubicada **12.5cm** del eje de la viga

por lo que la seccion de diseño se ubica a 35 cm del eje de la viga

$$V_u = 1m * 2.105m * 1038 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{2185 \text{ kg}}$$

En 1m de ancho se dispone de 2 nervios de 10 cm de ancho = 20 cm

Esfuerzo cortante ultimo:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{2184.99}{0.85 * 20 * 17.5} = \mathbf{7.34 \frac{kg}{cm^2}}$$

Cortante resistido por el hormigon:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f_c} = \mathbf{7.246 \text{ kg/cm}^2}$$

El cortante resistido por el hormigon es mayor al cortante de diseño

ok

Carga por m² de Losa

$$W_u = 1.04 \text{ T/m}^2$$

Considerando el paño mas desfavorable

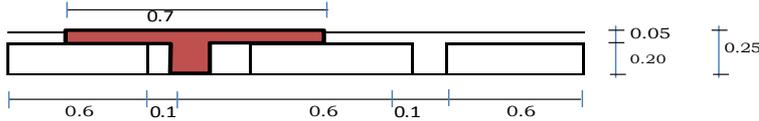
$$\text{Relacion: } m = \frac{4.77}{6.42} = 0.74 = \mathbf{0.70} \text{ Con este valor voy a tabla de coefic pag. 25}$$

MOMENTOS NEGATIVOS

Mclaro corto = 0.062 * 1038 * 4.8² = **1464.29 Kg/cm²**
 Mclaro largo = 0.041 * 1038 * 6.4² = **1754.09 Kg/cm²**

MOMENTOS POSITIVOS

Mclaro corto = 0.054 * 1038 * 4.8² = **1275.35 Kg/cm²**
 Mclaro largo = 0.037 * 1038 * 6.4² = **1582.96 Kg/cm²**



h= 0.25 d= 0.225

NERVIOS CORTOS

Momento negativo= 1464.29 * 0.7 = **1025 Kg-m**
 Momento positivo= 1275.35 * 0.7 = **892.7 Kg-m**

NERVIOS LARGOS

Momento negativo= 1754.09 * 0.7 = **1228 Kg-m**
 Momento positivo= 1582.96 * 0.7 = **1108 Kg-m**

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO EN NERVIOS :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y z d} ; \quad z = 0.87$$

FRANJA CENTRAL DE LA LOSA

Denominacion del	Valor del Momento	As (cm ²)	As comercial	Hierro
Momento en nervio	(F. CENTRAL)	fy=4200	cm ²	comercial
Corto negativo	1025.00	1.39	1.54	1 φ 14
Corto positivo	892.74	1.21	1.54	1 φ 14
Largo negativo	1227.86	1.66	1.54	1 φ 14
Largo positivo	1108.07	1.50	1.54	1 φ 14

Los hierros determinados son perpendiculares a la denominacion del lado

Las franjas de la columna son un 2/3 del valor del momento de la franja central

FRANJA DE COLUMNAS

Denominacion del	Valor del M.	Valor del M.	As (cm ²)	As comercial	Acero
Momento en nervio	F. Central	F. Columna	fy=4200	cm ²	comercial
Corto negativo	1025.00	683.33	0.92	1.13	1 φ 12
Corto positivo	892.74	595.16	0.80	0.79	1 φ 10
Largo negativo	1227.86	818.57	1.11	1.13	1 φ 12
Largo positivo	1108.07	738.71	1.00	1.13	1 φ 12

VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Se analizara una seccion de

W_u = **1.038 T/m²**

d = **22.5 cm**

La cara de la viga esta ubicada a **15.0cm** del eje de la viga

por lo que la seccion de diseño se ubica a 38 cm del eje de la viga

$$V_u = 1m * 1.950m * 1038 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{2024 \text{ kg}}$$

En 1m de ancho se dispone de 2 nervios de 10 cm de ancho = 20 cm

Esfuerzo cortante ultimo:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{2024.1}{0.85 * 20 * 17.5} = \mathbf{6.80 \frac{kg}{cm^2}}$$

Cortante resistido por el hormigon:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f_c} = \mathbf{7.24568837 \text{ kg/cm}^2}$$

El cortante resistido por el hormigon es mayor al cortante de diseño

ok

LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES (paño1)

Carga por m² de Losa

$W_u = 1.04 \text{ T/m}^2$

Considerando el paño mas desfavorable

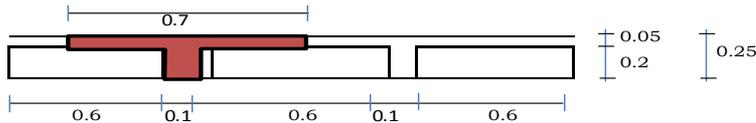
Relacion: $m = \frac{5.9}{6.42} = 0.92 = \mathbf{0.90}$ *Con este valor voy a tabla de coefic pag. 25*

MOMENTOS NEGATIVOS

Mclaro corto = $0.048 * 1038 * 5.9^2 = \mathbf{1734.37 \text{ Kg/cm}^2}$
 Mclaro largo = $0.041 * 1038 * 6.4^2 = \mathbf{1754.09 \text{ Kg/cm}^2}$

MOMENTOS POSITIVOS

Mclaro corto = $0.043 * 1038 * 5.9^2 = \mathbf{1553.71 \text{ Kg/cm}^2}$
 Mclaro largo = $0.037 * 1038 * 6.4^2 = \mathbf{1582.96 \text{ Kg/cm}^2}$



$h = 0.25$ $d = 0.225$

NERVIOS CORTOS

Momento negativo= $1734.37 * 0.7 = \mathbf{***** \text{ Kg-m}}$
 Momento positivo= $1553.71 * 0.7 = \mathbf{***** \text{ Kg-m}}$

NERVIOS LARGOS

Momento negativo= $1754.09 * 0.7 = \mathbf{***** \text{ Kg-m}}$
 Momento positivo= $1582.96 * 0.7 = \mathbf{***** \text{ Kg-m}}$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO EN NERVIOS :

$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y z d}$; $z = 0.87$

FRANJA CENTRAL DE LA LOSA

Denominacion del Momento en nervio	Valor del Momento (F. CENTRAL)	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Hierro comercial		
Corto negativo	1214.06	1.64	1.54	1	φ	14
Corto positivo	1087.60	1.47	1.54	1	φ	14
Largo negativo	1227.86	1.66	1.54	1	φ	14
Largo positivo	1108.07	1.50	1.54	1	φ	14

Los hierros determinados son perpendiculares a la denominacion del lado

Las franjas de la columna son un 2/3 del valor del momento de la franja central

FRANJA DE COLUMNAS

Denominacion del Momento en nervio	Valor del M. F. Central	Valor del M. F. Columna	As (cm ²) fy=4200	As comercial cm ²	Acero comercial		
Corto negativo	1214.06	809.37	1.09	1.13	1	φ	12
Corto positivo	1087.60	725.06	0.98	1.13	1	φ	12
Largo negativo	1227.86	818.57	1.11	1.13	1	φ	12
Largo positivo	1108.07	738.71	1.00	1.13	1	φ	12

VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A CORTANTE

Se analizara una seccion de

$W_u = \mathbf{1.038 \text{ T/m}^2}$
 $d = \mathbf{22.5 \text{ cm}}$

La cara de la viga esta ubicada a $\mathbf{17.5cm}$ del eje de la viga
 por lo que la seccion de diseño se ubica a $\mathbf{40 \text{ cm}}$ del eje de la viga

$V_u = 1m * 2.150m * 1038 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{2231.7 \text{ kg}}$

En 1m de ancho se dispone de $\mathbf{2}$ nervios de $\mathbf{20 \text{ cm}}$ de ancho = $\mathbf{40 \text{ cm}}$

Esfuerzo cortante ultimo:

$V_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{2231.7}{0.85 * 40 * 17.5} = \mathbf{3.75 \frac{kg}{cm^2}}$

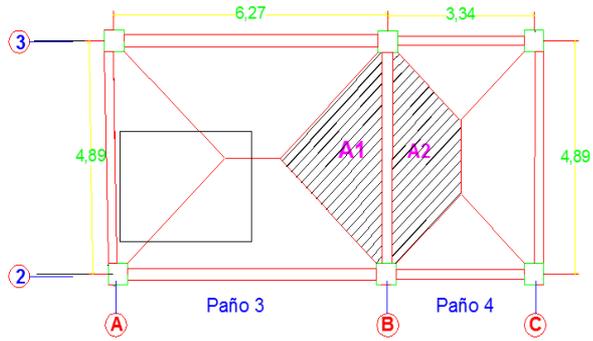
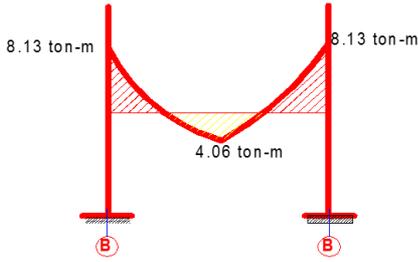
Cortante resistido por el hormigon:

$V_c = 0.5 \sqrt{f_c} = \mathbf{7.24569 \text{ kg/cm}^2}$

El cortante resistido por el hormigon es mayor al cortante de diseño

ok

ANEXO 3 Prediseño de viga



$$A_t = A_1 + A_2$$

$$A_t = 18.93 \text{ m}^2$$

$$P_m = 0.615 \text{ t/m}^2$$

$$P_v = 0.200 \text{ t/m}^2$$

$$P_m = 0.615 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 18.93 \text{ m}^2 = 11.64 \text{ t}$$

$$P_m = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 18.93 \text{ m}^2 = 3.78 \text{ t}$$

$$W_m = \frac{11.65 \text{ ton}}{4.89 \text{ m}} = 2.38 \text{ t/m}$$

$$W_v = \frac{3.78 \text{ ton}}{4.89 \text{ m}} = 0.77 \text{ t/m}$$

$$W_u = 1.2 \left(\frac{2.38 \text{ t}}{\text{m}} \right) + 1.6 \left(\frac{0.77 \text{ ton}}{\text{m}} \right) = 4.08 \text{ t/m}$$

$$M_u = 8.13 \text{ ton} - \text{m}$$

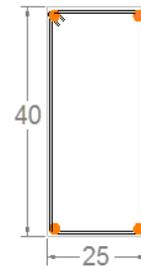
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 * f'c * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{813000}{0.145 * 210 * b}}$$

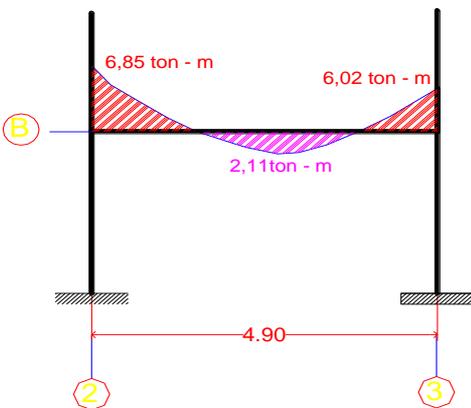
$$d = 35 \text{ cm}$$

Sección de Viga

b = 25cm
30cm

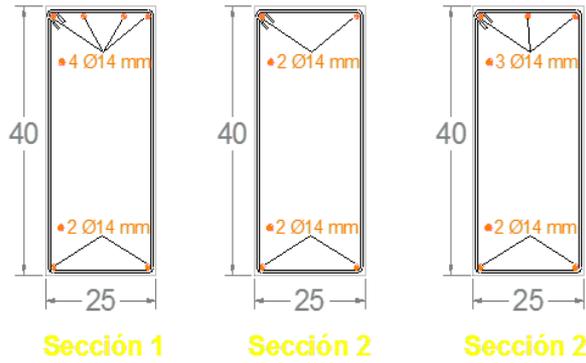


DISEÑO DE SECCIONES DE ACERO



Momento Flector (Mu) (COMB 8)	Acero calculado (cm ²) (prg. Sap 2000)	Ac comercial cm ² fy = 4200 kg/cm ²	Acero comercial
Seccion 1	4.05	1.54	3φ14mm
	2.62	1.54	2φ14mm
Seccion 2	1.57	1.54	2φ14mm
	2.27	1.54	2φ14mm
Seccion 3	4.97	1.54	4φ14mm
	2.83	1.54	2φ14mm

Momento Calculados por el
sap 2000 vr 12



Analisis de Mu resistido por la viga (doblemente reforzada)
SECCION 3

$A_s = 3.03 \text{ cm}^2$

$A's = 4.62 \text{ cm}^2$

$A_s1 = A_s - A's$

$A_s1 = 4.62 \text{ cm}^2 - 3.03 \text{ cm}^2$

$A_s1 = 1.54 \text{ cm}^2$

$M_n = M_{n1} + M_{n2}$

$M_{n1} = A_{s1} * F_y(d - \frac{a}{2})$

$M_{n2} = A's * F_y(d - d')$

$M_{n1} = (1.54) * (4200) * (35 - \frac{2.89}{2})$

$M_{n1} = 2.17 \text{ ton-m}$

$M_{n2} = (4.62) * (4200)(35 - 5)$

$M_{n2} = 5.82$

$M_n = 2.17 \text{ ton-m} + 5.82 \text{ ton-m}$

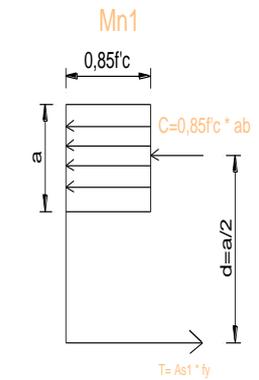
$M_n = 7.99 \text{ ton-m}$

$M_u = \phi M_n$

$M_u = 0.90 * 7.99 \text{ ton-m}$

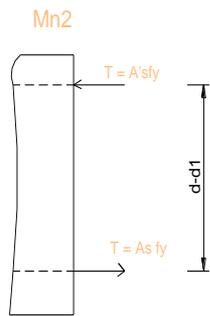
$M_u = 7.19 \text{ ton-m}$

Mu resistido por viga



$M_{n1} = A_{s1} * f_y * (d - a/2)$

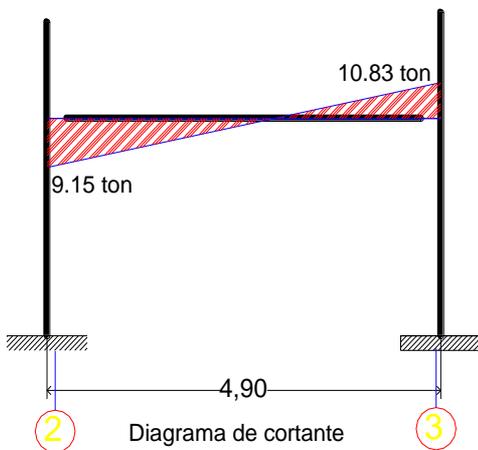
Momento producido por las cargas viva y muerta
6.02 ton-m



$M_{n2} = A's f_y * (d - d')$

$M_u > 6.02 \text{ ton-m}$

o.k



Diseño de Estribo (cortante)

$V_u = 10.62 \text{ ton}$

$V_c = \phi 53 \sqrt{f'c} * b d$

$V_c = (0.75) * 53 \sqrt{210} * (25 * 35)$

$V_c = 5760.32 \text{ kg}$

$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$

$V_s = \frac{10620 - 5760.32}{0.75}$

$V_s = 6479.57 \text{ kg}$

$$S = \frac{Av * Fy * d}{Vs}$$

$$S = \frac{(0.50 * 2) * 4200 * 35}{6479.57}$$

$$S = 22.68 \text{ cm}$$

De acuerdo a la norma

NEC 2015

- S < d/4
- S < 8ØL
- S < 24ØT
- S < 30cm

$$S = 8 \text{ cm} \quad \text{o.k}$$

Tomamos el menor valor de acuerdo a la Nec 2015.

Cuantías maximas y minimas de acero

Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexion.

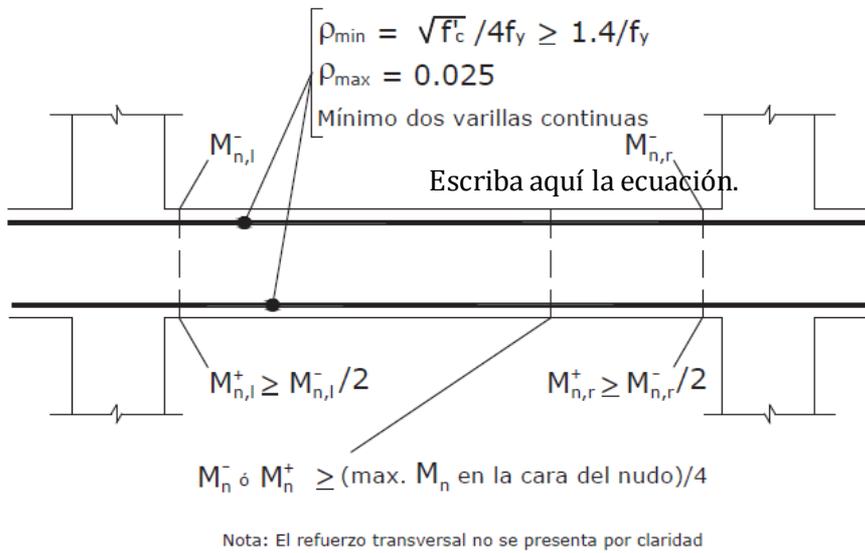


Figura 3: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión

	Momento Flector	Acero calculado(c)	Ac comercial cm2 fy = 4200	Acero comercial	% (acero)
Seccion 1	6.02	4.05	1.54	3Ø14mm	0.50%
		2.62	1.54	2Ø14mm	0.33%
Seccion 2	2.11	1.57	1.54	2Ø14mm	0.33%
		2.27	1.54	2Ø14mm	0.33%
Seccion 3	6.85	4.97	1.54	4Ø14mm	0.41%
		2.83	1.54	2Ø14mm	0.33%

$$\rho_{max} = 0.50pb \rightarrow 1.06\% \quad \text{o.k}$$

(ANEXO5)

Definición De Espectro De Diseño De Acuerdo A La NEC 2015

Combinaciones de Carga de acuerdo a la NEC 2015.

- “Combinación 1 : 0.4D
- Combinación 2 : 1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S ; R]
- Combinación 3: 1.2 D + 1.6 máx.[Lr; S ; R]+ máx.[L ; 0.5W]
- Combinación 4: 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx.[Lr; S ; R]
- Combinación 5: 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
- Combinación 6: 0.9 D +1.0 W
- Combinacion7: 0.9 D + 1.0 E” (3)
- COMBINACION 8: EMVOLVENTE

D = Carga permanente

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga (carga viva)

Lr= Sobrecarga cubierta (carga viva)

S = Carga de granizo

W = Carga de viento

Considerando las normas de la NEC 2015 (PELIGRO SISMICO) y considerando un tipo de perfil de subsuelo y el factor de z procedemos a calcular con el siguiente método:

Considerando las condiciones del proyecto se siguió el siguiente procedimiento para obtener el espectro de diseño:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd,Fs.

Fa=1 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

Fd=1,6 amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs=1,9 comportamiento no lineal de los suelos

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado será igual 1,8 para Provincias de la Costa.

r= 1,5 Factor usado en el espectro de diseño elástico y su valor depende de su ubicación geográfica

ϕ_e y $\phi_p= 0,9$ Coeficientes de configuración estructural en elevación y en planta.

R= 8 El coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) calculado considerando los coeficientes de configuración por irregularidad en planta 0.90 y elevación 0.90 es de 8.

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período de vibración de la estructura

TC= Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

TL= Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos

Formulas

El diseño espectral, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

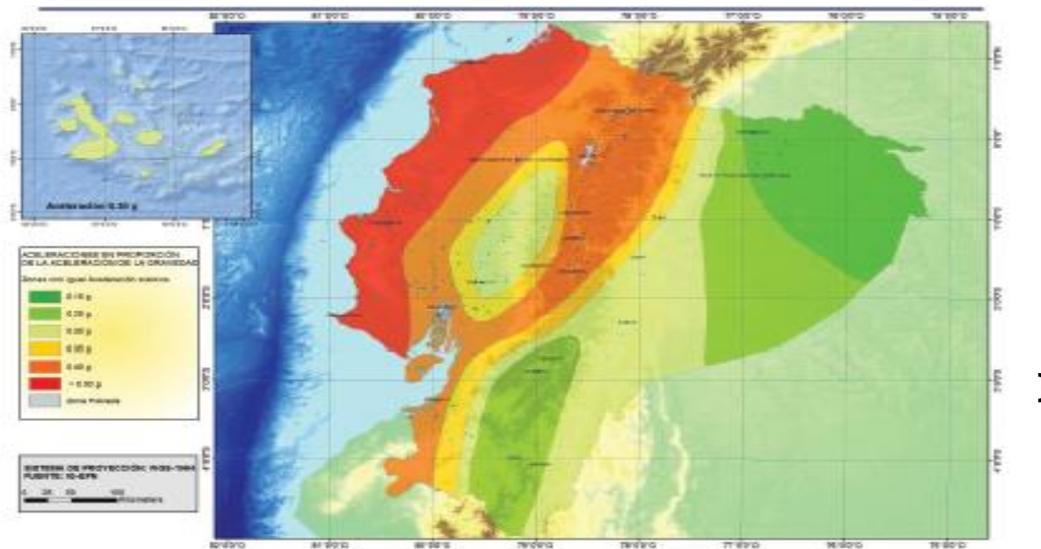
$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los límites para el período de vibración T_C y T_L

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Zonas Sísmicas a Nuestro Medio



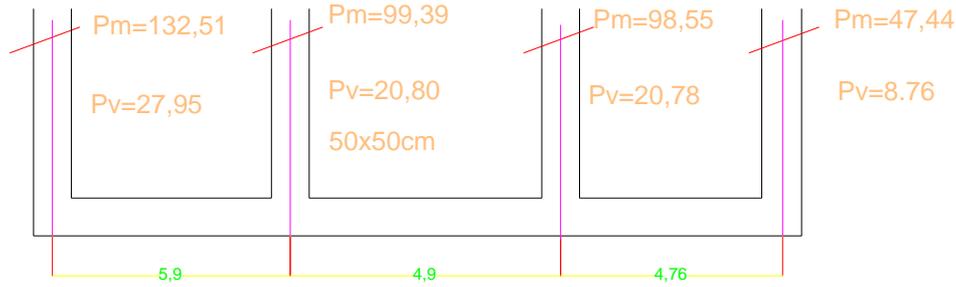
Valor De Z Para Zona Sísmica V

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

FUENTE: NEC 2015.

**ANEXO 6
DISEÑO DE CIMENTACIÓN**



$$P_t = P_m + 0.5 P_v$$

$$P_t = 132.51 + 0.50(27.95) + 99.39 + 0.5(20.80) + 98.55 + 0.5(20.78) + 47.44 + 0.5(8.76)$$

$$P_t = 417.03 \text{ ton}$$

Peso aproximado +15% 62.55

Peso total 479.58

Peso producido por relleno $\delta r = hf * \gamma_s$
 $\delta r = 1.60 * 2.0$
 $\delta r = 3.20 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzo admisible del suelo

$$\delta u = q_u - \gamma r$$

$$\delta u = 10 - 3.20$$

$$\delta u = 6.8 \text{ ton/m}^2$$

Area de cimentacion

$$A = \frac{P_t}{\delta u}$$

$$A = \frac{479.53 \text{ t}}{6.8 \text{ ton/m}^2}$$

$$A = 70.51 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{70.51 \text{ m}^2}{15.56 \text{ m}} = 4.40 \text{ m}$$

$$\text{Volado de zapata} = \frac{4.40 - 0.45}{2} = 1.95 \text{ m}$$

Calculo de hierro seccion transversal

Presion real del suelo $\sigma = \frac{479.53 \text{ ton}}{4.40 * 15.56} = \frac{6.8 \text{ t}}{\text{m}^2} \leq 6.8 \text{ ton/m}^2$

La carga por metro lineal

$$W = \frac{6.8 \text{ t}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 6.8 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{6.8 * 1.95^2}{2} = 12.92 \text{ ton/m}$$

$$R = 33.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = \rho f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho * f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho = \frac{0.18 f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.009$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi Rnb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2109000}{0.90 \cdot 33.78 \cdot 100}}$$

$$d = 26.33 \text{ cm}$$

$$h = 26.33 + 7$$

$$h = 33.33 = 35 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

Por razones de cheque por
cortante sumo 45cm

$$d = 38 \text{ cm}$$

DISEÑO DE SECCION DE
ACERO

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{38}{5} = 7.6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{2109000}{0.90 \cdot 4200 (38 - \frac{7.6}{2})}$$

$$A_s = 16.31 \text{ cm}^2$$

Chequeo valor asumido

$$a = \frac{16.31 \cdot 4200}{0.85 \cdot (210) \cdot (100)}$$

$$a = 3.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2109000}{0.90 \cdot 4200 (38 - \frac{3.83}{2})}$$

$$A_s = 15.46 \text{ cm}^2$$

Chequeo valor asumido

$$a = \frac{15.46 \cdot 4200}{0.85 \cdot (210) \cdot (100)} = 3.63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2109000}{0.90 \cdot 4200 (38 - \frac{3.63}{2})}$$

$$A_s = 15.41 \text{ cm}^2 \quad \text{o.k}$$

Armadura minima

$$\text{Arm min} = 0.0020 * b * h$$

$$\text{Arm min} = 0.0020 * 100 * 45$$

$$\text{Arm min} = 9 \text{ cm}^2$$

$$15.41 \geq 9 \text{ cm}^2 \quad \text{o.k}$$

numero de varillas

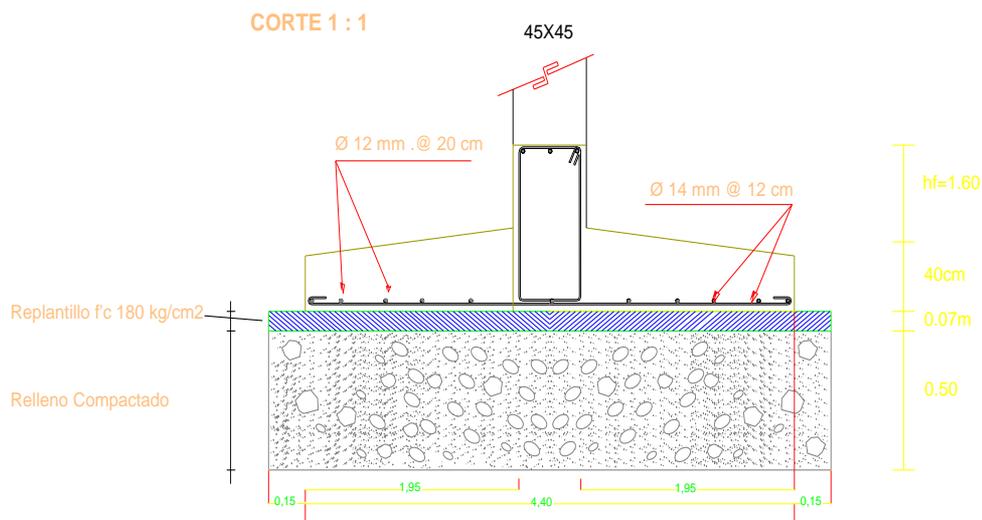
$$\frac{15.41 \text{ cm}^2}{1.54 \text{ cm}^2} = 10 \phi 14 \text{ mm} + 1 = 11 \phi 14 \text{ mm}$$

$$\text{Separacion} = \frac{100 - (2.5 + 11 * 1.4)}{10} = 11.21 \text{ cm}$$

$$\text{Separacion} = \frac{100 - (11 * 1.4)}{10} = 11.46 = 12 \text{ cm}$$

$$\# \text{varillas} = \frac{(1130 - 5)}{12} = 133 \phi 14 \text{ mm}$$

Armadura de reparto $\phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$



JRKUND

Jrkund Analysis Result

Analysed Document: LUCIO ALEXANDER AJILA..docx (D16389798)
Submitted: 2015-11-25 22:41:00
Submitted By: elreydeldisfraz-666@hotmail.com
Significance: 7 %

Sources included in the report:

<http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/2043/2/T-ESPE-020940-1.pdf>
<http://documents.mx/documents/actualidad-nacional-20dfdf14-julio.html>

Instances where selected sources appear:


ARQUITECTA
Luisona Campuzano
DOCENTE
0704180611