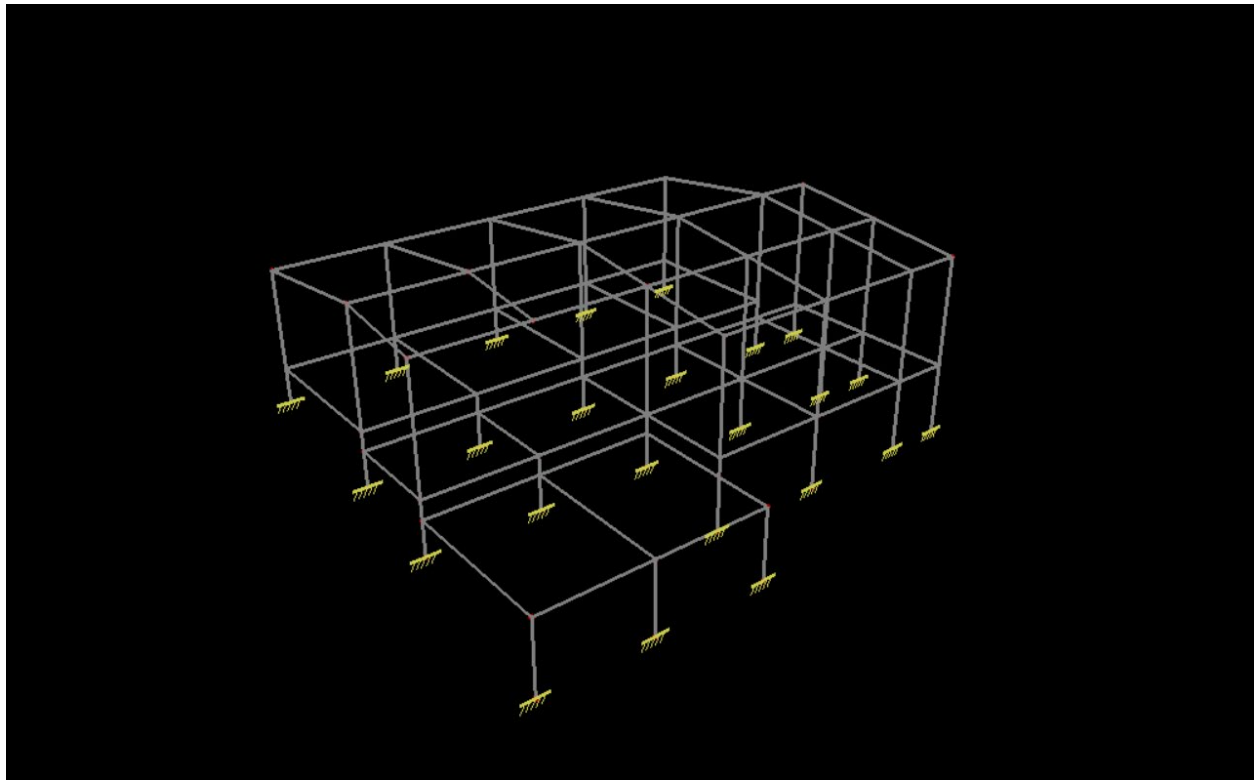




Memoria de Calculo Estructural

Proyecto: Vivienda Rodríguez Banegas
Diseñador: Ing. Ordoñez Gerardo
Supervisor Ing. Álvarez Cesar



Ubicación: EL TRIGO, EL HATILLO, FRANCISCO MORAZAN

ÍNDICE

Resumen	1
Detalle de Materiales	2
Casos de carga gravitacionales	3
Carga en elementos secundarios de techo (V3 0.3x0.2)	3
Carga Muerta	3
Carga Viva	4
Carga en elementos Principales de techo (V2 0.5 x 0.3)	4
Carga Muerta	4
Carga Viva	6
Carga en Columnas superiores (C2 0.3x0.3)	6
Carga Muerta	6
Carga Viva	7
Carga en Losa	8
Carga Muerta	8
Carga Viva	9
Carga en elementos principales de Losa (V1 0.5 x 0.4)	10
Carga Muerta	10
Carga Viva	12
Carga en Columnas Inferiores (C1 0.4 x 0.4)	12
Carga muerta.....	12
Carga Viva	15
Carga en cimentación Z1	15
Carga Muerta	15
Cargas Naturales.....	17
Carga por Viento.....	17
Coeficiente combinado para altura, exposición y factor de ráfaga Ce	17
Coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura bajo consideración Cq	18
Presión básica del viento para la altura estándar de 10 metros qs	19
Factor de importancia IW	19
Presión del viento P	20
Diseño por Sismo.....	21
Factor de zona sísmica Z.....	21
Determinación del coeficiente del suelo S y parámetros para curvas de espectro.....	21

Factor de importancia	22
Coeficiente <i>RW</i> para sistemas estructurales.....	22
Coeficiente C	24
Cálculo de cortante de diseño en la base	24
Calculo de cortante por nivel	25
Combinaciones de carga.....	25
$U = 1.4 D + 1.7 L$	25
$U = 0.75(1.4D+1.7L+1.7W+)$	25
$U = 0.9D + 1.3W+$	25
$U = 0.75(1.4D+ 1.7 L+1.87E+)$	26
$U = 0.9D+1.43E+$	26
Diseño Elemento V3	27
Diseño Elemento V2	35
Diseño Elemento V1	43
Diseño Elemento C2	51
Diseño Elemento C1	56
Diseño de Losa Aligerada.....	61
Diseño de Zapata.....	65
Solicitaciones en estado Ultimo.....	65
Solicitaciones en estado de servicio.....	65
Diseño	66
Planos Estructurales	72

Resumen

El documento adjunto detalla el diseño estructural ejecutado para el proyecto denominado ‘Vivienda Rodríguez Banegas’, ubicado en El Trigo, El Hatillo, Francisco Morazán, con un área de construcción aproximada de 234.541 m². El diseño se desarrolló conforme a las disposiciones del Código Hondureño de la Construcción, complementado con normativas internacionales de referencia, como el ACI318-19, entre otras. Para garantizar un margen adicional de seguridad, se empleó un modelo estructural ampliado que incrementa los claros a soportar por las vigas, superando los requerimientos de la estructura original.

Asimismo, los planos del proyecto fueron elaborados mediante un modelo tridimensional a escala en Revit, el cual será entregado al ingeniero supervisor. Este modelo facilitará la consulta y clarificación de cualquier aspecto que no resulte inmediatamente evidente en los planos estructurales.

Detalle de Materiales

En el diseño estructural del proyecto, se ha especificado el uso de concreto con una resistencia mínima a la compresión de 4000 PSI (equivalente a 280 kgf/cm²), el cual deberá ser ejecutado con una dosificación de 1:2:2 (una parte de cemento, dos partes de arena y dos partes de grava), recomendándose consultar las instrucciones específicas del fabricante para garantizar su óptima ejecución; asimismo, se empleará acero de refuerzo de grado 60 con una resistencia mínima de fluencia de 4200 kgf/cm², utilizándose varillas de 1" exclusivamente para el refuerzo principal de las vigas, varillas de 3/8" para los estribos de estas, varillas de 3/4" y 1/2" para las columnas, varillas de 5/8" para el refuerzo principal de la losa aligerada y varillas de 1/2" para el acero de temperatura de la misma, conforme a lo detallado en el diseño, mientras que las especificaciones del acero de refuerzo para las zapatas se encuentran consignadas en el plano estructural correspondiente.

Casos de carga gravitacionales

Carga en elementos secundarios de techo (V3 0.3x0.2)

Carga Muerta

La carga muerta del techo se desglosa en la siguiente tabla, cabe resaltar que tal como se indica en el plano arquitectónico, se estará trabajando con un techo de lámina de Aluzinc sin especificar una marca específica, para sencillas del documento al lector, esta carga se tomara con materiales de fabricantes representativos sin estos ser los materiales exactos utilizados en la construcción pero si representativos:

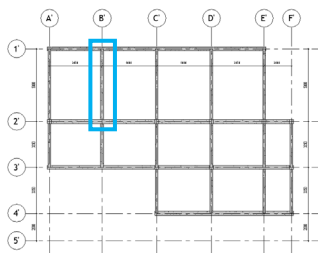
Tabla de pesos promedio para techo

Objeto	Peso (kg/m ²)	Fuente del dato	Descripción breve del objeto
Techo de lámina de aluzinc	3.29	Aluzinc Peru	Lámina de acero recubierta con aleación de aluminio y zinc, utilizada para techos, con espesor estándar de 0.50 mm.
Cielo falso de tablaroca	20	USG Corporation	Paneles de yeso estándar de 1/2" (12.7 mm) utilizados para falsos techos en interiores.
Instalación eléctrica y Climatización	152.957	(Estimación basada en densidad típica de cableado y componentes)	Sistema de cableado, tomas de corriente, interruptores, etc., para instalación residencial y climatización estándar.

Por lo que el peso por área total del techo será de $176.25 \frac{kg}{m^2}$ o lo que es igual $0.17625 \frac{tonf}{m^2}$

Ejemplo de Carga

Elemento V3 B' 1-2



Podemos notar que el elemento V3 B' 1-2 representa al elemento que va desde el nodo B'-1' hasta el nodo B'-2' además notamos que tiene una longitud tributaria de 3.9250 m esto proviene de obtener la mitad de cada una de las longitudes adyacentes al elemento, al multiplicar esto por el pero por área de techo obtenemos:

$$3.9250m * 0.17625 \frac{tonf}{m^2} = 0.6918 \frac{tonf}{m}$$

De esa forma podemos obtener la siguiente tabla:

Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Sobre Carga (Ton/m)
V3-A' 1-2	5.3	1.9250	0.3393
V3-B' 1-2	5.3	3.9250	0.6918
V3-C' 1-2	5.3	4.0000	0.7050
V3-D' 1-2	5.3	3.9250	0.6918
V3-E' 1-2	5.3	1.9250	0.3393
Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Sobre Carga (Ton/m)
V3-A' 2-3	3.35	1.9250	0.3393
V3-B' 2-3	3.35	3.9250	0.6918
V3-C' 2-3	3.35	4.0000	0.7050
V3-D' 2-3	3.35	3.9250	0.6918
V3-E' 2-3	3.35	2.9250	0.5155
V3-F' 2-3	3.35	1.0000	0.1762
Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Sobre Carga (Ton/m)
V3 C' 3-4	3.35	4.0000	0.7050
V3 D' 3-4	3.35	3.9250	0.6918
V3 E' 3-4	3.35	1.9250	0.3393
V3 F'3-4	3.35	1.0000	0.1762

Nótese que el ejemplo de carga actual no incluye el peso propio del elemento pues este se estará tomando en cuenta mas adelante

Carga Viva

Para la vivienda Rodríguez Banegas el techo no contará con carga viva, pues no será de carácter ocupacional

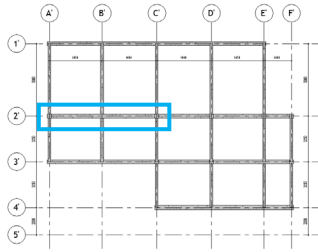
Carga en elementos Principales de techo (V2 0.5 x 0.3)

Carga Muerta

La carga muerta para los elementos principales contara de el peso propio de cada viga principal, así como una carga puntual representada por las vigas secundarias de techo, para el calculo de esto ultimo se utilizo el valor de $2.4 \frac{tonf}{m^3}$ para el peso propio del concreto, ademas tomaremos que los elementos secundarios de techo tendrán una dimensión de 0.3m por 0.2m obteniendo así un peso promedio de $0.144 \frac{tonf}{m}$ por cada viga secundaria, y luego este valor se multiplico por la longitud tributaria de cada elemento, ademas de esta misma forma se obtuvo el peso propio de cada viga.

Ejemplo de Carga

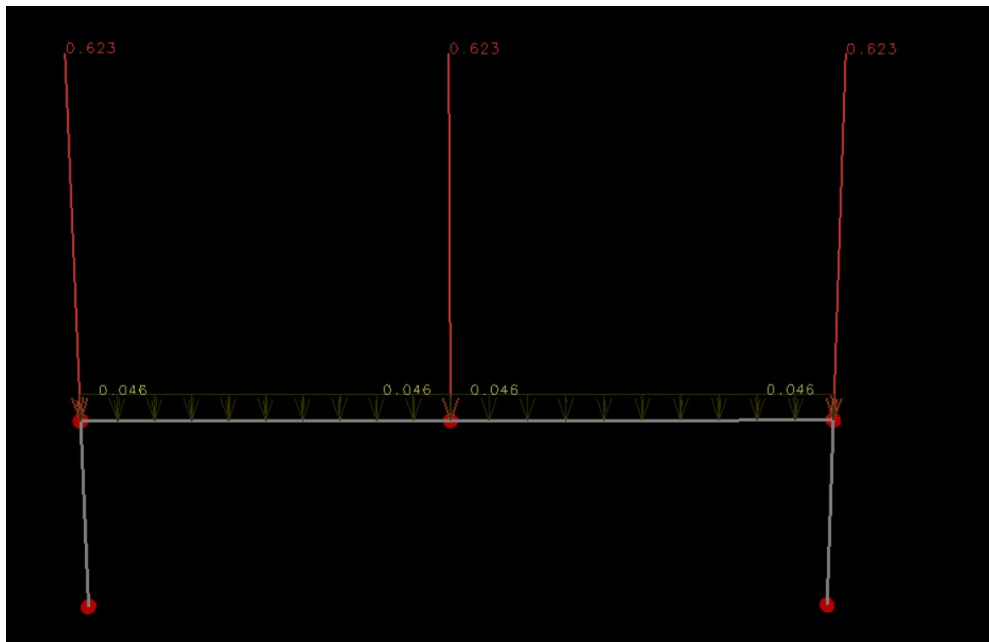
Elemento V2 3' A-C



Podemos notar que el elemento V2 3' A-C representa al elemento estructural que va desde el nodo A'-2 al nodo C'-2' el cual tiene una longitud total de 7.85m y el cual cuenta con una longitud tributaria de 4.325m el cual al multiplicar por el peso por longitud de las vigas V3 obtenemos:

$$4.325m * 0.144 \frac{ton}{m} = 0.6228 ton$$

Además podemos notar que tendrá una cantidad de 3 elementos apoyados sobre está obteniendo de esa forma lo siguiente:



Podemos notar que el peso propio por longitud del elemento se obtuvo de la misma manera simplemente variándolo las dimensiones por las propias del elemento, utilizando una metodología y criterio similar pudimos obtener la siguiente tabla:

Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Peso Propio (Ton/m)	Peso por Viga V3 (ton)
V2-1' A-B	3.85	2.65	0.0935	0.3816
V2-1' B-C	4	2.65	0.0900	0.3816
V2-1' C-D	4	2.65	0.0900	0.3816
V2-1' C-E	3.85	2.65	0.0935	0.3816

Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Peso Propio (Ton/m)	Peso por Viga V3 (ton)
V2-2' A-C	7.85	4.325	0.0459	0.6228
V2-2' C-D	4	4.325	0.0900	0.6228
V2-2' C-E	3.85	4.325	0.0935	0.6228
V2-2' E-F	2	1.675	0.1800	0.2412
Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Peso Propio (Ton/m)	Peso por Viga V3 (ton)
V2-3' A-C	7.85	1.675	0.0459	0.2412
V2-3' C-D	4	3.35	0.0900	0.4824
V2-3' D-E	3.85	3.35	0.0935	0.4824
V2-3 E-F	2	3.35	0.1800	0.4824
Nombre	Longitud (m)	Longitud tributaria (m)	Peso Propio (Ton/m)	Peso por Viga V3 (ton)
V2-4' C-D	4	1.675	0.0900	0.2412
V2-4' D-E	3.85	1.675	0.0935	0.2412
V2-4' E-F	2	1.675	0.1800	0.2412

Carga Viva

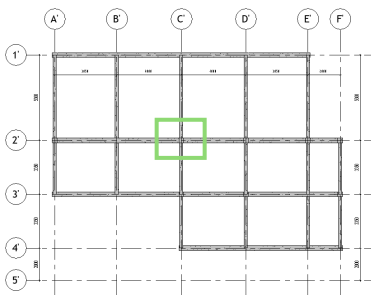
Para la vivienda Rodríguez Banegas el techo no contará con carga viva, pues no será de carácter ocupacional

Carga en Columnas superiores (C2 0.3x0.3)

Carga Muerta

Para la carga muerta de las columnas superiores podemos seguir el mismo criterio que hemos estado siguiendo, podemos notar que en cada columna tendrá al menos un extremo de viga que estará sosteniendo, es de esa forma que podemos obtener la carga axial que esta deberá estar soportando, multiplicando el peso propio por longitud de la respectiva viga, por la longitud tributaria

Ejemplo de carga:



Para el caso presentado, podemos notar que tenemos un total de 4 vigas que estarán llegando a la columna 2 de estas columnas serán de carácter secundario (V3) y 2 de estas serán de carácter principal (V2) también podemos notar que tendremos cuatro longitudes tributarias diferentes, la primera es del elemento V3-C' 1-2 el cual podemos notar que contribuye con una longitud tributaria de 2.65m luego tenemos el elemento V3-C' 2-3 el cual contribuye con una longitud tributaria de 1.675m luego tenemos el elemento V2-2' A-C el cual contribuye con una longitud tributaria de 3.925m y por ultimo el elemento V2-2' C-D el cual contribuirá con una longitud tributaria de 2m luego podemos sumar cada longitud de cada elemento similar y multiplicar, obteniendo así lo siguiente:

$$\text{Longitu Tributaria V3} = 2.65m + 1.675m = 4.325m$$

$$\text{Longitud Tributaria V2} = 3.925m + 2m = 5.925m$$

Es así como multiplicando todo obtenemos

$$PV3 = 4.325 * 0.3 * 0.2 * 2.4 = 0.6228 \text{ Ton}$$

$$PV2 = 5.925 * 0.5 * 0.3 * 2.4 = 2.133 \text{ Ton}$$

Y por último solo debemos sumar, teniendo así una carga sobre la columna C'2' de 2.7558 Ton

Siguiendo un criterio y metodología similar obtenemos la siguiente tabla:

Nombr e	Longitud tributaria Principal	Longitud tributaria Secundaria	Peso V2	Peso V3	Suma Total
C2 1-A	1.925	2.65	0.693	0.3816	1.0746
C2 1-B	3.925	2.65	1.413	0.3816	1.7946
C2 1-C	4	2.65	1.44	0.3816	1.8216
C2 1-D	3.925	2.65	1.413	0.3816	1.7946
C2 1-E	1.925	2.65	0.693	0.3816	1.0746
Nombr e	Longitud tributaria Principal	Longitud tributaria Secundaria	Peso V2	Peso V3	Suma Total
C2 2-A	1.925	4.325	0.693	0.6228	1.3158
C2 2-C	5.925	4.325	2.133	0.6228	2.7558
C2 2-D	3.925	4.325	1.413	0.6228	2.0358
C2 2-E	2.925	4.325	1.053	0.6228	1.6758
C2 2-F	1	1.675	0.36	0.2412	0.6012
Nombr e	Longitud tributaria Principal	Longitud tributaria Secundaria	Peso V2	Peso V3	Suma Total
C2 3-A	1.925	1.675	0.693	0.2412	0.9342
C2 3-C	5.925	1.675	2.133	0.2412	2.3742
C2 3-D	3.925	3.35	1.413	0.4824	1.8954
C2 3-E	2.925	3.35	1.053	0.4824	1.5354
C2 3-F	1	3.35	0.36	0.4824	0.8424
Nombr e	Longitud tributaria Principal	Longitud tributaria Secundaria	Peso V2	Peso V3	Suma Total
C2 4-C	2	1.675	0.72	0.2412	0.9612
C2 4-D	3.925	1.675	1.413	0.2412	1.6542
C2 4-E	2.925	1.675	1.053	0.2412	1.2942
C2 4-F	1	1.675	0.36	0.2412	0.6012

Cabe recalcar que el peso propio de las columnas C2 estará siendo considerado ms adelante

Carga Viva

Podemos notar que la columna C2 no estará sometida por ningún tipo de carga viva

Carga en Losa

Carga Muerta

Carga por tabiquería

Para el calculo de la carga por tabiquería estaremos desglosando este peso por cada elemento que compone la cara

Tabaquería - Ladrillo

Para el calculo de la carga por el ladrillo estaremos tomando un ladrillo con dimensiones establecidas, espesor de 10 cm, Altura de 15 cm y un Ancho de 24 cm, además podemos tomar que en 1 metro cuadrado de área se usaran 24 ladrillos por metro, además tomaremos que el peso unitario por ladrillo es de 2.85kg que tendremos por toda la edificación una Longitud de muro de 76.15m y una altura promedio de 4.75m es así que para obtener el peso por área del ladrillo realizamos los siguientes cálculos :

$$\text{Area Total de Elevacion} = \text{Longitud de Muro} * \text{Altura de muro} = 361.712 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen por ladrillo} = \text{espesor} * \text{altura} * \text{ancho} = 3600 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen de ladrillo por metro cuadrado} = \text{Volumen de ladrillo} * \text{piezas por metro}$$

$$\text{Volumen de ladrillo por metro cuadrado} = 3600 \text{ cm}^3 * \frac{24}{\text{m}^2} = 0.08640 \text{ m}$$

$$\text{Peso del ladrillo por metro cuadrado} = \text{Peso Unitario} * \text{piezas por metro}$$

$$\text{Peso del ladrillo por metro cuadrado} = 2.85 \text{ kg} * \frac{24}{\text{m}^2} * g = 68.40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Mortero

Para el peso por mortero estaremos utilizando su peso especifico el cual es de aproximadamente 2140 kg por metro cubico, luego restamos en un metro cuadrado de ladrillo el volumen para obtener el volumen de mortero teniendo así lo siguiente:

$$\text{Volumen de mortero} = 0.1 \text{ m} - \text{Volumen de ladrillo} = 0.01360 \text{ m}$$

Esto para un metro cubico de ladrillo y mortero y luego solo deberemos multiplicar esto por el peso específico obteniendo así:

$$\text{Peso Mortero en Ladrillo} = 29.123 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Revestimiento

Para el revestimiento tomaremos en cuenta que cada pared tendrá revestimiento por ambos lados, y que se les estará añadiendo cerámica pues es el peor caso posible, además tomaremos que el espesor de revestimiento por cada capa será de 2.5cm, 1.5 cm de mortero mas 1 cm de revestimiento por la cerámica, además tomamos en cuenta que la cerámica tendrá un peso específico de aproximadamente 21kN por metro cubico.

Es así que para el peso por portero de revestimiento tenemos:

$$\text{Peso mortero revestimiento} = 1.5 \text{ cm} * 2 * \text{peso especifico del mortero} = 64.24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Para la cerámica obtenemos de una forma similar lo siguiente:

$$\text{Peso por ceramica} = 1\text{cm} * 2 * \text{peso especifico de la ceramica} = 50.9858 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Suma final

Una vez obtenido todo esto podemos realizar la suma correspondiente de pesos, y luego esto multiplicarlo por el área total de elevación, una vez hecho esto solo debemos dividir el resultado entre el área de planta total la cual es igual a 188.85 metros cuadrados, teniendo así lo siguiente:

$$\text{Peso total Tabiquería} = 68.4 + 29.123 + 64.24 + 50.9858 = 148.5089 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{peso por area de planta} = \frac{148.5089 * 361.712}{188.85} = 284.4455 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Resumen de cargas en losa

De la forma anteriormente expuesta y siguiendo un criterio similar se calcularon las siguientes cargas:

Objeto	Peso (kg/m ²)
tabiquería	284.4455
Inmobiliario	195.7855
Hidrosanitaria	50.9858
Peso propio de losa	480

Nótese que en la tabla se incluyó el peso propio de una losa maciza de 20 cm de espesor sin embargo esta será una losa aligerada

Es así que tenemos una carga muerta total de $1011.2168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga Viva

Para determinar la carga viva a utilizar según se estipula en el código hondureño de la construcción en la sección 1.1.4 en la tabla 1.1.4-1

Tabla 1.1.4-1 Cargas uniformes y concentradas

OCUPACIÓN O USO		CARGA UNIFORME	CARGA CONCENTRADA
Categoría	Descripción	Kg/m ²	Kg
1 Aceras y calles de entrada	Acceso público	1,250	Ver nota b
2 Áreas de reuniones públicas ^a y auditorios, incluye balcones	Áreas con asientos fijos	250	0
	Áreas con asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	825	0
3 Américas		750	0
4 Bibliotecas	Cuartos de lectura	300	500 ^d
	Cuartos de libros	825	750 ^d
5 Bodegas y almacenes	Liviana	825	0
	Pesada	1,250	0
6 Comisas y marquesinas		300 ^e	0
7 Cuartos de baño o sanitarios		Ver nota f	0
8 Escuelas	Aulas	200	500 ^g
9 Estacionamientos o garajes	Vehículos en general y/o taller	500	Ver nota b
	Automóviles privados (5 personas capacidad máxima)	250	Ver nota b
10 Fábricas	Liviana	375	1,000 ^h
	Pesada	825	1,500 ^h
11 Graderías, palcos, bancas o sillas		500	
12 Hospitales	Cuartos y divisiones	200	500 ^d
13 Imprentas	Cuartos de prensas	750	1,250 ^d
	Cuartos de ordenación y composición	500	1,000 ^d
14 Oficinas		250	1,000 ^h
15 Puentes peatonales y pasarelas		500	0
16 Residencial ^a	Área básica de piso	200	0 ^h
	Balcones exteriores	300 ^h	0
	Terrazas	200 ^h	0
		500	0 ^h
17 Salidas de lugares públicos ⁱ		250	1,000 ^h
18 Sistemas de piso para acceso	Uso de oficinas	250	1,000 ^h
	Uso de computadoras	500	1,000 ^h
19 Terrazas en techos	Igual al área servida o para el tipo de ocupación acomodada		
20 Tiendas		500	1,500 ^h

^a Ver la Sección 1.1.4 para información de cargas vivas

La carga viva para una edificación residencial, un área básica de piso deberá considerarse de $200 \frac{kg}{m^2}$.

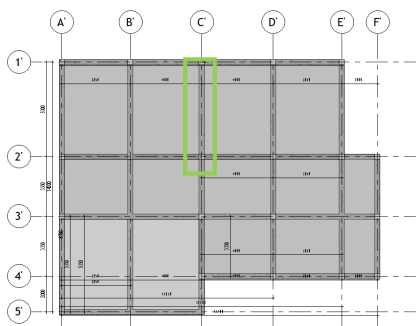
Carga en elementos principales de Losa (V1 0.5 x 0.4)

Carga Muerta

Podemos notar que el sistema de vigas debajo de la losa deberá cargar con el peso de la losa así como su peso propio es así que continuando con la metodología anterior obtenemos lo siguiente:

Ejemplo de carga Ejes Horizontales

Elemento V1-C' 1-2



Podemos notar que el elemento V1 C' 1-2 representa al elemento estructural que va desde el nodo C'-1 al nodo C'-2' el cual tiene una longitud total de 5.3m y el cual cuenta con una longitud tributaria de 4 m el cual al multiplicar por el peso proporcionado por la losa obtenemos:

$$4m * 1.01122 \frac{ton}{m} + 0.5 * 0.3 * 2.4 = 4.525 ton$$

De una forma similar obtenemos las siguientes tablas, tanto para los ejes horizontales como para los ejes verticales

Ejes Horizontales (Letrados)

Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-A' 1-2	1.925	2.42659234
V1-A' 2-3	1.925	2.42659234
V1-A' 3-5	1.925	2.42659234
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-B' 1-2	3.925	4.44902594
V1-B' 2-3	3.925	4.44902594
V1-B' 3-5	3.925	4.44902594
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-C' 1-2	4	4.5248672
V1-C' 2-3	4	4.5248672
V1-C' 3-4	2	2.5024336
V1-C' 4-5	2	2.5024336
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-D' 1-2	3.925	4.44902594
V1-D' 2-3	3.925	4.44902594
V1-D' 3-4	3.925	4.44902594
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-E' 1-2	1.925	2.42659234
V1-E' 2-3	2.925	3.43780914
V1-E' 3-4	2.925	3.43780914
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-F' 2-3	1	1.4912168
V1-F' 3-4	1	1.4912168

Ejes Verticales (Ejes Numerados)

Nivel 1		
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-1' A-B	2.65	3.15972452
V1-1' B-C	2.65	3.15972452
V1-1' C-D	2.65	3.15972452
V1-1' D-E	2.65	3.15972452
V1-2' A-B	2.65	3.15972452
V1-2' B-C	2.65	3.15972452
V1-2' C-D	2.65	3.15972452
V1-2' D-E	2.65	3.15972452
Nivel 2		
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-2' A-B	1.675	2.17378814
V1-2' B-C	1.675	2.17378814
V1-2' C-D	1.675	2.17378814
V1-2' D-E	1.675	2.17378814

V1-2' E-F	1.675	2.17378814
V1-3' A-B	1.675	2.17378814
V1-3' B-C	1.675	2.17378814
V1-3' C-D	3.35	3.86757628
V1-3' D-E	3.35	3.86757628
V1-3' E-F	3.35	3.86757628
V1-4' C-D	1.675	2.17378814
V1-4' D-E	1.675	2.17378814
V1-4' E-F	1.675	2.17378814
Nivel 3		
Nombre	Longitud tributaria (m)	Peso de Sobrecarga + Peso Propio (ton / m)
V1-3' A-B	2.675	3.18500494
V1-3' B-C	2.675	3.18500494

Carga Viva

Para determinar la carga viva a utilizar según se estipula en el código hondureño de la construcción en la sección 1.1.4 en la tabla 1.1.4-1

Tabla 1.1.4-1 Cargas uniformes y concentradas

OCUPACIÓN O USO		CARGA UNIFORME	CARGA CONCENTRADA
Categoría	Descripción	Kg/m ²	Kg
1	Aceras y calles de entrada	1,250	Ver nota b
2	Áreas de reuniones públicas ^a y auditorios, incluye balcones	250	0
	Áreas con asientos fijos	500	0
	Áreas con asientos móviles y otras áreas	625	0
3	Américas	750	0
4	Bibliotecas	300	500 ^a
	Cuartos de libros	625	750 ^a
5	Bodegas y almacenes	625	0
	Pesada	1,250	0
6	Cornisas y marquesinas	300 ^a	0
7	Cuartos de baño o sanitarios	Ver nota f	0
8	Escuelas	200	500 ^a
9	Estacionamientos o garajes	500	Ver nota b
	Vehículos en general y/o taller	250	Ver nota b
10	Fábricas	375	1,000 ^a
	Pesada	625	1,500 ^a
11	Graderías, palcos, bancas o sillas	500	0
12	Hospitales	200	500 ^a
13	Imprentas	750	1,250 ^a
	Cuartos de ordenación y composición	500	1,000 ^a
14	Oficinas	250	1,000 ^a
15	Puentes peatonales y pasarelas	500	0
16	Residencial ^a	200	0 ^a
	Área básica de piso	300 ^a	0
	Balcones exteriores	200 ^a	0
17	Salidas de lugares públicos ¹	500	0 ^a
18	Sistemas de piso para acceso	250	1,000 ^a
	Uso de computadoras	500	1,000 ^a
19	Terrazas en techos	Igual al área servida o para el tipo de ocupación acomodada	
20	Tiendas	500	1,500 ^a

Ver la Sección 1.1.4 para definición de carga viva

La carga viva para una edificación residencial, un área básica de piso deberá considerarse de $200 \frac{kg}{m^2}$.

Carga en Columnas Inferiores (C1 0.4 x 0.4)

Carga muerta

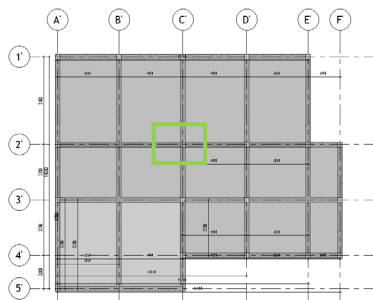
Nivel 1

Podemos notar que para el nivel 1, los puntos que se encuentran son los nodos que intersecan el eje 1 y eje 2, además debemos notar que a estas columnas desembocan la carga de las columnas sobre la losa, es así que para poder realizar estas cargas tenemos que considerar el peso propio de

las columnas sobre la losa, además considerar la longitud tributaria de los elementos vigas que están soportando a la losa es así que tenemos lo siguiente:

Ejemplo de Carga:

Elemento C1 2'-C'



Podemos notar que para la columna encontrada en la intersección del eje 2 – C la longitud tributaria correspondiente a esta será de 5.3m entre dos mas 4m sobre dos mas otra vez 4m sobre 2 mas 3.35m entre dos, además así de eso debe tomarse en cuenta el peso que carga la columna C2 sobre la losa en el punto 2-C el cual es un peso de 2.7558 Ton además de eso debemos tomar en cuenta el peso de la propia columna C2 el cual será en promedio de 4.6m de altura por 0.3m de ancho por 0.3m de espesor por 2.4 toneladas por metro cubico que es el peso específico del concreto, obtenido así lo siguiente:

$$\text{Peso en C1} = 6.65m * 0.5m * 0.3m * 2.4 \frac{\text{ton}}{m^3} + 2.7558 \text{ ton} + 0.3m * 0.3m * 4.6m * 2.4 \frac{\text{ton}}{m^3}$$

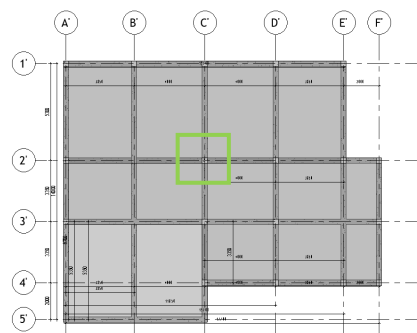
$$\text{Peso en C1} = 6.9846 \text{ ton}$$

Nivel 2

Para el Nivel 2 podemos notar que además del caso presentado anterior también tenemos el caso que se presenta en las columnas debajo de las columnas anteriormente presentadas teniendo así lo siguiente:

Ejemplo de Carga:

Elemento C1 2'-C'



Para el segundo Nivel del elemento C1 2'-C' podemos ver que deberá cargar con el peso anterior de 6.9846 ton mas el peso propio del elemento hasta ese punto el cual esta dado por un salto de 0.65m por 0.4m de ancho y 0.4m de espesor teniendo así lo siguiente:

$$\text{Peso en C1} = 6.9846 \text{ ton} + 0.65\text{m} * 0.4\text{m} * 0.4\text{m} * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 9.9582 \text{ ton}$$

Resumen

Para el Nivel 3 tenemos ambos casos expuestos anterior mente obteniendo así la siguiente tabla:

Nivel 1			
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 1'-A'	4.575	4.3074	1.2
C1 1'-B'	6.575	5.9874	1.2
C1 1'-C'	6.65	6.0504	1.2
C1 1'-D'	6.575	5.9874	1.2
C1 1'-E'	4.575	4.3074	1.2
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 2'-A'	4.575	4.5486	0.65
C1 2'-B'	6.575	4.1928	0.65
C1 2'-C'	6.65	6.9846	0.65
C1 2'-D'	6.575	6.2286	0.65
C1 2'-E'	4.575	4.9086	0.65
Nivel 2			
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 2'-A'	3.6	6.5262	1.2
C1 2'-B'	5.6	7.1304	1.2
C1 2'-C'	5.675	9.9582	1.2
C1 2'-D'	5.6	9.1662	1.2
C1 2'-E'	3.6	6.8862	1.2
C1 2'-F'	2.675	2.922	1.2
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 3'-A'	3.6	3.699	0.65
C1 3'-B'	5.6	2.688	0.65
C1 3'-C'	7.35	6.939	0.65
C1 3'-D'	7.275	6.4242	1.85
C1 3'-E'	6.275	5.5842	1.85
C1 3'-F'	4.35	3.9672	1.85
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 4'-C'	3.675	3.762	0.65
C1 4'-D'	7.275	6.183	2.5
C1 4'-E'	6.275	5.343	2.5
C1 4'-F'	2.675	2.922	2.5
Nivel 3			
Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 3'-A'	4.6	6.219	0.65
C1 3'-B'	4.6	5.208	0.65
C1 3'-C'	1.925	8.175	0.65

Nombre	Longitud Tributaria (m)	Peso (Ton)	Altura (m)
C1 4'-C'	4.675	6.318	0.65
C1 5'-A'	4.585	2.2008	2.5
C1 5'-B'	6.525	3.132	2.5
C1 5'-C'	2.925	1.404	2.5

Carga Viva

Podemos notar que la carga viva ya ah sido considerada por lo que para estas columnas no se tomara en cuenta

Carga en cimentación Z1

Carga Muerta

Para la carga muerta que llega a la zapata será la suma de la carga axial que llega a la columna más su peso propio

Ejemplo de carga:

Elemento C1 2'-C'

Continuando con el mismo elemento podemos notar que la altura hasta el apoyo será de 1.2m además deberemos sumar la carga que esta soporta teniendo así

$$Carga\ apoyo\ C' - 2' = 0.4m * 0.4m * 1.2m * 2.4 \frac{ton}{m^3} + 9.9582ton = 10.419\ ton$$

Continuando con una metodología similar se puede generar la siguiente tabla:

Nivel 1			
Nombre	Peso (Ton)	Altura (m)	Peso en Apoyo (Ton)
C1 1'-A'	4.3074	1.2	4.7682
C1 1'-B'	5.9874	1.2	6.4482
C1 1'-C'	6.0504	1.2	6.5112
C1 1'-D'	5.9874	1.2	6.4482
C1 1'-E'	4.3074	1.2	4.7682
Nivel 2			
Nombre	Peso (Ton)	Altura (m)	Peso en Apoyo (Ton)
C1 2'-A'	6.5262	1.2	6.987
C1 2'-B'	7.1304	1.2	7.5912
C1 2'-C'	9.9582	1.2	10.419
C1 2'-D'	9.1662	1.2	9.627
C1 2'-E'	6.8862	1.2	7.347
C1 2'-F'	2.922	1.2	3.3828
Nombre	Peso (Ton)	Altura (m)	Peso en Apoyo (Ton)
C1 3'-D'	6.4242	1.85	7.1346
C1 3'-E'	5.5842	1.85	6.2946
C1 3'-F'	3.9672	1.85	4.6776
Nombre	Peso (Ton)	Altura (m)	Peso en Apoyo (Ton)

C1 4'-D'	6.183	2.5	7.143
C1 4'-E'	5.343	2.5	6.303
C1 4'-F'	2.922	2.5	3.882
Nivel 3			
Nombre	Peso (Ton)	Altura (m)	Peso en Apoyo (Ton)
C1 5'-A'	2.2008	2.5	3.1608
C1 5'-B'	3.132	2.5	4.092
C1 5'-C'	1.404	2.5	2.364

Cargas Naturales

Carga por Viento

Para determinar la carga por viento a utilizar según se estipula en el código hondureño de la construcción en la sección 1.2 se deberá determinar lo siguiente:

- Coeficiente combinado para altura, exposición y factor de ráfaga [C_e]
- Coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura bajo consideración [C_q]
- Factor de importancia [I_W]
- Presión básica del viento para la altura estándar de 10 metros [q_s]
- Presión de diseño del Viento [P] donde $P = C_e * C_q * q_s * I_W$

Coeficiente combinado para altura, exposición y factor de ráfaga C_e

El proyecto será ubicará [LOTE A-1, BLOQUE H LOTIFICACION EL TRIGO, EL HATILLO MUNICIPIO DEL DISTRITO CENTRAL, DEPARTAMENTO DE FRANCISCO MORAZAN] Según se estipula en el código hondureño de la construcción en las definiciones encontradas en la sección 1.2.2, podemos determinar que el proyecto tendrá un tipo de EXPOSICION B. además, notamos que el proyecto no contará con una altura promedio menor a 5 metros por lo que de acuerdo con la tabla 1.2.3-2 El coeficiente combinado para altura, exposición y factor de ráfaga C_e será de 0.62

Tabla 1.2.3-2 Coeficiente combinado C_e , para altura, exposición y factor de ráfaga ^a

Altura promedio sobre el nivel del terreno, metros.	Exposición B	Exposición C	Exposición D
0 - 5	0.62	1.07	1.39
7.5	0.71	1.17	1.49
10	0.78	1.25	1.56
12.5	0.84	1.31	1.62
15	0.89	1.37	1.67
20	0.98	1.46	1.75
25	1.06	1.53	1.82
30	1.12	1.60	1.87
40	1.24	1.70	1.97
50	1.33	1.79	2.04
75	1.53	1.96	2.16
100	1.66	2.09	2.29
125	1.81	2.19	2.38

^a Se permite interpolar para valores intermedios de alturas sobre 5 metros.

Estructura o piso no encerrado es una estructura o piso que tiene el 85% o más de aberturas en todos sus lados.

Estructura o piso parcialmente encerrado es una estructura o piso que tiene más del 15% de cualquier área proyectada de barlovento abierta, y en la cual el área de las aberturas en todas las otras áreas proyectadas es menor que la mitad del área en la proyección de barlovento.

Exposición B es para un terreno con edificios, árboles o irregularidades en la superficie, que cubren por lo menos el 20% del área del terreno parejo extendiéndose 1,600 metros o más desde el sitio.

Exposición C es para un terreno que es plano y generalmente abierto, extendiéndose 800 metros o más desde el sitio en cualquier cuadrante completo.

Exposición D representa la exposición más severa en áreas con una velocidad básica del viento de 130 Km/h o mayores, y es para un terreno plano y sin obstrucciones y que está frente a grandes cuerpos de agua de 1.6 Km o más de ancho respecto a cualquier cuadrante del sitio del edificio. La exposición D se extiende de la línea costera hacia tierra firme 400 metros o 10 veces la altura del edificio, la distancia que sea mayor.

Región con viento especial es un área donde los registros locales y las características del terreno indican que la velocidad más rápida del viento es mayor que la mostrada en la Figura 1.2.4-1.

Velocidad básica del viento es la velocidad más rápida del viento asociada con una probabilidad anual de 0.02, medida a una altura de 10 metros sobre el terreno y para un área que tiene una categoría de exposición C.

Velocidad más rápida del viento es la velocidad del viento obtenida de las mapas de velocidades de viento preparados por el Instituto Meteorológico Nacional, y es la velocidad promedio mayor sostenida basada en el tiempo requerido para una muestra de aire de 1 Km de largo en pasar por un punto fijo.

Definiciones sección 1.2.2

Coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura bajo consideración C_q

Basados en las definiciones de la tabla 1.2.3-3 del código Hondureño de la construcción para Muros a barlovento y sotavento respectivamente el coeficiente C_q será de 0.8 y 0.5 respectivamente

Tabla 1.2.3-3 Coeficiente de presión C_q

Estructura o parte	Descripción	Factor C_q	Efecto
1 Sistemas y marcos principales	Método 1 (Método de la fuerza normal)		
	Muros:		
	Muro de barlovento	0.8	empuje
	Muro de sotavento	0.5	succión
	Techos ^a		
	Viento perpendicular a la cumbrera		
	Techo de sotavento o techo plano	0.7	succión
	Techo de barlovento		
	pendiente menor que 16.7%	0.7	succión
	pendiente de 16.7% a 75%	0.9 o 0.3	succ. o emp.
	pendiente de 75% a 100%	0.4	empuje
2 Elementos y componentes en áreas sin discontinuidades ^b	pendiente mayor que 100%	0.7	empuje
	Viento paralelo a la cumbrera y techos planos	0.7	succión
	Método 2 (Método del área proyectada)		
	Sobre el área vertical proyectada		
	Estructuras con altura menor o igual a 12 m	1.3	succ. y emp.
	Estructuras con altura mayor que 12 m	1.4	succ. y emp.
	Sobre el área horizontal proyectada ^a	0.7	hacia arriba
	Elementos de muros		
	Todas la estructuras	1.2	empuje
	Estructuras cerradas y no cerradas	1.2	succión
	Estructuras parcialmente cerradas	1.6	succión
3 Elementos y componentes en áreas de discontinuidades ^{b, c, d}	Muros de parapetos	1.3	succ. o emp.
	Elementos de techos ^a		
	Estructuras cerradas y no cerradas		
	pendiente menor que 58.3%	1.3	succión
	pendiente de 58.3% a 100%	1.3	succ. o emp.
	Estructuras parcialmente cerradas		
	pendiente menor que 16.7%	1.7	succión
	pendiente de 16.7% a 58.3%	1.6 o 0.8	succ. o emp.
	pendiente de 58.3% a 100%	1.7	succ. o emp.
	Muros: esquinas ^f	1.5 o 1.2	succ. o emp.
	Techos: aleros, quiebres o cumbreras sin salientes ^f		
4 Chimeneas tanques y torres sólidas	pendiente menor que 16.7%	2.3	hacia arriba
	pendiente de 16.7% a 58.3%	2.6	succión
	pendiente de 58.3% a 100%	1.6	succión
	Techos: para pendientes menores que 16.7%		
5 Torres tipo armadura ^{a, b}	Salientes de aleros, quiebres o cumbreras y cobertizos	0.5	sumar arriba
	Forma cuadrada o rectangular		
	Diagonal	4.0	
	Normal	3.6	
6 Accesorios en torres (como luces, escaleras, ductos, y elevadores)	Forma triangular	3.2	
	Miembros cilíndricos		
	diámetro menor o igual a 5 cm	1.0	
	diámetro mayor que 5 cm	0.8	
7 Rótulos, astas, postes, estructuras menores.	Miembros planos a angulares	1.3	
		1.4	succ. y emp.

^a Para estructuras de 110 pies o el nivel superior de estructuras de varas tiene normalmente cerradas: un valor adicional de 0.1 K deberá

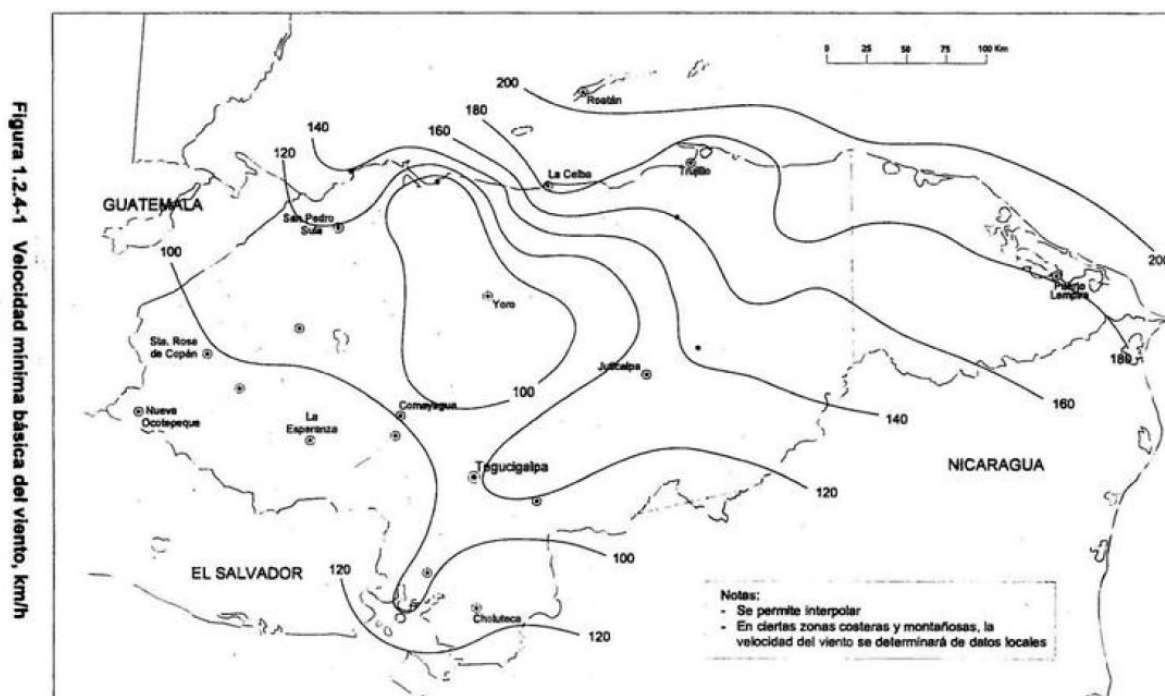
Presión básica del viento para la altura estándar de 10 metros q_s

De acuerdo al código hondureño de la construcción en la figura 1.2.4-1 la velocidad mínima del viento para Tegucigalpa es de 120 Kph utilizando la tabla 1.2.3-1 la presión estática del viento q_s será de $69.6 \frac{km}{m^2}$

**Tabla 1.2.3-1 Presión estática del viento q_s
a la altura estándar de 10 metros**

Velocidad básica del viento ^a Km/h	Presión estática del viento q_s Kg/m ²
100	48.4
110	58.5
120	69.6
130	81.7
140	94.8
150	108.8
160	123.8
170	139.8
180	156.7
190	174.6
200	193.4

^a Ver la Sección 1.2.4 para la velocidad básica del viento



Factor de importancia I_w

De acuerdo con el código hondureño de la construcción según la tabla 1.3.4-3 El factor de importancia de viento para estructuras ordinarias I_w será de 1.00.

Tabla 1.3.4-3 Categoría de ocupación y factores de importancia

Categoría de Ocupación	Descripción de la ocupación o funciones de la estructura	Factor de importancia sísmica I	Factor de importancia sísmica I_p ^a	Factor de importancia de viento I_w
1 Estructuras esenciales	Hospitales y otros centros médicos que tienen áreas de cirugía y emergencia. Estaciones de bomberos y policía Garajes y refugios para vehículos y aeronaves de emergencia. Estructuras y refugios en centros de preparación para emergencias. Torres de control de aviación. Estructuras y equipos esenciales del gobierno. Centros de comunicación y otros centros requeridos para la responder a una emergencia. Plantas y equipos generadores de energía para estructuras esenciales. Tanques y otras estructuras que albergan, contienen o soportan agua contra incendios requerida para la protección de estructuras con Categoría tipo 1, 2 o 3.	1.25	1.50	1.15
2 Estructuras peligrosas	Estructuras que albergan, contienen o soportan sustancias o químicos tóxicos o explosivos en cantidades suficientes que serían peligrosas a la seguridad del público en general si se soltaran.	1.25	1.50	1.15
3 Estructuras de ocupación especial	Centros de reuniones públicas para más de 300 personas. Escuelas y centros para niños o infantes. Universidades y centros similares para más de 500 estudiantes. Centros de inválidos para más de 50 residentes. Todas las estructuras para más de 5,000 personas. Las estructuras y equipos de plantas generadoras de energía; y otros centros de servicios públicos no incluidos en las Categorías 1 y 2, y que su operación continua es requerida.	1.00	1.00 ^b	1.00
4 Estructuras ordinarias	Todas las estructuras que tienen una ocupación o función no incluida en las Categorías 1, 2 o 3.	1.00	1.00 ^b	1.00

^a La limitación de I_p para la conexión de paneles en la Sección 1.3.8.2.4, deberá ser 1.00 para todo el conector.

^b Para el anclaje de maquinaria y equipo requerido para sistemas de seguridad de vidas humanas, el valor de I_p deberá tomarse como 1.50.

Presión del viento P

Podemos determinar así que el factor más crítico será de un muro expuesto a barlovento teniendo así una presión por aire de

$$P = 0.62 * 0.8 * 69.6 \frac{kgf}{m^2} * 1 = 34.5216 \frac{kgf}{m^2}$$

Este será aplicado a las columnas de forma equivalente siendo multiplicado por su ancho tributario más crítico siendo este 5.3 m para toda dirección teniendo así lo siguiente:

$$P = 34.5216 \frac{kgf}{m^2} * 5.3m = 182.9645 \frac{kgf}{m} = 0.183 \frac{ton}{m}$$

Diseño por Sismo

Cortante de diseño en la base

Para el cálculo de la fuerza cortante en la base, de acuerdo con el código hondureño de la construcción en la sección 1.3.5.2 se estará utilizando la formula

$$V = \frac{Z * I * C}{R_W} * W$$

Factor de zona sísmica Z

De acuerdo con la sección 1.3.4.2 del código hondureño de la construcción se pueden utilizar la figura 1.3.4-1 y la tabla 1.3.4-1 para determinar este factor. La construcción Rodríguez-Banegas se realizará en Tegucigalpa con Zona sísmica 3b lo cual corresponde a un factor Z de 0.25.

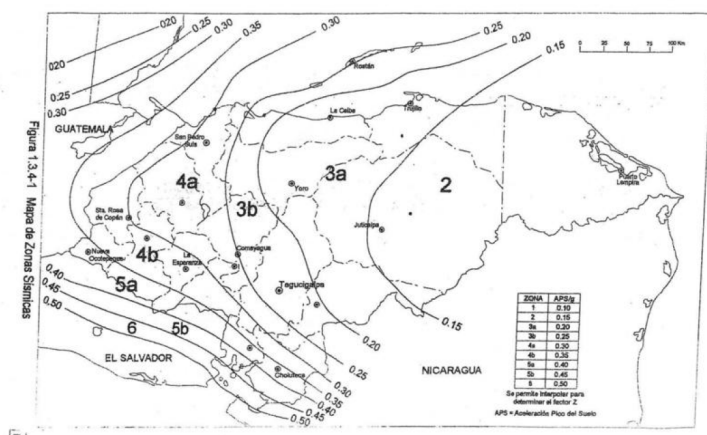


Tabla 1.3.4-1 Factor de zona sísmica Z

ZONA SÍSMICA ¹	1	2	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6
Z	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50

¹ La zona sísmica deberá determinarse del mapa de zonas en la figura 1.3.4-1.

Determinación del coeficiente del suelo S y parámetros para curvas de espectro

De acuerdo con la sección 1.3.4.3 en la tabla 1.3.4-2 que cita << En los lugares donde las propiedades del suelo son desconocidas en suficiente detalle como para determinar el tipo de perfil de suelo, se debería suponer un perfil de suelo tipo S3>> por lo que se estará utilizando un

suelo tipo S3.

Tabla 1.3.4-2 Coeficiente del suelo S^a y parámetros para curvas de espectro b

Tipo	Descripción	Coeficiente S	Parámetros para espectros		
			Períodos en segundos		Exponente e
			T_a	T_b	
S1	Un perfil de suelo con: (a) Un material tipo roca caracterizado por una velocidad de onda cortante mayor que 760 m/s o por otros medios adecuados de clasificación, o (b) Condiciones de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo es menor que 60 metros.	1.0	0.155	0.364	2.00
S2	Un perfil de suelo con condiciones predominantes de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo excede los 60 metros.	1.2	0.186	0.524	2.00
S3	Un perfil de suelo que contiene más de 6 metros de arcilla blanda a media-duro, pero no más de 12 metros de arcilla blanda.	1.5	0.233	0.818	2.00
S4	Un perfil de suelo que contiene más de 12 metros de arcilla blanda, caracterizado por una velocidad de onda cortante menor que 150 m/s.	2.0	0.310	1.455	2.00

^a El coeficiente del sitio deberá determinarse de datos geotécnicos adecuadamente respaldados. En los lugares donde las propiedades del suelo son desconocidas en suficiente detalle como para determinar el tipo de perfil de suelo, se deberá suponer un perfil de suelo tipo S3; no será necesario asumir un perfil de suelo tipo S4 a menos que el Supervisor determine que un perfil de suelo S4 puede existir en el sitio, o en el caso de que se establezca un perfil de suelo S4 por datos geotécnicos.

^b Los parámetros de curvas para espectros de respuesta se utilizan en los procedimientos dinámicos de análisis. Ver la Sección 1.3.6.5.7 y la Figura 1.3.6-1 para los espectros de respuesta para diseño correspondientes a cada Zona Sísmica y Perfil de Suelo.

Lo que indica un coeficiente S de 1.5

Factor de importancia

De acuerdo con el código hondureño de la construcción según la tabla 1.3.4-3 El factor de importancia sísmica para estructuras ordinarias I será de 1.00.

Coeficiente R_w para sistemas estructurales

De acuerdo con la sección 1.3.2 donde establecen las definiciones para los sistemas estructurales utilizados en la estructura, el sistema utilizado en la vivienda Rodríguez Banegas será un sistema de marcos rígidos comunes (MRC).

Marco rígido es un marco en el que los miembros y juntas son capaces de resistir fuerzas principalmente por flexión.

Marco rígido común (MRC) es un marco resistente a momento que no cumple con los requisitos especiales de diseño para un comportamiento dúctil.

Marco rígido especial (MRE) es un marco resistente a momento detallado especialmente para proporcionar un comportamiento dúctil y que cumple con los requisitos de la Sección 21 de las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto de este código.

Proporcionando así un coeficiente R_w de 6 de acuerdo con la tabla 1.3.4-6 del código hondureño de la construcción.

Tabla 1.3.4-6 Coeficiente R_w para sistemas estructurales

Sistema básico estructural ^a	Descripción del sistema resistente a fuerzas laterales	R_w ^b	Altura ^c (metros)
1 Sistema con muros de carga	1 Paredes livianas con marco y paneles de cortante	8	20
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	6	20
	b) Todas las otras paredes livianas		
	2 Muros cortante		
	a) Concreto	6	50
	b) Mampostería	6	50
	3 Muros de carga livianos de acero con riostras solo en tensión	4	20
	4 Marcos arriostrados donde las riostras soportan cargas gravitacionales		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto ^d	6	-
	c) Madera pesada	4	20
2 Sistema de marco de edificio	1 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)	10	75
	2 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	9	20
	b) Todas las otras paredes livianas	7	20
	3 Muros cortante		
	a) Concreto	8	75
	b) Mampostería	8	50
	4 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero	8	50
	b) Concreto ^d	8	-
	c) Madera pesada	8	20
3 Sistema de marco rígido	5 Marcos arriostrados concéntricos especiales de acero	9	75
	1 Marcos rígidos especiales (MRE)		
	a) Acero	12	S.L.
	b) Concreto	12	S.L.
	2 Marco-muro rígido de mampostería	9	50
	3 Marcos semirígidos de concreto (MSR) ^e	8	-
	4 Marcos rígidos comunes (MRC)		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto ^f	5	-
4 Sistemas dobles	1 Muros cortante		
	a) Concreto con MRE	12	S.L.
	b) Concreto con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MSR de concreto ^g	9	50
	d) Mampostería con MRE	8	50
	e) Mampostería con MRC de acero	6	50
	f) Mampostería con MSR de concreto ^d	7	-
	2 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)		
	a) con MRE de acero	12	S.L.
	b) con MRC de acero	6	50
	3 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero con MRE de acero	10	S.L.
	b) Acero con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MRE de concreto ^d	9	-
	d) Concreto con MSR de concreto ^d	6	-
	4 Marcos arriostrados concéntricos especiales		
	a) Acero con MRE de acero	11	S.L.
	b) Acero con MRC de acero	6	50
5 No definido	Ver Secciones 1.3.4.8.3 y 1.3.4.9.2	-	-

^a Los sistemas básicos estructurales están definidos en la Sección 1.3.4.6.

^b Ver la Sección 1.3.5.3 para la combinación de sistemas estructurales.

^c Altura límite en metros (S.L. = sin límite) aplicable a las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6. Ver la Sección 1.3.4.7.

^d Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 8.

^e Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6, excepto como se permite en la Sección 1.3.9.2.

Coeficiente C

Para el coeficiente C de la estructura según lo plante el código hondureño en la sección 1.3.5.2 Se estará utilizando la formula

$$C = \frac{1.25 * S}{T^{\frac{2}{3}}}$$

Donde S será el factor del suelo previamente obtenido y T el periodo de la estructura

Periodo de la estructura T

Para el cálculo del periodo de la estructura T según lo plantea la sección 1.3.5.2.2 se estará utilizando la forma

$$T = C_t * h_n^{\frac{3}{4}}$$

Donde C_t será igual a 0.0731 y h_n la altura total de la edificación, altura la cual para la vivienda Rodríguez – Banegas es variable, por lo que se utilizara la altura mayor siendo esta de 7.3 metros sobre el terreno, obteniendo así.

$$T = (0.0731)(7.3)^{\frac{3}{4}} = 0.325s$$

Una vez obtenido el periodo de la estructura podemos proceder a calcular el coeficiente C obteniendo así:

$$C = \frac{1.25 * (1.5)}{(0.325)^{\frac{2}{3}}} = 3.967$$

El cual de acuerdo con lo especificado en la sección 1.3.5.2.1 del código hondureño de la construcción, que cita <<El valor de C no necesita exceder 2.75, y este valor puede utilizarse para cualquier estructura sin consideraciones de tipo de suelo o periodo de la estructura.>>

Por lo que se estará utilizando 2.75

Verificación $\frac{C}{R_w}$

Según lo estipulado en el código hondureño de la construcción la relación $\frac{C}{R_w}$ no debe ser menor a 0.075 el cual en el caso de la vivienda Rodríguez Banegas es de 0.331 por lo que cumple a cabalidad el requisito.

Cálculo de cortante de diseño en la base

Según se estipula en el código hondureño de construcción, en la sección 1.3.5.2 se estará utilizando la forma

$$V = \frac{Z * I * C * W}{R_w}$$

Donde los datos anterior mente expuestos responden a las variables en la formula, además del peso propio de la estructura W el cual será estimado por un peso de 1000 ton

El cual al reemplazar los datos tras obtenerlos tenemos

$$V = \frac{(0.25)(1.00)(3.967) * (1000)}{6} = 165.167 \text{ ton}$$

Calculo de cortante por nivel

Para el calculo de cortante por losa podemos tomar que la losa si bien esta dividida entre niveles, cada nivel esta a nivel del suelo por lo que el cortante de la base será el mismo a nivel de la losa, pero en dirección contraria.

Además, tomaremos en cuenta que la carga por sismo será aplicada en el punto que interseca con la losa en la columna C2 siendo este el nodo numero 44 en el software utilizado para el análisis, pues el punto real mas aproximado al centro de rigideces de la estructura.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas analizadas serán las establecidas en la sección 2.9.2 del código hondureño de la construcción. Estas se expondrán en cortes de la estructura

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

Para este caso de carga se estarán mayorando y considerando únicamente la carga muerta y la carga viva, obteniendo así los resultados más críticos para el sistema.

Combinacion U = 1.4D+ 1.7 L

	My	Mz	Vy	Vz	N
V3	2.96	0.31	3.33	0.18	1.77
V2	8.17	0.93	3.84	0.4	1.25
V1	16.57	0.48	21.03	0.48	10.05
C2	2.67	2.33	1.06	1.4	13.57
C1	3.47	13.26	6.1	11.14	82.75

$$U = 0.75(1.4D+1.7L+1.7W+)$$

Para este caso se estarán considerando las direcciones X+ y Z+ teniendo así la siguiente tabla:

Combinacion U = 0.75(1.4D+ 1.7 L + 1.7W+)

	My	Mz	Vy	Vz	N
V3	2.64	0.53	2.61	0.62	1.72
V2	5.86	0.82	3.52	0.73	2.06
V1	12.71	0.63	15.85	0.64	6.17
C2	1.71	2.32	0.98	1.46	9.82
C1	2.63	9.81	4.76	8.47	61.71

$$U = 0.9D + 1.3W+$$

Para este caso tenemos los siguientes esfuerzos

Combinacion U = 0.9D + 1.3W+

	My	Mz	Vy	Vz	N
V3	2.32	0.55	2.62	0.64	1.47

V2	5	0.7	2.34	0.57	1.93
V1	9.06	0.55	11.22	0.62	5.72
C2	1.39	2.21	0.85	1.27	8.41
C1	1.88	6.88	3.56	6.84	45.37

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

Para este caso de carga estaremos tomando en cuenta la dirección X+ y Z+ del sismo teniendo así:

Combinacion U = 0.75(1.4D+ 1.7 L+1.87E+)					
	My	Mz	Vy	Vz	N
V3	2.31	0.47	2.53	0.28	1.15
V2	6.04	1.24	2.91	0.53	0.76
V1	21.98	7.72	17.44	3.75	70.44
C2	2.31	2.29	1.04	1.23	10.3
C1	37.79	57.92	59.72	90.53	67.86

$$U = 0.9D + 1.43E$$

Combinacion U = 0.9D+1.43E+					
	My	Mz	Vy	Vz	N
V3	1.98	0.49	2.17	0.28	1.04
V2	5.19	1.18	2.5	0.48	0.71
V1	20.68	7.78	14.57	3.85	71.89
C2	2	2.19	0.91	1.04	8.9
C1	38.62	60.24	61.06	93.71	51.66

Diseño Elemento V3

DISEÑO DE VIGA RECTANGULAR A FLEXION

Normativa ACI 318-19

Viga - V3

Longitud de Viga:

$$l := 5.3 \text{ m}$$

Seccion transversal de la viga:

Base de la viga:

$$b := 20 \text{ cm}$$

Altura de la viga:

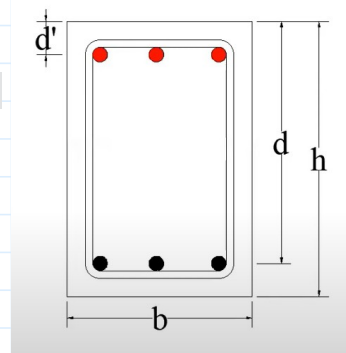
$$h := 30 \text{ cm}$$

Recubrimiento de la viga:

$$r := 4 \text{ cm}$$

Diámetro de barra longitudinal Inf:

$$d_b := 1 \text{ in}$$



Diámetro de barra longitudinal Sup:

$$d'_b := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diámetro de estribos:

$$d_e := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$d := h - r - d_e - \frac{d_b}{2} = 23.778 \text{ cm}$$

$$d' := r + d_e + \frac{d'_b}{2} = 5.588 \text{ cm}$$

Propiedades de los Materiales:

Resistencia del Concreto:

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso Especifico del Concreto:

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Limite de Fluencia del Acero:

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Acero:

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Concreto:

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación admisible para el acero:

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

Deformación admisible para el concreto:

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

Solicitud de Cargas:

Carga Viva:

$$LL := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga Muerta sobre impuesta:

$$DL := 3.8676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho Tributario:

$$A_t := 4 \text{ m}$$

- ANALISIS DE CARGAS:

Cargas Muertas:

Peso Propio de la Viga:

$$P_{pviga} := b \cdot h \cdot \gamma_c = 144 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso por Sobre carga:

$$P_{DL} := DL \cdot A_t = 14034.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Muerta Total:

$$W_D := P_{pviga} + P_{DL} = 14178.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cargas Vivas:

Carga Viva Total:

$$W_L := LL \cdot A_t = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima:

$$W_{u1} := 1.4 W_D$$

$$W_{u1} = (1.985 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{u2} := 1.2 W_D + 1.6 W_L$$

$$W_{u2} = (1.829 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima de diseño:

$$WU := \max(W_{u1}, W_{u2}) \cdot g = 19849.915 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento de Diseño calculado:

$$M_{du} := \frac{WU \cdot l^2}{8} = 69.698 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo de Diseño:

$$M_u := 2.96 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

- DISEÑO POR FLEXION:

Calculo de acero mínimo:

$$A_{s_min1} := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5} \\ b \leftarrow \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot MPa \\ c \leftarrow \max(a, b) \end{array} \right\| \quad A_{s_min1} = 1.616 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min2} := \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5}}{f_y} = 3.668 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero Máximo:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \rho_{max1} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01355 \quad \rho_{max1} = 1.355\% \quad A_{s_max1} := \rho_{max1} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_max1} = 6.442 \text{ cm}^2$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₁:

$$\rho_b := \left(\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.02125$$

$$\rho_{max2} := 0.75 \rho_b = 0.016$$

$$\rho_{max2} = 1.594\%$$

$$A_{s_max2} := \rho_{max2} \cdot b \cdot d$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₂:

$$A_{s_max2} = 7.579 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero necesario y Validación de refuerzo doble:

Factor de reducción: $\phi_1 := 0.90 \leftarrow \text{Asumido}$

$$A_{s1} := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.617 \text{ cm}^2$$

$$a_1 := \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.255 \text{ cm}$$

$$c_1 := \frac{a_1}{\beta_1} = 5.006 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t := \text{Re} \left(\varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c_1}{c_1} \right) \right) = 0.011$$

Calculo de Acero necesario Metodo por iteración:

Factor de reducción:

$$\phi_2 := 0.9$$

Iteración 10

Valor Inicial de "a":

$$a_2 = 4.255 \text{ cm}$$

Valor de Área de Acero:

$$A_{s2} := \frac{M_u}{\phi_2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 3.617 \text{ cm}^2$$

Recalculo de "a"

$$a_2 := \frac{A_{s2} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.255 \text{ cm}$$

$$c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 5.006 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE REFUERZO DOBLE

DobleRefuerzo = "No Necesita Armado Doble"

AREA DE REFUERZO TOTAL A TRACCION

$$A_S = 3.617 \text{ cm}^2$$

CANTIDAD DE BARRAS A TRACCION

$$n := \text{Round}\left(\text{ceil}\left(\frac{A_S}{A_{db}}\right), 2\right) \quad n = 2$$

CANTIDAD DE BARRAS A COMPRESION

VERIFICACION CONTRUCTIVA

$$n' = 0$$

Espaciamiento de barras centro a centro:

$$s := \frac{b - 2r}{n - 1} = 12 \text{ cm}$$

$$s' = 0 \text{ cm}$$

Espaciamiento de barras cara a cara

$$s_c := \frac{b - 2r - 2d_e - n \cdot d_b}{n - 1} = 5.02 \text{ cm}$$

$$s'_c = 0 \text{ cm}$$

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

Verificación de la sección

Calculo de área de Acero inferior rea:

$$As := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 10.134 \text{ cm}^2$$

Calculo de área de Acero superior real

$$As' := \frac{\pi \cdot d_b'^2}{4} \cdot n' = 0 \text{ cm}^2$$

Calculo de Momento Nominal

$$Mn := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \cdot f'_s \cdot \left(\frac{a}{2} - d' \right) = (9.215 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Reducción de Momento Nominal

$$\phi Mn := \phi \cdot Mn = 8293.435 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Verificación de $M_u < \phi Mn$

$$M_u = 2960 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Ratio de Diseño:

$$\phi Mn = 8293.435 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$ratioDiseno := \frac{\phi Mn}{M_u} - 1 = 180.184\%$$

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

- CALCULO DE ACERO POR CORTANTE:

$$V_u := 3.33 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción: $\phi_c := 0.75$

Calculo de Distancia de V_c :

$$x_{vc} := \frac{l}{2} - d$$

$$x_{vc} = 2.412 \text{ m}$$

VALOR λ PARA V_c :

CONCRETO DE AGREGADO NORMAL: $\lambda := 1$

CALCULO DE V_c :

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 3652.428 \text{ kgf}$$

CALCULO DE ϕV_c :

$$\phi V_c := \phi_c \cdot V_c = 2739.321 \text{ kgf}$$

$$\phi_c \cdot \frac{V_c}{2} = 1369.661 \text{ kgf}$$

CALCULO DE RESISTENCIA CORTANTE POR ACERO:

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_c} - V_c$$

$$V_s = 787.572 \text{ kgf}$$

VERIFICACION ACERO POR CORTANTE MAXIMO:

$$V_{s_max} := 2.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_{s_max} = 14471.886 \text{ kgf}$$

CALCULO DE AREA DE ESTRIBOS:

$$A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = 1.425 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE ESPACIAMIENTO ENTRE ESTRIBOS:

$$S_{est} := \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{|V_s|} \right) = 180.707 \text{ cm}$$

CALCULO DE SMAX:

$$S_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| \\ \text{else if } V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| \end{array} \right\| = 11.889 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE SMIN:

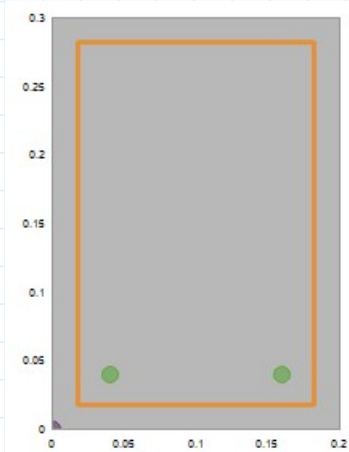
$$S_{min} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{3.5 \cdot b}$$

$$S_{min} = 85.507 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE S A UTILIZAR:

$$S_{est} := \begin{cases} \text{if } S_{max} < S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{max} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \\ \text{else if } S_{max} \geq S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{est} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \end{cases} = 10 \text{ cm}$$

- GRAFICO DE SECCION TRANSVERSAL:



UTILIZAR $n'=0$ ϕ Varillas de $d'_b=0.5 \text{ in}$

UTILIZAR $n=2$ ϕ Varillas de $d_b=1 \text{ in}$ con recubrimiento $r=4 \text{ cm}$ de la parte inferior

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

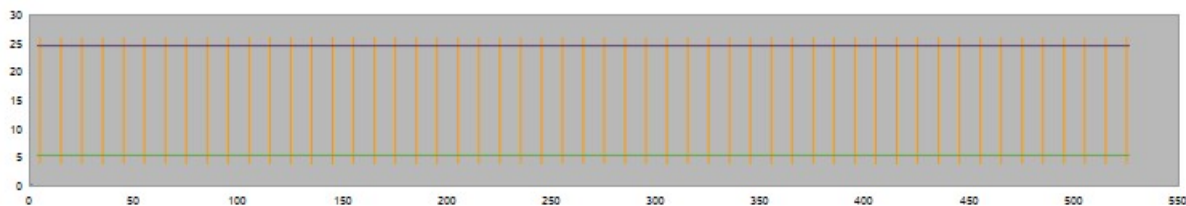
ratioConstruccion = 97.441%

ratioDiseno = 180.184%

- GRAFICO DE SECCION LATERAL:

$N_{est}=53$

UTILIZAR ϕ Estribo: $d_e=0.375 \text{ in}$ a cada $S_{est}=10 \text{ cm}$



Diseño Elemento V2

DISEÑO DE VIGA RECTANGULAR A FLEXION

Normativa ACI 318-19

Viga - V2

Longitud de Viga:

$$l := 7.85 \text{ m}$$

Seccion transversal de la viga:

Base de la viga:

$$b := 30 \text{ cm}$$

Altura de la viga:

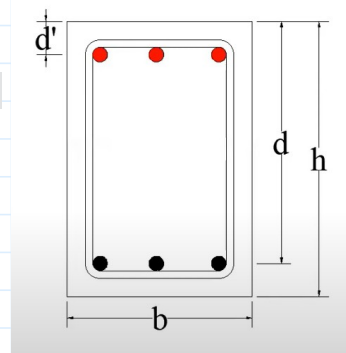
$$h := 50 \text{ cm}$$

Recubrimiento de la viga:

$$r := 4 \text{ cm}$$

Diámetro de barra longitudinal Inf:

$$d_b := \frac{1}{2} \text{ in}$$



Diámetro de barra longitudinal Sup:

$$d'_b := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diámetro de estribos:

$$d_e := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$d := h - r - d_e - \frac{d_b}{2} = 44.413 \text{ cm}$$

$$d' := r + d_e + \frac{d'_b}{2} = 5.588 \text{ cm}$$

Propiedades de los Materiales:

Resistencia del Concreto:

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso Especifico del Concreto:

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Limite de Fluencia del Acero:

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Acero:

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Concreto:

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación admisible para el acero:

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

Deformación admisible para el concreto:

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

Solicitud de Cargas:

Carga Viva:

$$LL := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga Muerta sobre impuesta:

$$DL := 3.8676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho Tributario:

$$A_t := 4 \text{ m}$$

- ANALISIS DE CARGAS:

Cargas Muertas:

Peso Propio de la Viga:

$$P_{pviga} := b \cdot h \cdot \gamma_c = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso por Sobre carga:

$$P_{DL} := DL \cdot A_t = 14034.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Muerta Total:

$$W_D := P_{pviga} + P_{DL} = 14394.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cargas Vivas:

Carga Viva Total:

$$W_L := LL \cdot A_t = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima:

$$W_{u1} := 1.4 W_D$$

$$W_{u1} = (2.015 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{u2} := 1.2 W_D + 1.6 W_L$$

$$W_{u2} = (1.855 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima de diseño:

$$WU := \max(W_{u1}, W_{u2}) \cdot g = 20152.315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento de Diseño calculado:

$$M_{du} := \frac{WU \cdot l^2}{8} = 155.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo de Diseño:

$$M_u := 8.17 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

- DISEÑO POR FLEXION:

Calculo de acero mínimo:

$$A_{s_min1} := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5} \\ b \leftarrow \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot MPa \\ c \leftarrow \max(a, b) \end{array} \right\| \quad A_{s_min1} = 4.529 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min2} := \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5}}{f_y} = 10.276 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero Máximo:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \rho_{max1} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01355 \quad \rho_{max1} = 1.355\% \quad A_{s_max1} := \rho_{max1} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_max1} = 18.05 \text{ cm}^2$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₁:

$$\rho_b := \left(\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.02125$$

$$\rho_{max2} := 0.75 \rho_b = 0.016$$

$$\rho_{max2} = 1.594\%$$

$$A_{s_max2} := \rho_{max2} \cdot b \cdot d$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₂:

$$A_{s_max2} = 21.235 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero necesario y Validación de refuerzo doble:

Factor de reducción: $\phi_1 := 0.90 \leftarrow \text{Asumido}$

$$A_{s1} := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 5.096 \text{ cm}^2$$

$$a_1 := \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.997 \text{ cm}$$

$$c_1 := \frac{a_1}{\beta_1} = 4.702 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t := \text{Re} \left(\varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c_1}{c_1} \right) \right) = 0.025$$

Calculo de Acero necesario Metodo por iteración:

Factor de reducción:

$$\phi_2 := 0.9$$

Iteración 10

Valor Inicial de "a":

$$a_2 = 3.997 \text{ cm}$$

Valor de Área de Acero:

$$A_{s2} := \frac{M_u}{\phi_2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 5.096 \text{ cm}^2$$

Recalculo de "a"

$$a_2 := \frac{A_{s2} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.997 \text{ cm}$$

$$c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 4.702 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE REFUERZO DOBLE

DobleRefuerzo = "No Necesita Armado Doble"

AREA DE REFUERZO TOTAL A TRACCION

$$A_S = 5.096 \text{ cm}^2$$

CANTIDAD DE BARRAS A TRACCION

$$n := \text{Round}\left(\text{ceil}\left(\frac{A_S}{A_{db}}\right), 2\right) \quad n = 6$$

CANTIDAD DE BARRAS A COMPRESION

VERIFICACION CONTRUCTIVA

$$n' = 0$$

Espaciamiento de barras centro a centro:

$$s := \frac{b - 2r}{n - 1} = 4.4 \text{ cm}$$

$$s' = 0 \text{ cm}$$

Espaciamiento de barras cara a cara

$$s_c := \frac{b - 2r - 2d_e - n \cdot d_b}{n - 1} = 2.5 \text{ cm}$$

$$s'_c = 0 \text{ cm}$$

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

Verificación de la sección

Calculo de área de Acero inferior rea:

$$As := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 7.601 \text{ cm}^2$$

Calculo de área de Acero superior real

$$As' := \frac{\pi \cdot d_b'^2}{4} \cdot n' = 0 \text{ cm}^2$$

Calculo de Momento Nominal

$$Mn := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \cdot f'_s \cdot \left(\frac{a}{2} - d' \right) = (1.354 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Reducción de Momento Nominal

$$\phi Mn := \phi \cdot Mn = 12185.708 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Verificación de $M_u < \phi Mn$

$$M_u = 8170 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Ratio de Diseño:

$$\phi Mn = 12185.708 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$ratioDiseno := \frac{\phi Mn}{M_u} - 1 = 49.152\%$$

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

- CALCULO DE ACERO POR CORTANTE:

$$V_u := 3.84 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción: $\phi_c := 0.75$

Calculo de Distancia de V_c :

$$x_{vc} := \frac{l}{2} - d$$

$$x_{vc} = 3.481 \text{ m}$$

VALOR λ PARA V_c :

CONCRETO DE AGREGADO NORMAL: $\lambda := 1$

CALCULO DE V_c :

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 10233.212 \text{ kgf}$$

CALCULO DE ϕV_c :

$$\phi V_c := \phi_c \cdot V_c = 7674.909 \text{ kgf}$$

$$\phi_c \cdot \frac{V_c}{2} = 3837.455 \text{ kgf}$$

CALCULO DE RESISTENCIA CORTANTE POR ACERO:

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_c} - V_c$$

$$V_s = -5113.212 \text{ kgf}$$

VERIFICACION ACERO POR CORTANTE MAXIMO:

$$V_{s_max} := 2.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_{s_max} = 40546.691 \text{ kgf}$$

CALCULO DE AREA DE ESTRIBOS:

$$A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = 1.425 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE ESPACIAMIENTO ENTRE ESTRIBOS:

$$S_{est} := \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{|V_s|} \right) = 51.989 \text{ cm}$$

CALCULO DE SMAX:

$$S_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| \\ \text{else if } V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| \end{array} \right\| = 22.206 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE SMIN:

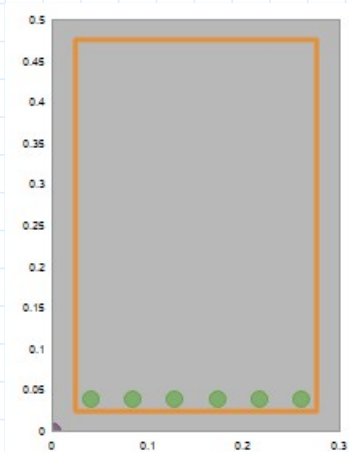
$$S_{min} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{3.5 \cdot b}$$

$$S_{min} = 57.005 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE S A UTILIZAR:

$$S_{est} := \begin{cases} \text{if } S_{max} < S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{max} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \\ \text{else if } S_{max} \geq S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{est} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \end{cases} = 20 \text{ cm}$$

- GRAFICO DE SECCION TRANSVERSAL:



UTILIZAR $n'=0$ ϕ Varillas de $d'_b=0.5 \text{ in}$

UTILIZAR $n=6$ ϕ Varillas de $d_b=0.5 \text{ in}$
con recubrimiento $r=4 \text{ cm}$ de la parte inferior

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

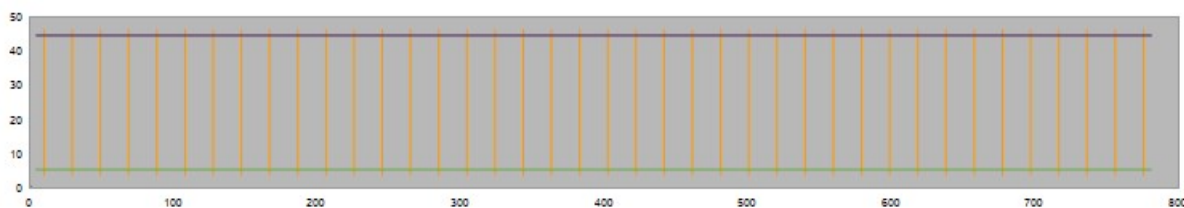
ratioConstruccion = -1.575%

ratioDiseno = 49.152%

- GRAFICO DE SECCION LATERAL:

$N_{est} = 40$

UTILIZAR ϕ Estribo: $d_e=0.375 \text{ in}$ a cada $S_{est}=20 \text{ cm}$



Diseño Elemento V1

DISEÑO DE VIGA RECTANGULAR A FLEXION

Normativa ACI 318-19

Viga - V2

Longitud de Viga:

$$l := 5.3 \text{ m}$$

Seccion transversal de la viga:

Base de la viga:

$$b := 40 \text{ cm}$$

Altura de la viga:

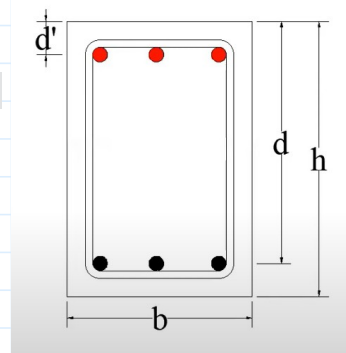
$$h := 50 \text{ cm}$$

Recubrimiento de la viga:

$$r := 4 \text{ cm}$$

Diámetro de barra longitudinal Inf:

$$d_b := 1 \text{ in}$$



Diámetro de barra longitudinal Sup:

$$d'_b := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diámetro de estribos:

$$d_e := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$d := h - r - d_e - \frac{d_b}{2} = 43.778 \text{ cm}$$

$$d' := r + d_e + \frac{d'_b}{2} = 5.588 \text{ cm}$$

Propiedades de los Materiales:

Resistencia del Concreto:

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso Especifico del Concreto:

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Limite de Fluencia del Acero:

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Acero:

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del Concreto:

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación admisible para el acero:

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

Deformación admisible para el concreto:

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

Solicitud de Cargas:

Carga Viva:

$$LL := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga Muerta sobre impuesta:

$$DL := 3.8676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ancho Tributario:

$$A_t := 4 \text{ m}$$

- ANALISIS DE CARGAS:

Cargas Muertas:

Peso Propio de la Viga:

$$P_{pviga} := b \cdot h \cdot \gamma_c = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso por Sobre carga:

$$P_{DL} := DL \cdot A_t = 14034.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Muerta Total:

$$W_D := P_{pviga} + P_{DL} = 14514.511 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cargas Vivas:

Carga Viva Total:

$$W_L := LL \cdot A_t = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima:

$$W_{u1} := 1.4 W_D$$

$$W_{u1} = (2.032 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{u2} := 1.2 W_D + 1.6 W_L$$

$$W_{u2} = (1.87 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Ultima de diseño:

$$WU := \max(W_{u1}, W_{u2}) \cdot g = 20320.315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento de Diseño calculado:

$$M_{du} := \frac{WU \cdot l^2}{8} = 71.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo de Diseño:

$$M_u := 21.98 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

- DISEÑO POR FLEXION:

Calculo de acero mínimo:

$$A_{s_min1} := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5} \\ b \leftarrow \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot MPa \\ c \leftarrow \max(a, b) \end{array} \right\| \quad A_{s_min1} = 5.952 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min2} := \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot (MPa)^{0.5}}{f_y} = 13.505 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero Máximo:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \rho_{max1} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01355 \quad \rho_{max1} = 1.355\% \quad A_{s_max1} := \rho_{max1} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_max1} = 23.722 \text{ cm}^2$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₁:

$$\rho_b := \left(\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.02125$$

$$\rho_{max2} := 0.75 \rho_b = 0.016$$

$$\rho_{max2} = 1.594\%$$

$$A_{s_max2} := \rho_{max2} \cdot b \cdot d$$

MOMENTO NOMINAL MAXIMO SIMPLE₂:

$$A_{s_max2} = 27.908 \text{ cm}^2$$

Calculo de Acero necesario y Validación de refuerzo doble:

Factor de reducción: $\phi_1 := 0.90 \leftarrow \text{Asumido}$

$$A_{s1} := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 14.743 \text{ cm}^2$$

$$a_1 := \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 8.672 \text{ cm}$$

$$c_1 := \frac{a_1}{\beta_1} = 10.203 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t := \text{Re} \left(\varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c_1}{c_1} \right) \right) = 0.01$$

Calculo de Acero necesario Metodo por iteración:

Factor de reducción:

$$\phi_2 := 0.9$$

Iteración 10

Valor Inicial de "a":

$$a_2 = 8.672 \text{ cm}$$

Valor de Área de Acero:

$$A_{s2} := \frac{M_u}{\phi_2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 14.743 \text{ cm}^2$$

Recalculo de "a"

$$a_2 := \frac{A_{s2} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 8.672 \text{ cm}$$

$$c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 10.203 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE REFUERZO DOBLE

DobleRefuerzo = "No Necesita Armado Doble"

AREA DE REFUERZO TOTAL A TRACCION

$$A_S = 14.743 \text{ cm}^2$$

CANTIDAD DE BARRAS A TRACCION

$$n := \text{Round}\left(\text{ceil}\left(\frac{A_S}{A_{db}}\right), 2\right) \quad n = 4$$

CANTIDAD DE BARRAS A COMPRESION

VERIFICACION CONTRUCTIVA

$$n' = 0$$

Espaciamiento de barras centro a centro:

$$s := \frac{b - 2r}{n - 1} = 10.67 \text{ cm}$$

$$s' = 0 \text{ cm}$$

Espaciamiento de barras cara a cara

$$s_c := \frac{b - 2r - 2d_e - n \cdot d_b}{n - 1} = 6.65 \text{ cm}$$

$$s'_c = 0 \text{ cm}$$

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

Verificación de la sección

Calculo de área de Acero inferior rea:

$$As := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 20.268 \text{ cm}^2$$

Calculo de área de Acero superior real

$$As' := \frac{\pi \cdot d_b'^2}{4} \cdot n' = 0 \text{ cm}^2$$

Calculo de Momento Nominal

$$Mn := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot f'_s \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = (3.358 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Reducción de Momento Nominal

$$\phi Mn := \phi \cdot Mn = 30217.656 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Verificación de $M_u < \phi Mn$

$$M_u = 21980 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Ratio de Diseño:

$$\phi Mn = 30217.656 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$ratioDiseno := \frac{\phi Mn}{M_u} - 1 = 37.478\%$$

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

- CALCULO DE ACERO POR CORTANTE:

$$V_u := 21.03 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción: $\phi_c := 0.75$

Calculo de Distancia de V_c :

$$x_{vc} := \frac{l}{2} - d$$

$$x_{vc} = 2.212 \text{ m}$$

VALOR λ PARA V_c :

CONCRETO DE AGREGADO NORMAL: $\lambda := 1$

CALCULO DE V_c :

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 13449.2 \text{ kgf}$$

CALCULO DE ϕV_c :

$$\phi V_c := \phi_c \cdot V_c = 10086.9 \text{ kgf}$$

$$\phi_c \cdot \frac{V_c}{2} = 5043.45 \text{ kgf}$$

CALCULO DE RESISTENCIA CORTANTE POR ACERO:

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_c} - V_c$$

$$V_s = 14590.8 \text{ kgf}$$

VERIFICACION ACERO POR CORTANTE MAXIMO:

$$V_{s_max} := 2.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}$$

$$V_{s_max} = 53289.285 \text{ kgf}$$

CALCULO DE AREA DE ESTRIBOS:

$$A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = 1.425 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE ESPACIAMIENTO ENTRE ESTRIBOS:

$$S_{est} := \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{|V_s|} \right) = 17.959 \text{ cm}$$

CALCULO DE SMAX:

$$S_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d} \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| \\ \text{else if } V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d} \\ \left\| S_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| \end{array} \right\| = 21.889 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE SMIN:

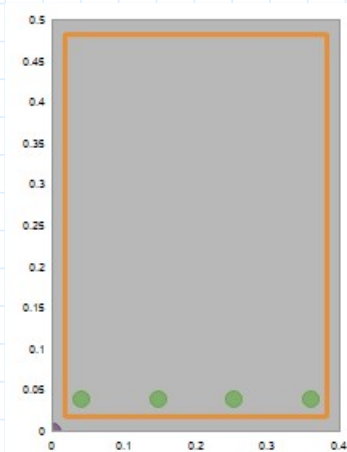
$$S_{min} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{3.5 \cdot b}$$

$$S_{min} = 42.753 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE S A UTILIZAR:

$$S_{est} := \begin{cases} \text{if } S_{max} < S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{max} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \\ \text{else if } S_{max} \geq S_{est} \\ \quad S_{est} \leftarrow \text{Round} \left(\text{floor} \left(S_{est} \cdot \frac{1}{cm} \right), 5 \right) \cdot cm \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

- GRAFICO DE SECCION TRANSVERSAL:



UTILIZAR $n'=0$ ϕ Varillas de $d'_b=0.5 \text{ in}$

UTILIZAR $n=4$ ϕ Varillas de $d_b=1 \text{ in}$ con recubrimiento $r=4 \text{ cm}$ de la parte inferior

VerificacionConstructiva = "Si cumple"

VerificacionDeDiseno = "Si cumple"

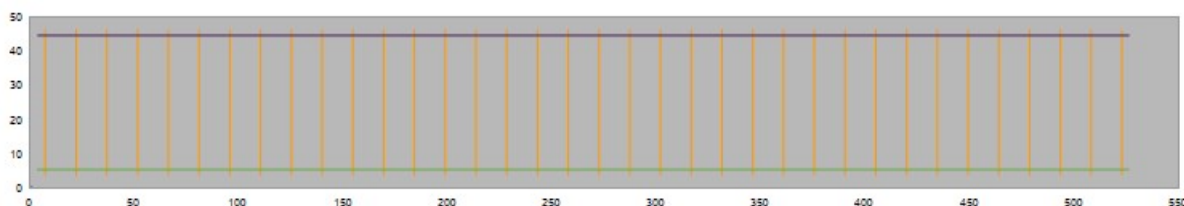
ratioConstruccion = 161.614%

ratioDiseno = 37.478%

- GRAFICO DE SECCION LATERAL:

$N_{est}=36$

UTILIZAR ϕ Estribo: $d_e=0.375 \text{ in}$ a cada $S_{est}=15 \text{ cm}$



Diseño Elemento C2

Diseño de Columna de concreto armado

Norma ACI 318-19

COLUMNA C2

Dimensiones		Datos:	
b =	30 cm	f'c =	210 kg/cm2
h =	30 cm	Ag =	900 cm2
		fy =	4200 kg/cm2

Cuantia de refuerzo longitudinal (1% - 6%)

As(1%)= 9 cm2 As(6%) = 54 cm2

Cantidad de varillas por linea:

Acero Principal Secundario ϕ_{est} : 9.5 mm

1" 1/2" Area (cm2)

Linea (Sup)	2	0	10.2
Linea (Mid 1)	-	0	0
Linea (Inf)	2	0	10.2
(Ast) =			20.4 cm2

Calculo de Centride Plastico :

$$\gamma_p = \frac{(0.85 * f'_c * Ag) \left(\frac{h}{2} \right) + \sum Asi * f_y * di}{0.85 * f'_c * Ag + Ast * f_y}$$

t = 30 cm2
yp = 15.00 cm

Linea	di (cm)	Asi (cm2)	Asi * di
1	6.22	10.2	63.44
2	15.00	0	0.00
3	23.78	10.2	242.56
Σ			306.00

Calculo del punto de carga concentrada:

$$P_n = 0.8(0.85 * f'_c (Ag - Ast) + Ast * f_y)$$

Pn = 194150.88 kgf
194.15088 Ton

Punto de Falla balanceada

$$C_b = \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) d \quad a_b = \beta_1 C_b$$

Cb = 13.99 cm ab = 11.89 cm

Calculo de distribucion de Deformaciones y Esfuerzos

$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{\varepsilon_1}{C_b - d_1} = \frac{\varepsilon_2}{d_2 - C_b} = \frac{\varepsilon_3}{d_3 - C_b} \quad f_{si} = \varepsilon_s * E_s \quad E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$FI = f_s * A_s \quad MI = Fi * (\gamma_p - di)$$

Linea	di (cm)	Asi (cm2)	ε	f _{si}	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.22	10.2	-0.00167	-3332.043734	-33.98684609	2.984
2	15	0	0.00022	433.9781329	0.000	0.000
3	23.78	10.2	0.00210	4200	42.84	3.761

Calculo de Fuerza del bloque a compresion

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b$$

Cc = -63.67095 Ton

Calculo de Carga nominal balanceada:

$$P_{nb} = C_c + \Sigma FI$$

Pnb = -54.817796 Ton

Calculo de Momento Nominal Balanceado con respecto al Centroides Plastico:

$$M_{nb} = C_c * \left(\gamma_p - \frac{a}{2} \right) + \Sigma Mi$$

Mnb = 12.511 Ton - m

Calculo de Puntos simulando falla fragil ($c > C_b$):

Asumimos $C_b = h$

c = 30.00 cm a = 30.85 cm

Linea	di (cm)	Asi (cm2)	ε	f _{si}	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	10.2000	-0.0024	-4200.0000	-42.8400	3.7614
2	15.0000	0.0000	-0.0011	-2248.1609	0.0000	0.0000
3	23.7800	10.2000	0.0000	-52.0844	-0.5313	0.0466

Fuerza del bloque a compresion

Cc = -165.202 Ton

Carga nominal:

Pn = -208.573 Ton

Momento Nominal:

Mn = 4.510 Ton - m

Calculo de Puntos simulando falla fragil ($c > C_b$):

Asumimos $C_b + 10\text{cm}$

$c =$ 23.99 cm $a =$ 24.83823529 cm

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	10.2000	-0.0022	-4200.0000	-42.8400	3.7614
2	15.0000	0.0000	-0.0011	-2248.1609	0.0000	0.0000
3	23.7800	10.2000	0.0000	-52.0844	-0.5313	0.0466

Fuerza del bloque a compresion

$C_c =$ -133.00875 Ton

Carga nominal:

$P_n =$ -176.380 Ton

Momento Nominal:

$M_n =$ 7.241 Ton - m

Calculo de Puntos simulando falla ductil ($c < C_b$):

Asumimos $C_b - 10\text{cm}$

$c =$ 3.99 cm $a =$ 4.838235294 cm

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	10.2000	0.0017	3357.5221	34.2467	3.0069
2	15.0000	0.0000	-0.0011	-2248.1609	0.0000	0.0000
3	23.7800	10.2000	0.0000	-52.0844	-0.5313	0.0466

Fuerza del bloque a compresion

$C_c =$ -25.90875 Ton

Carga nominal:

$P_n =$ 7.806715242 Ton

Momento Nominal:

$M_n =$ 6.313056535 Ton - m

Calculo de Puntos simulando falla ductil ($c < C_b$):

Asumimos $c = 1\text{cm}$

$c =$ 1.00 cm $a =$ 1.85 cm

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	10.2000	0.0157	4200.0000	42.8400	3.7614
2	15.0000	0.0000	-0.0011	-2248.1609	0.0000	0.0000
3	23.7800	10.2000	0.0000	-52.0844	-0.5313	0.0466

Fuerza del bloque a compresion

$C_c =$ -9.90675 Ton

Carga nominal:

$P_n =$ 32.402 Ton

Momento Nominal:

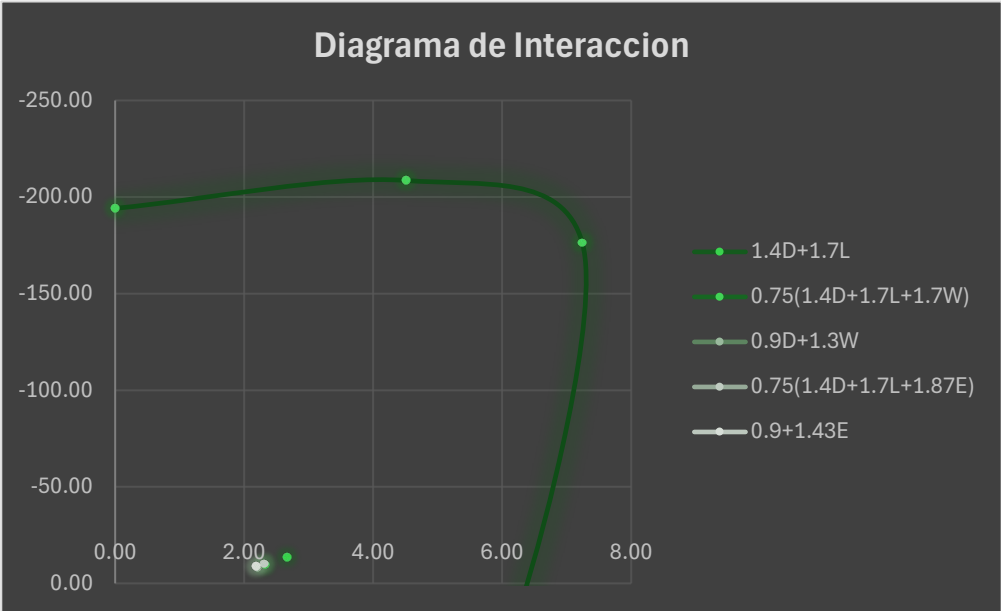
$M_n =$ 5.202 Ton - m

Diagrama Y Analisis

Diagrama Puntos Extremos	
Mu	Pu
0.00	-194.15
4.51	-208.57
7.24	-176.38
6.31	7.81
5.20	32.40

c=h
c>Cb
c<Cb
c=1

Casos de carga	Mu	Pu
1.4D+1.7L	2.67	-13.57
0.75(1.4D+1.7L+1.7W)	2.32	-9.82
0.9D+1.3W	2.21	-8.41
0.75(1.4D+1.7L+1.87E)	2.31	-10.3
0.9+1.43E	2.19	-8.9



Diseño Elemento C1

Diseño de Columna de concreto armado

Norma ACI 318-19

COLUMNA C1

Dimensiones		Datos:	
b =	40 cm	f'c =	210 kg/cm ²
h =	40 cm	Ag =	1600 cm ²
		fy =	4200 kg/cm ²

Cuántia de refuerzo longitudinal (1% - 6%)

As(1%) =	16 cm ²	As(6%) =	96 cm ²
----------	--------------------	----------	--------------------

Cantidad de varillas por línea:

Acero	Principal 1"	Secundario 1/2"	Area (cm ²)	φest:	9.5 mm
Línea (Sup)	2	1	11.49		
Línea (Mid 1)	-	2	2.58		
Línea (Inf)	2	1	11.49		
(Ast) =			25.56 cm ²		

Cálculo de Centride Plástico :

$$\gamma_p = \frac{(0.85 * f'_c * Ag) \left(\frac{h}{2} \right) + \sum Asi * f_y * di}{0.85 * f'_c * Ag + Ast * f_y}$$

t = 40 cm²
γ_p = 20.00 cm

Línea	di (cm)	Asi (cm ²)	Asi * di
1	6.22	11.49	71.47
2	20.00	2.58	51.60
3	33.78	11.49	388.13
Σ			511.20

Cálculo del punto de carga concentrada:

$$P_n = 0.8(0.85 * f'_c(Ag - Ast) + Ast * f_y)$$

$$P_n = 310711.63 \text{ kgf}$$

$$310.71163 \text{ Ton}$$

Punto de Falla balanceada

$$C_b = \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) d \quad a_b = \beta_1 C_b$$

$$C_b = 19.87 \text{ cm} \quad a_b = 16.89 \text{ cm}$$

Calculo de distribucion de Deformaciones y Esfuerzos

$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{\varepsilon_1}{C_b - d_1} = \frac{\varepsilon_2}{d_2 - C_b} = \frac{\varepsilon_3}{d_3 - C_b} \quad f_{si} = \varepsilon_s * E_s \quad E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$FI = f_s * A_s \quad MI = Fi * (\gamma_p - di)$$

Linea	di (cm)	Asi (cm2)	ε	f _{si}	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.22	11.49	-0.00206	-4121.847247	-47.36002487	6.526
2	20	2.58	0.00002	39.07637655	0.101	0.000
3	33.78	11.49	0.00210	4200	48.258	6.650

Calculo de Fuerza del bloque a compresion

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$C_c = -120.5946 \text{ Ton}$$

Calculo de Carga nominal balanceada:

$$P_{nb} = C_c + \Sigma FI$$

$$P_{nb} = -119.59581 \text{ Ton}$$

Calculo de Momento Nominal Balanceado con respecto al Centroides Plastico:

$$M_{nb} = C_c * \left(\gamma_p - \frac{a}{2} \right) + \Sigma Mi$$

$$M_{nb} = 27.111 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Calculo de Puntos simulando falla fragil ($c \gg C_b$):

Asumimos $C_b = h$

$$c = 40.00 \text{ cm} \quad a = 40.85 \text{ cm}$$

Linea	di (cm)	Asi (cm2)	ε	f _{si}	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	11.4900	-0.0025	-4200.0000	-48.2580	6.6500
2	20.0000	2.5800	-0.0010	-1982.6703	-5.1153	0.0000
3	33.7800	11.4900	0.0004	785.2698	9.0227	1.2433

Fuerza del bloque a compresion

$$C_c = -291.669 \text{ Ton}$$

Carga nominal:

$$P_n = -336.020 \text{ Ton}$$

Momento Nominal:

$$M_n = 9.133 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Calculo de Puntos simulando falla fragil ($c > C_b$):

Asumimos $C_b + 10\text{cm}$

$c = 29.87 \text{ cm}$ $a = 30.72058824 \text{ cm}$

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	11.4900	-0.0024	-4200.0000	-48.2580	6.6500
2	20.0000	2.5800	-0.0010	-1982.6703	-5.1153	0.0000
3	33.7800	11.4900	0.0004	785.2698	9.0227	1.2433

Fuerza del bloque a compresion

$C_c = -219.345 \text{ Ton}$

Carga nominal:

$P_n = -263.696 \text{ Ton}$

Momento Nominal:

$M_n = 18.070 \text{ Ton - m}$

Calculo de Puntos simulando falla ductil ($c < C_b$):

Asumimos $C_b - 10\text{cm}$

$c = 9.87 \text{ cm}$ $a = 10.72058824 \text{ cm}$

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	11.4900	-0.0011	-2219.0703	-25.4971	3.5135
2	20.0000	2.5800	-0.0010	-1982.6703	-5.1153	0.0000
3	33.7800	11.4900	0.0004	785.2698	9.0227	1.2433

Fuerza del bloque a compresion

$C_c = -76.545 \text{ Ton}$

Carga nominal:

$P_n = -98.13465758 \text{ Ton}$

Momento Nominal:

$M_n = 15.96280066 \text{ Ton - m}$

Calculo de Puntos simulando falla ductil ($c < C_b$):

Asumimos $c = 1\text{cm}$

$c = 1.00 \text{ cm}$ $a = 1.85 \text{ cm}$

Linea	di (cm)	Asi (cm ²)	ϵ	fsi	Fi (tn)	Mn (tn*m)
1	6.2200	11.4900	0.0157	4200.0000	48.2580	6.6500
2	20.0000	2.5800	-0.0010	-1982.6703	-5.1153	0.0000
3	33.7800	11.4900	0.0004	785.2698	9.0227	1.2433

Fuerza del bloque a compresion

$C_c = -13.209 \text{ Ton}$

Carga nominal:

$P_n = 38.956 \text{ Ton}$

Momento Nominal:

$M_n = 10.413 \text{ Ton - m}$

Diagrama Y Analisis

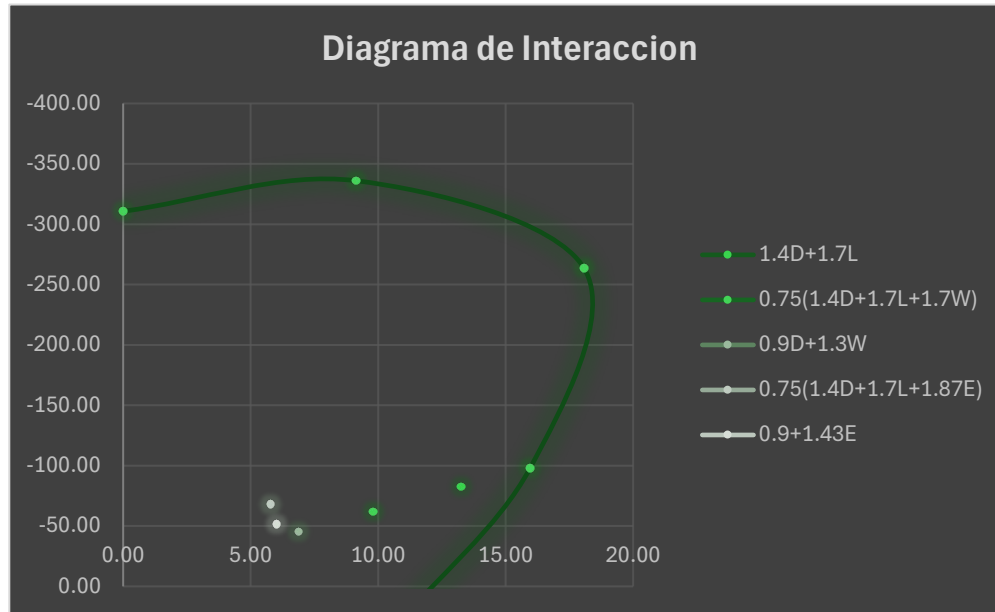
Diagrama Puntos Extremos

Mu	Pu
0.00	-310.71
9.13	-336.02
18.07	-263.70
15.96	-98.13
10.41	38.96

c=h
c>Cb
c<Cb
c=1

Casos de carga

	Mu	Pu
1.4D+1.7L	13.26	-82.75
0.75(1.4D+1.7L+1.7W)	9.81	-61.71
0.9D+1.3W	6.88	-45.37
0.75(1.4D+1.7L+1.87E)	5.792	-67.86
0.9+1.43E	6.024	-51.66

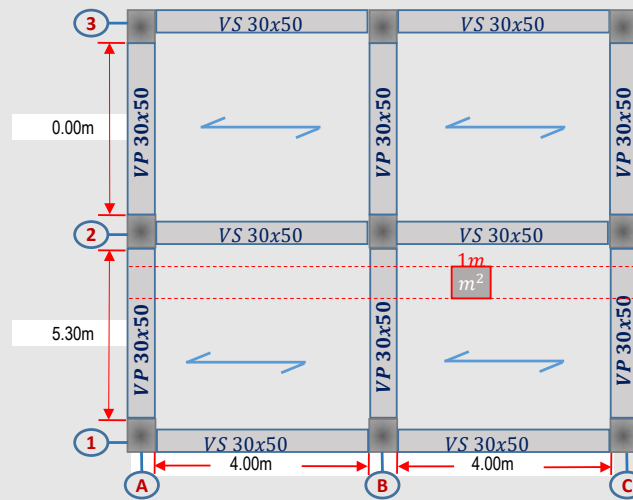


Diseño de Losa Aligerada

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

DATOS:

$f'c =$	210 Kg/cm ²
$F_y =$	4200 Kg/cm ²
SOBRE CARGA S/C =	200 Kg/m ²
P. Acabados =	246.77 Kg/m ²
P. Tabiquería =	284.45 Kg/m ²



PLANTA

1) CALCULO DE LA ALTURA DE LOSA.

$$h = \frac{L}{25} = \frac{5.35m}{25} = 0.214 \quad \boxed{h = 0.25m}$$

2) METRADO DE CARGAS.

a) Carga muerta o permanente.

Peso propio de la Losa:	350.00 Kg/m ²
Peso de Acabado:	246.77 Kg/m ²
Peso de Tabiquería:	284.45 Kg/m ²
TOTAL =	WD = 881.22 Kg/m²

b) Carga Viva.

$$\boxed{WL = 200.00 \text{ Kg/m}^2}$$

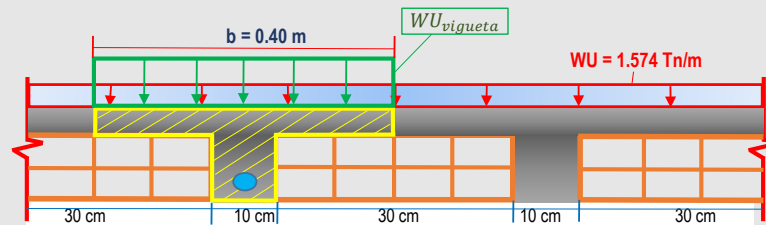
c) Calculo de la Carga Ultima Ampificada.

$$\boxed{WU = 1.4 * WD + 1.7 * WL}$$

$$WU = 1574 \text{ Kg/m}^2$$

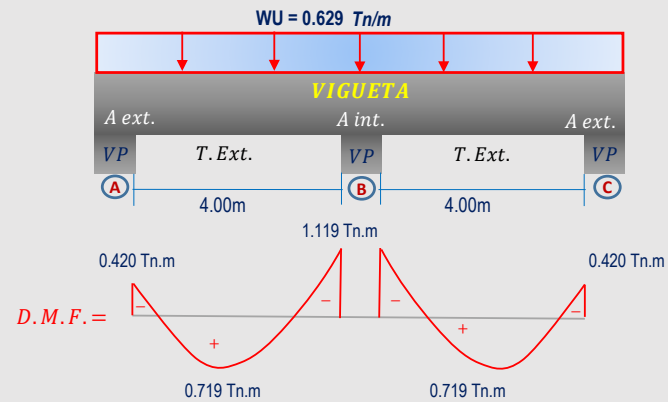
$$WU = 1.574 \text{ Tn/m}^2$$

d) Calculo de Carga Ultima por Vigueta.



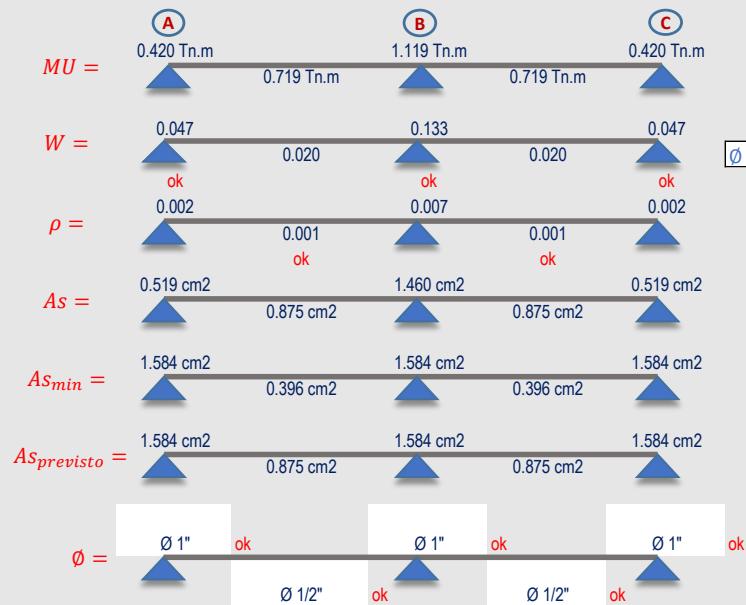
$$\boxed{WU_{vigueta} = WU * b} \quad 1573.708 \text{ Kg/m}^2 * 0.40 \text{ m} = 629.483 \text{ Kg/m} \quad \boxed{WU_{vigueta} = 0.629 \text{ Tn/m}}$$

3) CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS USANDO METODO SIMPLIFICADO DE LOS COEFICIENTES.

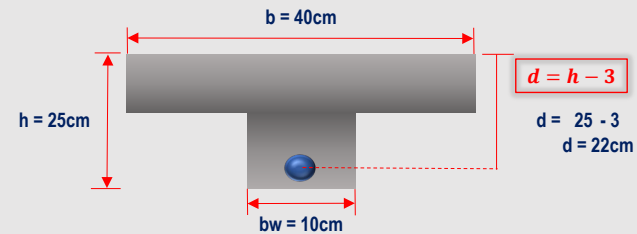


$MA = \frac{1}{24} * WU_v * L^2$	$\frac{1}{24} * 0.629 * 4.00^2 = 0.420 \text{ Tn.m}$
$MB = \frac{1}{9} * WU_v * L^2$	$\frac{1}{9} * 0.629 * 4.00^2 = 1.119 \text{ Tn.m}$
$MC = \frac{1}{24} * WU_v * L^2$	$\frac{1}{24} * 0.629 * 4.00^2 = 0.420 \text{ Tn.m}$
$MAB = \frac{1}{14} * WU_v * L^2$	$\frac{1}{14} * 0.629 * 4.00^2 = 0.719 \text{ Tn.m}$
$MBC = \frac{1}{14} * WU_v * L^2$	$\frac{1}{14} * 0.629 * 4.00^2 = 0.719 \text{ Tn.m}$

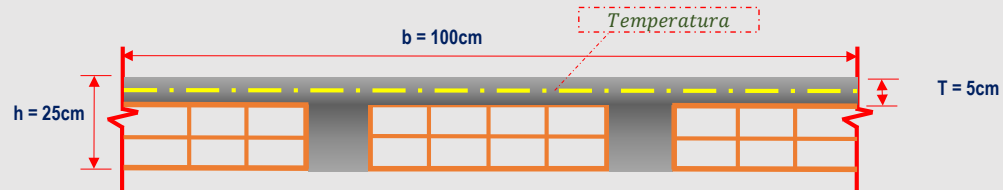
4) CALCULO DEL REFUERZO NECESARIO.



$$\phi = 0.90$$



5) CALCULO DEL REFUERZO POR TEMPERATURA.



$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * T = 0.0018 * 100 * 5 = 0.90\text{cm}^2$$

*Considerando siempre $\emptyset 1/4"$

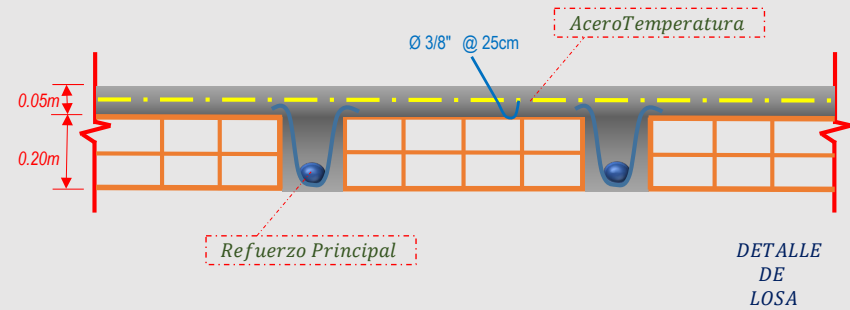
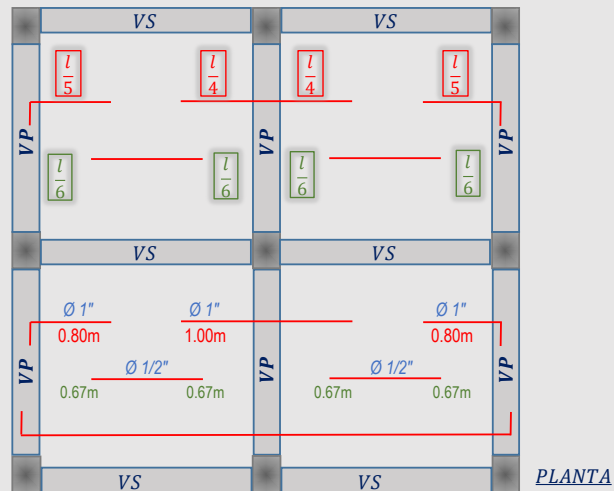
$$\#Barras = \frac{A_{s_{min}}}{A_{s_b}} = \frac{0.90\text{cm}^2}{0.71\text{cm}^2} = 1 \emptyset 1/4$$

$$S_{\emptyset} = \frac{b}{\#Barras} = \frac{100\text{ cm}}{1} = 100\text{ cm}$$

$$S_{max} = S * T = 5 * 5 = 25\text{ cm}$$

→ usaremos: $\emptyset 3/8" @ 25\text{cm}$

*DISPOSICION DE LA ARMADURA.



Diseño de Zapata

Solicitaciones en estado Ultimo

Para el diseño de zapatas se tomaron en cuenta las siguientes solicitaciones, obtenidas por medio del software utilizado para el cálculo estructural:

Reacciones	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
Combinacion U = 1.4D+ 1.7 L	4.19	11.29	82.75	6.82	1.78	0.10
Combinacion U = 0.75(1.4D+ 1.7 L+1.87E+)	59.72	90.53	67.86	57.92	37.79	1.24
Combinacion U = 0.9D+1.43E+	61.06	93.71	51.66	60.24	38.62	1.00

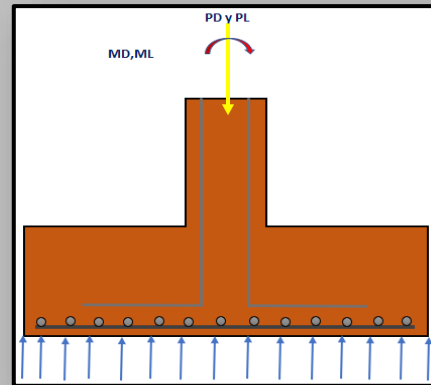
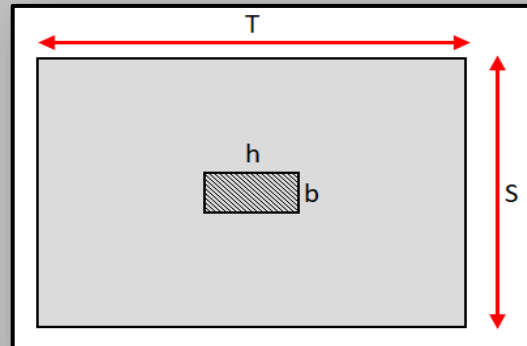
Solicitaciones en estado de servicio

Así mismo se deberán tomar en cuenta las solicitaciones para la zapara en condiciones de servicio siendo estas las siguientes:

Reacciones en Servicio	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
D	2.2863	6.4109	50.8214	2.6379	0.85	0.05656
L	0.0398	0.63	6.824	0.4888	0.1425	0.01014
Ex	42.8494	0.8631	8.5332	0.6037	17.3462	0.3514
Ez	0.2709	67.4732	6.6697	43.8013	0.354485	0.710531

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Diseño de zapata aislada



COL:

$$B = 0.4 \text{ m}$$

$$H = 0.4 \text{ m}$$

Datos de suelo

$$G_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 30 \text{ T/m}^2$$

Datos en condiciones de servicio

Cargas de servicio	P(t)	Mx(t.m)	My(t.m)
CM	50.8214	2.6379	0.85
CV	6.824	0.4888	0.1425
Sx	8.5332	0.6037	17.3462
Sy	6.6697	43.8013	0.3544

Establecemos las combinaciones de cargas de servicio

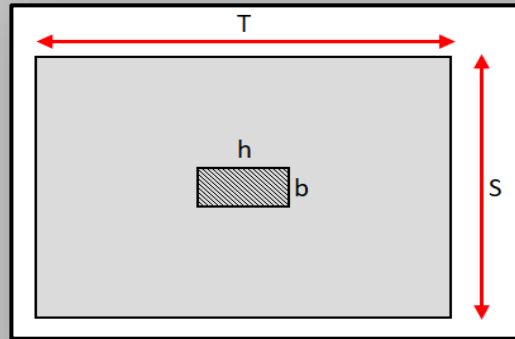
$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{T * S^2} + \frac{6M_y}{S * T^2}$$

Comb. Cargas de servicio	P(t)	Mx(t.m)	My(t.m)	S	S _x	S _y	S _{est.}
CM+CV	57.65	3.13	0.99	13.10	1.94	0.68	15.72
CM+CV+0.8Sx	64.47	3.61	14.87	14.65	2.24	10.14	27.03
CM+CV-0.8Sx	50.82	2.64	-12.88	11.55	1.64	8.78	21.97
CM+CV+0.8Sy	62.98	38.17	1.28	14.31	23.66	0.87	38.84
CM+CV-0.8Sy	52.31	-31.91	0.71	11.89	19.78	0.48	32.15

Establecemos las combinaciones de cargas últimas:

Comb. de carga última	P(t)	Mx(t.m)	My(t.m)	S	S _x	S _y	S _{estruc.}
1.4CM+1.7CV	82.75	4.52	1.43	18.81	2.80	0.98	22.59
0.75(1.4D+ 1.7 L+1.87S _x)	74.01	4.24	25.36	16.82	2.63	17.29	36.74
0.75(1.4D+ 1.7 L-1.87S _x)	50.12	2.55	-23.21	11.39	1.58	15.83	28.79
0.75(1.4D+ 1.7 L+1.87S _y)	71.40	64.71	1.57	16.23	40.11	1.07	57.41
0.75(1.4D+ 1.7 L-1.87S _y)	52.73	-57.93	0.58	11.98	35.91	0.39	48.28
0.9CM+1.43S _x	57.94	3.24	25.57	13.17	2.01	17.43	32.61
0.9CM-1.43S _x	33.54	1.51	-24.04	7.62	0.94	16.39	24.95
0.9CM+1.43S _y	55.28	65.01	1.27	12.56	40.30	0.87	53.73
0.9CM-1.43S _y	36.20	-60.26	0.26	8.23	37.35	0.18	45.76

Dimensiones de la zapata aislada



TxS(m2)

T=	2.00
S=	2.20

$$P = CM + CV$$

$$P = 57.6454$$

$$A_{zap} = \frac{P * 1.05}{G_s * 0.8}$$

$$A_{zap} = 2.52198625 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_{zap}} + \left(\frac{h-b}{2} \right)$$

$$T = 1.58807627$$

$$S = \sqrt{A_{zap}} - \left(\frac{h-b}{2} \right)$$

$$S = 1.58807627$$

Consideraciones para el dimensionamiento en planta T y S

	Combinación	S_e (Ton/m ²)	S_s (Ton/m ²)	$S_e \leq S_s$
Cargas en servicio	CM+CV	15.72	30	Cumple
Sismo X-X	CM+CV+0.8S _x	27.03	39	Cumple
	CM+CV-0.8S _x	21.97	39	Cumple
Sismo Y-Y	CM+CV+0.8S _y	38.84	39	Cumple
	CM+CV-0.8S _y	32.15	39	Cumple

Consideraciones para el diseño

	Combinación	S_u
Carg Últimas	1.4CM+1.7CV	22.59
Sismo X-X	1.25(CM+CV)+CS _x	36.74
	1.25(CM+CV)-CS _x	28.79
	0.9CM+S _x	57.41
	0.9CM-S _x	48.28
Sismo Y-Y	1.25(CM+CV)+CS _y	32.61
	1.25(CM+CV)-CS _y	24.95
	0.9CM+S _y	53.73
	0.9CM-S _y	45.76

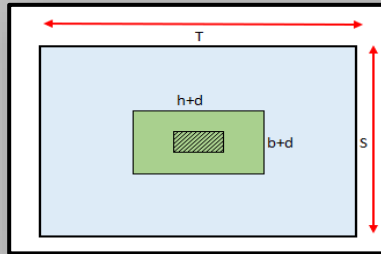
Valor para diseño

57.41

Dimensionamiento del Peralte

El peralte de la zapata debe cumplir con los requerimientos por punzonamiento y fuerza cortante

Análisis por punzonamiento



Los parametros empleados son los siguientes

$$b_o = 2(b + l + 2d)$$

$$A_o = (b + d)(l + d)$$

$$b_o = 1.6 + 4d$$

$$A_o = 0.16 + d^2 + 0.8$$

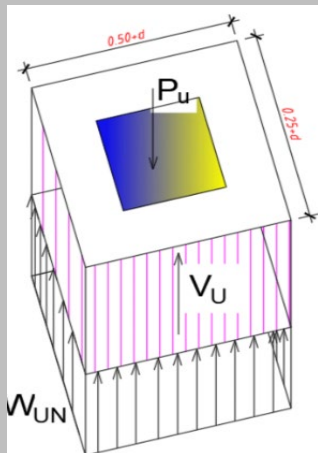
$$\beta = \frac{1}{\alpha_s} \text{ relacion de la columna}$$

$$\alpha_s = 40 \text{ Columnas interiores}$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{\beta}{2} \right) \sqrt{210} (150 + 4d) d = 11.521 (150 + 4d) d$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{40d}{150 + 4d} + 2 \right) \sqrt{210} (150 + 4d) d = 11.74 (16d + 100) d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} (150 + 4d) d = 15.36 (150 + 4d) d$$



$$V_U \leq \phi V_C$$

$$\sigma_u = 57.41 \frac{tnf}{m^2}$$

$$P_{1U} = 1.4Pd + 1.7Pl$$

$$P_{1u} = 82.75 \text{ tnf}$$

$$P_{1U} - \sigma_u * (H + d) * (B + d) = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (1.5 + 4d) * d$$

$$82.8 = 579.7 d^2 + 241.8 d + 9.2$$

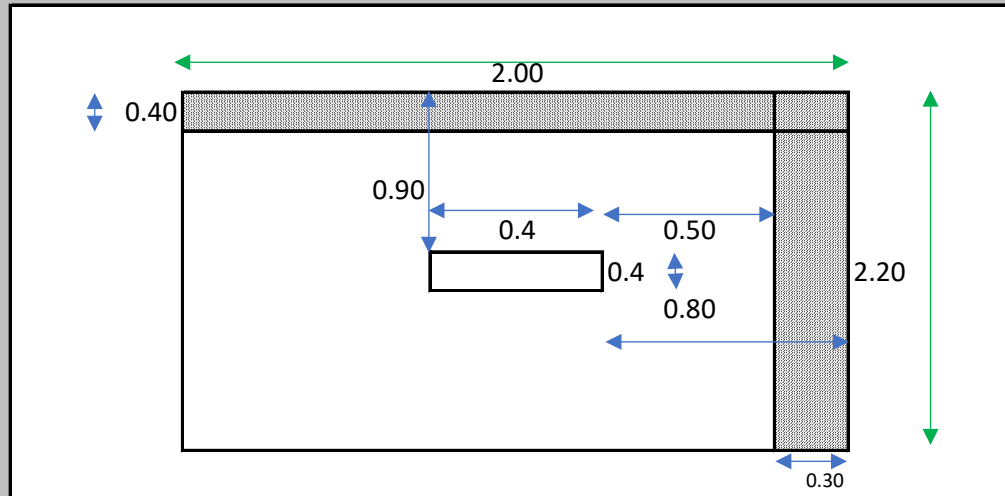
$P_{1U} =$	82.75
$\sigma_u =$	57.41
$H =$	0.4
$B =$	0.4

$d_1 =$	0.20
$d_2 =$	-0.62

$$d_{min} = 0.4$$

$$d = 0.40$$

Analisis por fuerza cortante



La resistencia nominal del concreto (V_c) y la resistencia requerida (V_u) se calculan con las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * d$$

$$V_u = \sigma_u(x)$$

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi V$

$$\sigma_u(x - d) = 0.53 * \sqrt{210} * 1 * d * 10$$

$$d = 0.34$$

$$d_{min} = 0.4$$

$$d = 0.40$$

Luego de obtener los peraltes efectivos del analisis de punzonamiento y fuerza cortante, se escoge el mayor valor:

$$H_{zap} = 0.50 \text{ m}$$

Diseño por Flexion

De acuerdo a la norma, el acero minimo es el siguiente

$$A_{s\ min} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smin} = \boxed{7.2000}$$

El momento flector maximo amplificado se obtiene con la siguiente expresion:

$$M_u = \sigma_u \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$A_s < A_{s\ min}$$

$$M_u = \boxed{18.37}$$

tn.m

$$A_s = \boxed{12.79}$$

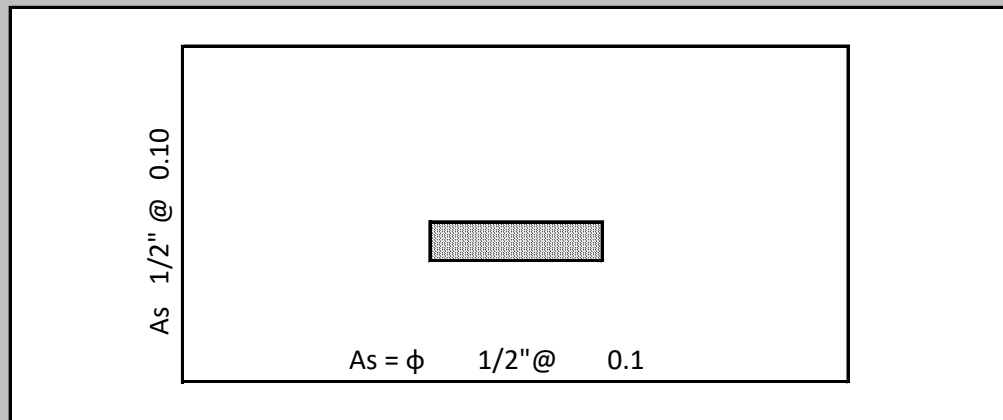
cm²

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s M_u}{0.85 f'_c b}$$

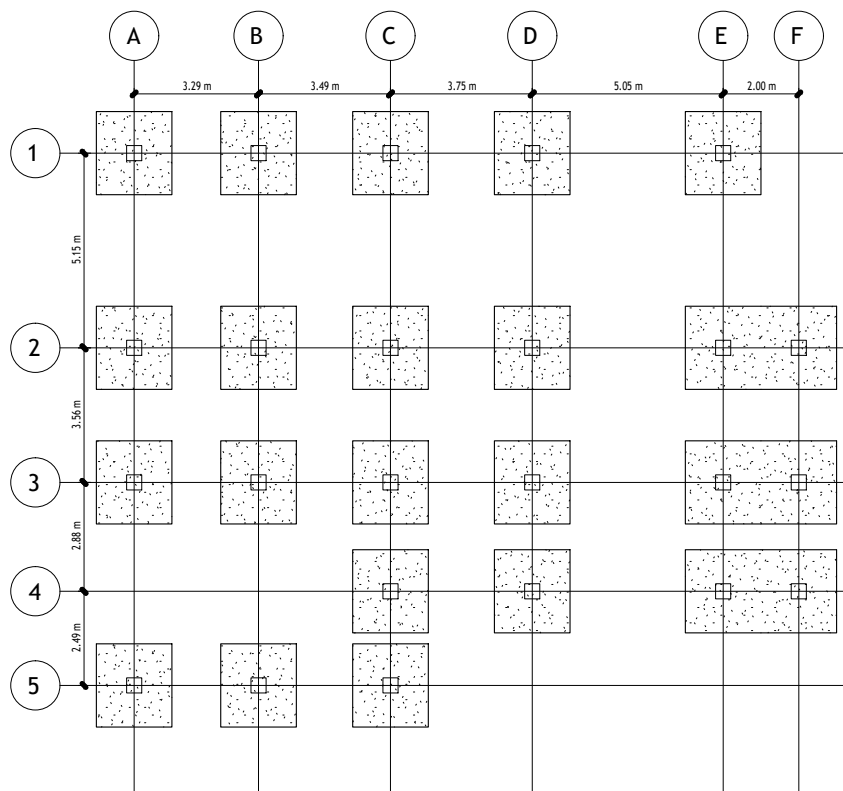
$$A_s = \boxed{12.79}$$

$$\phi \text{VARILLA} = \boxed{1/2''}$$

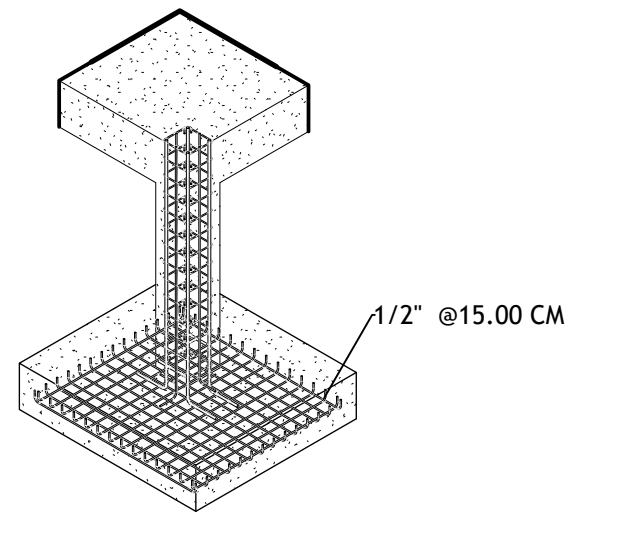


Planos Estructurales

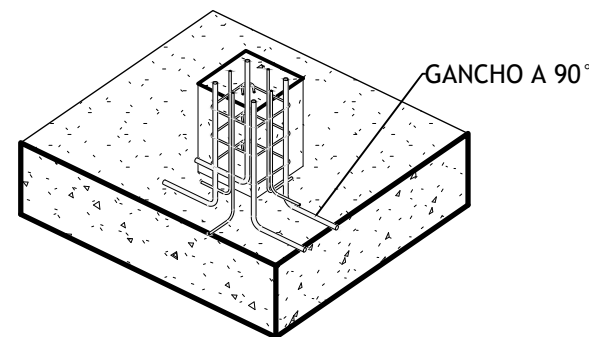
(Modelo tridimensional a detalle en archivo. rvt entregado al ingeniero supervisor)



1 PLANTA DE CIMENTACION
SCALE:



2 DETALLE DE ZAPATA
SCALE:

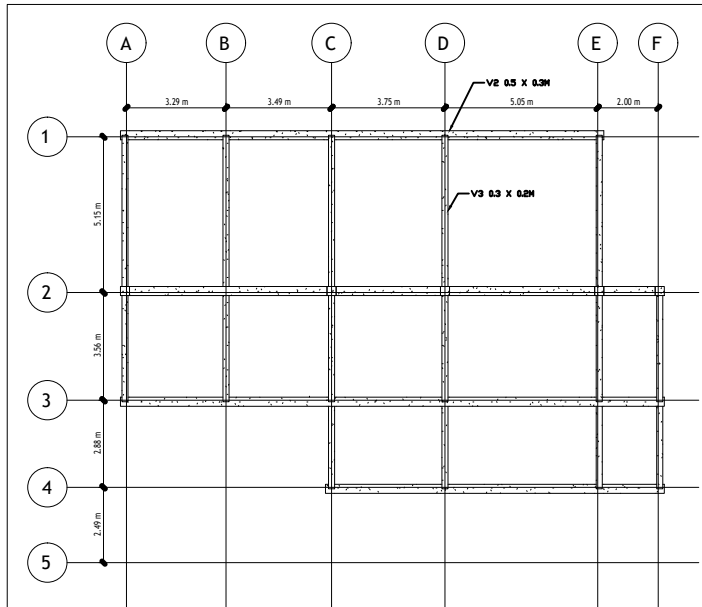


3 DETALLE DE COLUMNA EN ZAPATA
SCALE:

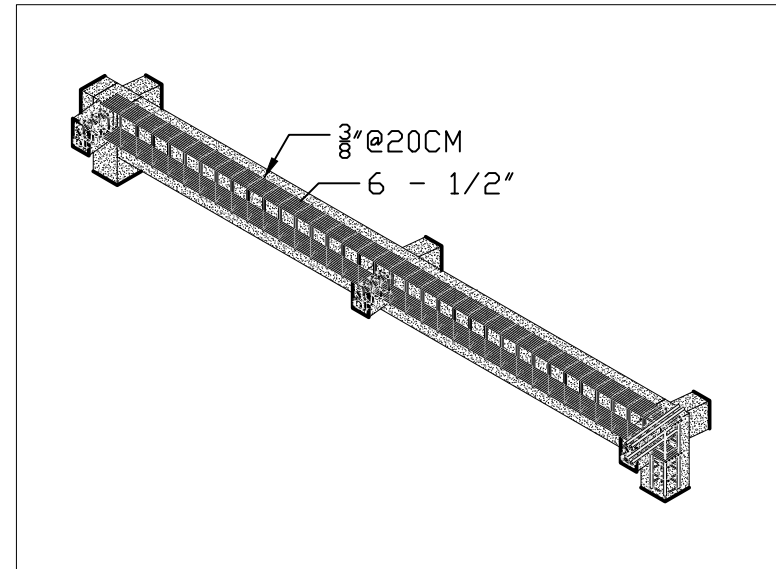


VIVIENDA RODRIGUEZ BANEGAS

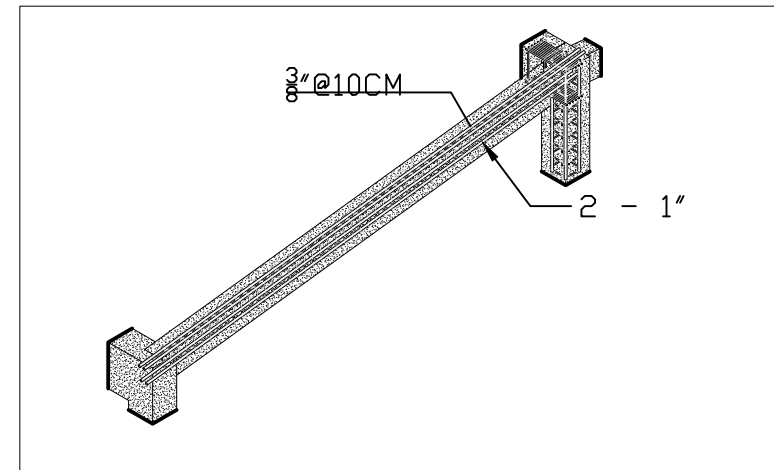
INGENIERO	GERARDO ORDOÑEZ	SUPERVISOR	CESAR ALVAREZ
DIRECCIÓN	EL TRIGO, EL HATILLO, FRANCISCO MORAZÁN		
PLANO Nº	1/3	CONTENIDO	CIMENTACION
FECHA	LA INDICADA	ESCALA	N/A



1 PLANTA DE TECHO
SCALE:



2 DETALLE V2
SCALE:

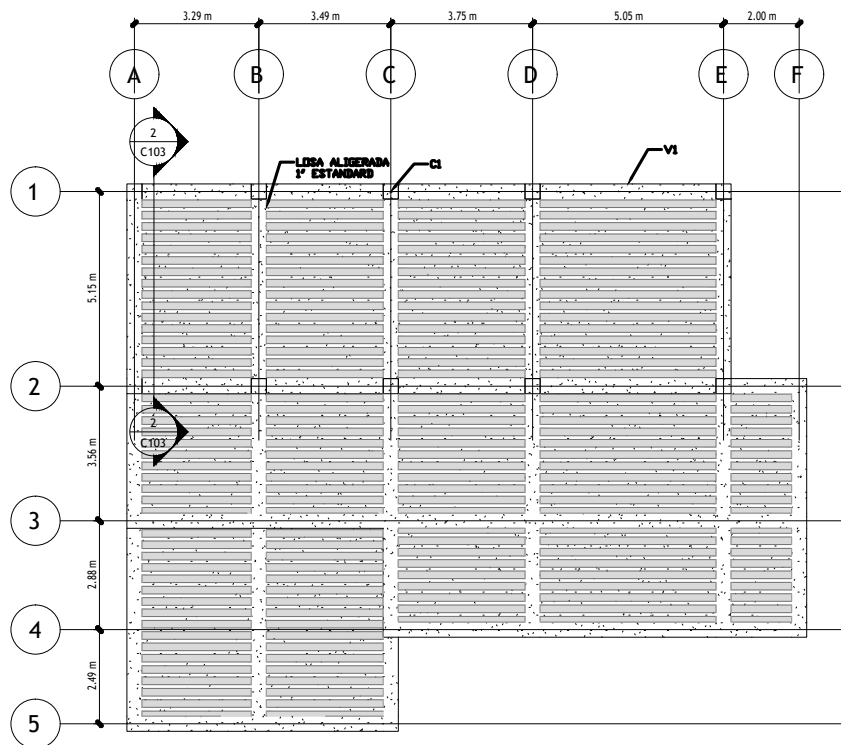


3 DETALLE V3
SCALE:

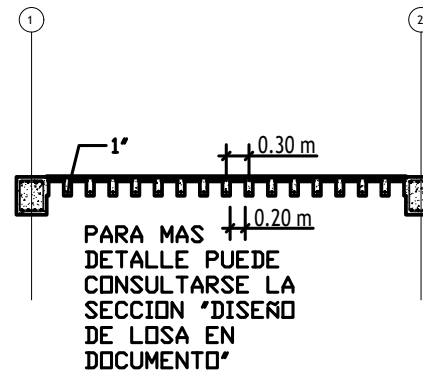


VIVIENDA RODRIGUEZ BANEGAS

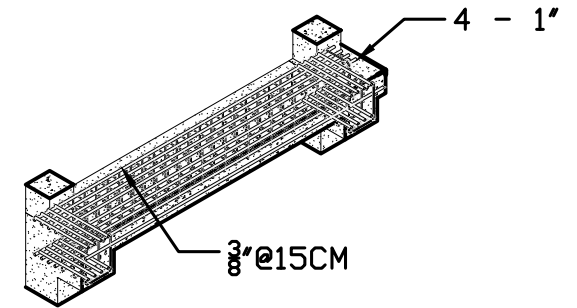
INGENIERO: GERARDO ORDOÑEZ	SUPERVISOR: CESAR ALVAREZ
DIRECCIÓN EL TRIGO, EL HATILLO, FRANCISCO MORAZAN	
PLANO Nº 2/3	CONTENIDO DETALLES DE TECHO
FECHA	LA INDICADA
ESCALA	N/A



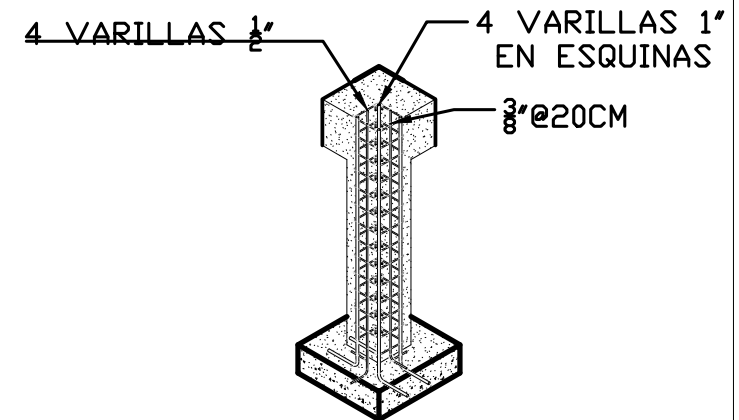
1 PLANTA DE LOSA
SCALE:



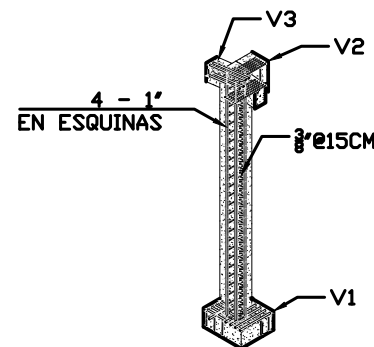
2 DETALLE DE LOSA AL
SCALE:



3 DETALLE V1
SCALE:



4 DETALLE C1
SCALE:



5 DETALLE C2
SCALE:



VIVIENDA RODRIGUEZ BANEGAS

INGENIERO:

GERARDO ORDÓÑEZ

SUPERVISOR

CESAR ALVAREZ

DIRECCIÓN EL TRIGO, EL HATILLO, FRANCISCO MORAZÁN

PLANO Nº

3/3

CONTENIDO

DETALLE DE LOSA

FECHA

LA INDICADA

ESCALA

N/A