



**UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.**

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CASA HABITACIÓN
DE DOS NIVELES EN LA CALLE MARCELO LOYA, COLONIA
RUBÉN JARAMILLO, EN URUAPAN, MICHOACÁN.**

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Guillermo Camarena Paredes

Asesor: I.C. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán, a 28 de marzo de 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Por darme la gran bendición de concluir mis estudios con paciencia y sobre todo con sabiduría.

A MI PADRE

Por darme el apoyo incondicional, así como el gran sacrificio por apoyarme económicamente.

A MI MADRE

Por cada consejo, desvelo, atención y sacrificio.

A MIS HERMANOS

Por su apoyo, comprensión y paciencia por cada situación prestada que compartimos.

A MIS COMPAÑEROS

Por su apoyo académico y su atención en cada momento requerido.

A MIS PROFESORES

Por darme las herramientas y el conocimiento que ayudarán a ejercer mi profesión.

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	2
Objetivo.	3
Pregunta de investigación.	4
Justificación.	4
Marco de referencia.	5

Capítulo 1.- Diseño estructural.

1.1 Concepto de diseño estructural.	7
1.1.1. Estructuración.	8
1.1.2. Análisis.	8
1.1.2.1. Determinación de las acciones de diseño.	9
1.1.2.2. Determinación de los efectos de las acciones de diseño.	9
1.2. Dimensionamiento.	9

1.3. Seguridad estructural.	10
1.3.1. Estado límite de falla.	10
1.3.2. Estado límite de servicio.	10
1.4. Reglamento de diseño.	11
1.4.1. Reglamentos prescriptivos.	11
1.4.2. Reglamentos funcionales.	12
1.5. Criterios de diseño estructural.	12
1.6. Materiales estructurales.	14
1.7. Materiales para mampostería.	15
1.8. Acero de refuerzo.	18
1.9. Tipos de cemento portland.	19
1.10. Tipos agregados.	21
1.11. Concretos de alta resistencia.	21
1.12. Resistencia a la compresión.	23
1.13. Ventajas del concreto reforzado como material estructural.	24
1.14. Desventajas del concreto reforzado como material estructural.	25
1.15. Principales sistemas estructurales.	26
1.16. Sistemas de piso.	28

Capítulo 2.- Análisis estructural.

2.1. Clasificación de las acciones.	36
2.2. Cargas vivas.	37
2.3. Cargas muertas.	39
2.4. Sistemas formados por barras.	41
2.5. Sistemas a base de placas.	44
2.6. Esfuerzos cortantes en vigas de concreto.	46
2.7. Resistencia del concreto al cortante.	47
2.8. Tipos de columnas.	48
2.9. Capacidad por cargas axial de las columnas.	50
2.10. Carga axial y flexión..	51
2.11. Tipos de zapatas.	53
2.12. Presiones reales del suelo.	56
2.13. Análisis de losas en dos direcciones.	57
2.14. Muros de concreto de carga. Método empírico de diseño.	58
2.15. Materiales usados en la cimbra.	60
2.16. Clasificación de las cimentaciones.	62

2.17. Clasificación de las estructuras.	63
2.18. Efectos de esbeltez.	64
2.19. Relación de esfuerzo deformación del concreto a compresión.	65
2.20. El suelo.	66

Capítulo 3.- Resumen de macro y microlocalización.

3.1. Generalidades.. . . .	68
3.1.1. Objetivo.	68
3.1.2. Alcance del proyecto.	69
3.2. Resumen ejecutivo.	70
3.3. Entorno geográfico.	71
3.3.1. Macro y microlocalización.	71
3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.	74
3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.	74
3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona de estudio.	74
3.3.4.1. Flora y fauna de la región.	75
3.4. Informe fotográfico.	75

3.4.1. Problemática actual.	75
3.4.2. Estado físico actual.	76
3.5. Alternativas de solución.	78
3.5.1. Planteamiento de alternativas.	78
3.6. procesos de análisis.	78

Capítulo 4.- Metodología.

4.1. Método empleado.	79
4.1.1. Método matemático.	80
4.2. Enfoque de la investigación.	80
4.2.1. Alcance de investigación.	82
4.3. Diseño de investigación.	83
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.	85
4.5. Descripción del proceso de investigación.	86

Capítulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación resultados

5.1. Análisis estructural. 87

5.2. Diseño de losas y muros de carga 93

5.3. Diseño de trabes, columnas y cimentación. 111

Conclusiones. 136

Bibliografía. 139

Anexos

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Se entiende por casa habitación a una edificación que es utilizada con fines puramente supervivientes, para salvaguardarse de las inclemencias del clima como lluvia, viento, entre otros.

Al transcurso de la historia, comunidades de cazadores nómadas construían campamentos de invierno para grandes grupos familiares. Utilizaban madera de árboles de los bosques que poblaban el continente, apareciendo las primeras ciudades que se conocen. Las casas de las primeras ciudades tenían habitaciones separadas para dormir, trabajar y adorar dioses.

Prácticamente en todo el mundo la característica de la vivienda la rige la situación geográfica, el clima, el género de vida social y económico, los materiales disponibles y de la habilidad tanto manual como mental de los individuos, por estas razones la evolución de la casa habitación se divide, desde que el hombre ocupa la prehistoria a través del tiempo y en los diferentes géneros en que ha progresado.

Una edificación debe cumplir la función para la que fue diseñada, por lo que ésta se verá afectada por cargas durante su vida útil, como su propio peso, el peso de muebles y personas, así las cargas que impone la naturaleza, como la lluvia, viento, nieve, sismos, entre otros. La edificación debe ser capaz de resistir dichas

cargas y brindar un grado de seguridad aceptable, por lo que es de gran importancia que se elaboré un buen diseño estructural.

Se realizó una investigación en las instalaciones de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. y tiene como título “Análisis y diseño estructural de una casa habitación para la colonia Ampliación Revolución” su autor es Hugo Alberto Damian Anguayo, de Uruapan, Michoacán.

Planteamiento del problema.

Cuando se habla de una casa habitación no suele ser tan común escuchar que éstas sean calculadas, muchos profesionistas lo han tomado como una receta de cocina, debido a que surge el argumento de que no vale la pena realizar un gasto para un cálculo estructural correcto. Se llega a presentar casos en donde se menciona que las cargas que se presentan en una casa habitación son tan pequeñas que no causan alguna falla en la estructura, estas cuestiones no parecen significar mucho, sin embargo, es fácil caer en errores.

¿Por qué en el ámbito profesional no se realizan los cálculos adecuados para una casa habitación?

Se llega hacer cierto que un cálculo cuesta e implica gastos que tal vez no fueron presenciados en el presupuesto, sin embargo, también el cálculo genera grandes ahorros a lo largo de la construcción de la obra y sobre todo brinda la seguridad estructural requerida.

En cuanto a la falla sobre una casa habitación, ésta se considera cuando la estructura tuviera un colapso total o parcial, en realidad en casas habitación se presentan pocas. Sin embargo, las fallas también son todas aquellas diferencias entre lo que se llega a esperar del proyecto y lo que en realidad suele ser. Es importante no caer en esos errores y que no se convierta en un ciclo vicioso. Una edificación de una casa habitación puede presentar fallas insignificantes pero estas fallas se pueden convertir en algo más grave al paso del tiempo. Es importante realizar los cálculos correspondientes para brindar a los habitantes de la casa habitación una seguridad adecuada al menor costo posible y de esta manera hacer una obra de calidad.

Objetivo.

Objetivo general.

Realizar el análisis y diseño estructural para casa habitación de dos niveles y brindar la seguridad adecuada y evitar que no presenten fallas que puedan ser significativas en la edificación.

Objetivos particulares.

- 1) Proponer estructuras que generen seguridad estructural.
- 2) Determinar las dimensiones de los elementos estructurales analizados.
- 3) Garantizar que la estructura será capaz de resistir las cargas que actúan sobre ella.
- 4) Utilizar para el análisis y diseño estructural los materiales más comunes para la construcción de una casa habitación.

Pregunta de investigación.

Tratándose del diseño estructural, en esta área se puede abarcar diversas actividades al ejecutar un proyecto, tales como la determinación de las dimensiones y características que se detallan en una estructura, es decir, aquella parte de la construcción que será sometida a diversos factores durante las etapas de su vida útil.

Por tal motivo se realiza la siguiente pregunta:

¿Cuál es el análisis y diseño estructural correspondiente para casa habitación de dos niveles?

En la ejecución de un proyecto estructural se detallan las características físicas que se tomarán para la construcción del proyecto, de esta manera reducir las fallas que se presenten y favorecer económicamente.

Justificación.

Este trabajo de investigación es de tal importancia, debido a que será enfocado a brindar la seguridad estructural, así como generar un ahorro en materiales.

Las principales personas que se beneficiarían son los futuros habitantes de este proyecto, posteriormente el investigador al resolver la duda que llevó a iniciar dicha investigación, así como aquellas personas que estén interesados en el tema de diseño estructural de una casa habitación ya que será un documento de consulta.

Marco de referencia.

Se realizó un proyecto estructural de una casa habitación que se construirá en la calle Marcelo Loya #68 de la colonia Rubén Jaramillo, en la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Se trata de una casa habitación de dos niveles y tendrá un total de 200 m² de construcción, los elementos estructurales son de concreto reforzado utilizando acero estructural A-36 grado 50, parte de los muros con piedra ahogada y de tabique rojo recocido. En la cimentación se usarán zapatas aisladas con trabes que ligarán estas.

Uruapan, de clima templado, exuberante vegetación y con gran producción anual de aguacate, razón por la cual se le conoce también como “La capital mundial del aguacate”. Se considera también el punto de unión entre tierra caliente y la meseta Purépecha. Su nombre oficial es Uruapan del Progreso. Uruapan proviene de la palabra purépecha "uruapani" y significa "lugar de abundancia de flor y fruto". La ciudad cuenta con atractivos turísticos culturales y naturales, entre los más destacados se encuentran:

- Parque nacional Lic. Eduardo Ruiz. Dentro del cual nace el Río Cupatitzio (Río que canta).
- La huatápera. Es un antiguo hospital y uno de los primeros de América, fundado por Fray Juan de San Miguel.
- La tzararacua. Al sur de Uruapan, río abajo, 10 km por la carretera a Apatzingán, se localiza esta extraordinaria cascada.

- Tianguis Artesanal Domingo de Ramos. El centro de la ciudad se llena de artesanías, todas estas son traídas de distintas comunidades en las cuales Fray Juan de San Miguel, donde evangelizó a los colonos y aportó un oficio.

- Templo de San Francisco y Casa de la Cultura. Sus orígenes se remontan a la fundación de la ciudad, son de estilo plateresco y recientemente fueron restaurados.

- Mercado de Antojitos. En ese mercado pueden encontrarse platillos típicos de la región.

- Fábrica de San Pedro. Durante el siglo pasado se fabricaban telares de gran calidad, ahora funge como centro de convenciones y de igual forma una discoteca.

- Plaza de los Mártires. se localiza en el centro de la ciudad, en ella se encuentra un monumento erigido en 1893 para honrar a los Mártires de Uruapan, a lado de esta plaza se encuentra la plaza Morelos, donde se encuentra un monumento dedicado al José María Morelos, quién antes de unirse a la causa independentista, realizó su labor como sacerdote en la ciudad.

La colonia Rubén Jaramillo es una zona urbana, su clima es templado tropical con lluvias en verano. Su temperatura fluctúa entre los 8° C a 37.5° C. Su código postal es 60013 y su clave lada es 452. Es una colonia que cuenta con los servicios como luz, agua potable y drenaje.

CAPÍTULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL

El proyectista debe realizar y conocer un conjunto de actividades con el objetivo que garantice el correcto funcionamiento durante la vida útil de una edificación. El profesional en esta área debe tener un amplio conocimiento sobre el diseño estructural para poder elaborar proyectos que se puedan presentar durante su profesión, es de gran importancia que el profesional tenga en mente que debe generar una seguridad estructural en donde las personas puedan habitar sin temor. En este capítulo se abarcarán los temas como conceptos de diseño estructural, dimensionamiento, seguridad estructural, reglamento de diseño, criterios de diseño estructural, materiales estructurales, acero de refuerzo, tipos de cemento portland, tipos de agregados, concretos de alta resistencia, resistencia a la compresión, ventajas y desventajas del concreto como material estructural, principales sistemas estructurales y sistemas de piso.

1.1. Concepto de diseño estructural.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), el diseño es un proceso mediante el cual se definen las características de un sistema para que cumpla de forma eficiente sus objetivos. El objetivo principal de un sistema estructural es que debe resistir a las fuerzas que va estar sometido durante de vida útil.

Siguiendo lo dicho por Meli Piralla (2004), los cálculos y rectificaciones posteriores son basados en la teoría de diseño estructural los cuales sirven para definir en detalle las características de la estructura y con ello confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto. Tal vez se logre que una estructura mal propuesta cumpla con los requisitos de estabilidad, pero posiblemente se trate de una solución antieconómica y antifuncional. Lo que normalmente se llega a dominar como criterio estructural no sólo está basado en la intuición y en la práctica, sino que también se debe apoyar en sólidos conocimientos teóricos.

Cualquier clasificación del diseño estructural puede resultar hasta cierto punto arbitrario. Para entender su esencia es útil considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

1.1.1. Estructuración.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), en esta parte del proceso se determinan los materiales de los cuales estará construida la estructura, el arreglo de sus elementos, sus dimensiones y características más esenciales.

1.1.2. Análisis.

En esta denominación se incluyen las actividades que dirigen a la determinación de la respuesta de la estructura ante diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil, según Meli Piralla (2004).

1.1.2.1. Determinación de las acciones de diseño.

En muchos casos las cargas que introducen esfuerzos a las estructuras se definen por códigos por lo que el proyectista debe conocer de ellos. Es frecuente que quede como responsabilidad del proyectista el valor del diseño de alguna carga.

1.1.2.2. Determinación de los efectos de las acciones de diseño.

En esta etapa se determinan las fuerzas internas o elementos mecánicos como son los momentos flexionantes, de torsión, fuerzas axiales y cortantes, así como las deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis han evolucionado, el desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha ayudado para poder analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos, según refiere Meli Piralla (2004).

1.2. Dimensionamiento.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), en esta etapa se detalla la estructura y se revisa para ver si cumple con los requisitos de seguridad. Se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura, es importante que las especificaciones en los planos sea lo más detallada posible con el propósito de evitar errores durante al desarrollo de la obra.

1.3. Seguridad estructural.

Como indica Meli Piralla (2004), la función de la estructura es retener las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción. El sistema estructural debe soportar varias series de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y daños.

Se exige en una estructura que la estabilidad no se desmorone por inestabilidad total o parcial, que resista a las solicitaciones a las que estará expuesta durante su vida útil, que su capacidad resistente no varíe significativamente con el tiempo, que no tenga movimientos que afecten a su uso o a componentes no estructurales vinculados a ella.

1.3.1. Estados límites de falla.

“Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.” (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2013: 126)

1.3.2. Estados límites de servicio.

“Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto

funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.” (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2013: 126)

1.4. Reglamento de diseño.

Como indica Meli Piralla (2004), los reglamentos para estructuras son documentos legales los cuales tienen como función proteger a la sociedad contra un colapso o un mal funcionamiento estructural. Los reglamentos por lo general, son elaborados por comités formados por especialistas en la materia y revisados por instituciones interesadas como productores de materiales, entre otros.

Los redactores de los reglamentos tienen la responsabilidad de fijar los niveles de seguridad adecuados para los diferentes tipos de estructuras. Estos niveles de seguridad se basan en la experiencia del comportamiento de las estructuras diseñadas con diferentes procedimientos, factores de seguridad y en la misma opinión del redactor. En México la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para las de otros estados, es la del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004).

1.4.1. Reglamentos prescriptivos.

Refiere Meli Piralla (2004), que los reglamentos prescriptivos son más disciplinados y obligan a cumplir con una serie de requisitos para los casos que puedan presentarse, pero tienen como ventaja de que el proyectista pueda demostrar que su diseño cumple con los requisitos establecidos. El proyectista tiene como respaldo estos reglamentos para problemas que se puedan presentar a lo largo de la vida útil de una edificación, si la edificación presenta fallas y el proyectista se encuentra en problemas legales, su principal respaldo será el reglamento.

La mayoría de los reglamentos son prescriptivos y algunos de ellos son:

Código ACI. America Concrete Institute.

Código AISC. American Institute of Steel Construction.

Código AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Código USC. Uniform Building Code.

Código CEB. Comite European Du Beton.

1.4.2. Reglamentos funcionales.

Como indica Meli Piralla (2004), los reglamentos funcionales son más racionales y permiten más libertad a los proyectistas de fomentar la innovación. El defecto principal es que es difícil comprobar si un diseño estructural cumple con los requisitos de comportamiento establecidos. En estas situaciones, el proyectista se encuentra sin respaldo alguno debido a que el tipo de reglamento utilizado no brinda la seguridad adecuada para garantizar que la estructura es capaz de soportar las cargas a la que es sometida.

1.5. Criterios de diseño estructural.

Para fines de aplicación de las normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presentan combinaciones de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

Refiere Meli Piralla (2004), con reglamentos se pueden resolver de diferentes maneras los problemas de revisión de la seguridad estructural. Con el planteamiento

de estados límite antes presentado se conduce a lo que se llama un criterio de diseño y consiste en comprobar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$F_R R_d > \sum F_C S_d$$

Donde la resistencia, R_d , es calculada con los valores de esfuerzos resistentes de los materiales, donde este es multiplicado por un factor de reducción de resistencia, F_R . Al otro lado de la igualdad, las fuerzas internas obtenidas del análisis estructural S_d , se multiplican por factores que toman en cuenta el efecto de las acciones de cargas. Con esta manera se obtiene un juego de factores de seguridad. De igual manera se tiene un criterio diferente de revisión de la seguridad el cual consiste en la comparación del esfuerzo actuante con un esfuerzo permisible:

$$f_p > f_a$$

Este criterio es usado para la mayoría de los materiales, en donde estos tienen un comportamiento elástico lineal y no está ligado a una teoría elástica, siendo de simple transformación de un criterio de resistencia a una presentación diferente, refiere Meli Piralla (2004).

Siguiendo lo dicho por Meli Piralla (2004), la falla por flexión en la sección crítica se presenta cuando se alcanza la máxima plasticidad en la viga, donde para un momento flexionante es igual a:

$$M_p = Z f_y$$

En donde Z es el módulo plástico de la sección y f_y representa la fluencia de acero. Se considera que llega a su capacidad útil y por consiguiente, a un estado límite de falla. Cuando la sección llega al esfuerzo de fluencia, que se expresa con la fórmula:

$$M_R = S f y$$

Donde S representa al módulo elástico de la sección. En los métodos de diseño, el momento actuante es llamado regularmente como momento último, donde este es obtenido al aplicar varios factores de carga. La carga w uniformemente distribuida sobre la viga simplemente apoyada corresponde al momento del diseño el cual será:

$$F_C M_A = F_C \frac{w L^2}{8}$$

Donde el momento resistente es afectado por el factor de reducción de la resistencia.

1.6. Materiales estructurales.

Las características que hacen que los materiales sean capaces de cumplir funciones estructurales se ven relacionado con las propiedades mecánicas y la gran influencia del costo. En las estructuras civiles se manejan grandes volúmenes y no permiten materiales extraordinariamente resistentes de comportamiento estructural aceptable, pero con un costo muy elevado. Los materiales demás de cumplir con características estructurales deben tener propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, aislamiento térmico y acústico, y resistencia al fuego, además, el material debe proporcionar cualidades estéticas a la construcción, refiere Meli Piralla (2004).

Ciertamente, no existe un material estructural óptimo; tiene curvas de esfuerzo-deformación. A continuación se muestra un grafica donde se muestra la curva de esfuerzo-deformación.

1.7. Materiales para mampostería.

“Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE, con excepción de los dispuesto para el límite inferior del área neta de piezas huecas.” (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2013: 731)

En la siguiente imagen se muestran las piezas huecas:

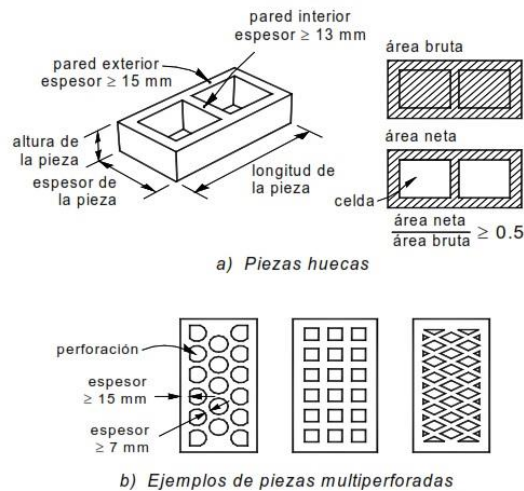
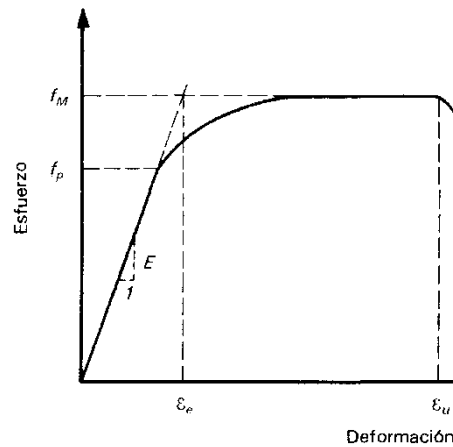


Imagen 1.1. Tipos de piezas huecas.

Fuente: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2013: 731.

“Se considera piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta por lo menos 75 % del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores mejores de 20 mm.” (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 2013: 732)



Gráfica 1.1. Curva de esfuerzo-deformación de un material estructural.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 267.

Donde:

f_p = Límite de proporcionalidad.

f_m = Esfuerzo máximo resistente.

ε_e = Deformación elástica para el esfuerzo máximo resistente.

ε_u = Deformación unitaria.

$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e}$ = Factor de ductilidad.

E = módulo de elasticidad.

La resistencia de un material se mide como el esfuerzo máximo que alcanza un material durante una prueba. En algunos casos ésta se limita a un esfuerzo menor que al máximo, donde el acero adopta para resistencia con fines de diseño al esfuerzo de fluencia. En varios materiales, como el acero, la resistencia a la compresión y a la tensión regularmente son iguales. Los materiales pétreos son más resistentes a la tensión que a la compresión, mientras que la madera tiene resistencias mayores a la tensión, refiere Meli Piralla (2004).

El módulo de elasticidad es muy importante para el comportamiento estructural, siendo directamente relacionado con la rigidez que se puede lograr en la estructura y de los estados límites de servicio que se presentan, según Meli Piralla (2004).

Para un material de comportamiento lineal se tiene la distribución de esfuerzos para la cual el esfuerzo máximo de compresión es igual al de la tensión.

Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial, así como la madera, se caracterizan por tener resistencias y módulos de elasticidad relativamente altos, también tienen una baja resistencia a la tensión. Presentan una falla frágil tanto en compresión como a tensión, Meli Piralla (2004).

Refiere Meli Piralla (2004), el material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o bien, sobre puestas, se les conoce como mampostería. Las zonas de contacto entre las piedras construyen planos de

debilidad para la transmisión de los esfuerzos de tensión y cortante. La unión entre cada piedra se realiza por medio de juntas de mortero de diferente composición.

Entre los materiales más constructivos más comunes se encuentra el ladrillo macizo o hueco de barro industrializado, bloque hueco de concreto y ladrillo macizo del mismo material, como también el ladrillo silico-calcáreo. El concreto simple en clasificado dentro de las mamposterías, aunque no presenta planos de falla tiene baja resistencias a la tensión y suele ser despreciable en el diseño, tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004).

1.8. Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo es usado en estructuras de concreto para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y cambios volumétricos. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas tienen protuberancias en sus superficies, según los fabricantes, esto con el fin de aumentar la adherencia entre el concreto y el acero. Las varillas más usadas para diferentes tipos de aplicaciones son las corrugadas. Las varillas lisas no se utilizan mucho o con frecuencia, se pueden utilizar para rodear las varillas longitudinales, sobre todo en columnas, refiere McCormac (2011).

Las mallas soldadas de alambre se utilizan como refuerzo de losas, pavimentos, cascarones y en lugares en donde el espacio es limitado para colocar varillas de refuerzo. La malla se hace con alambres estirados en frío, se coloca

fácilmente y tiene una excelente adherencia con el concreto, partiendo de la dicha por McCormac (2011).

Las varillas con anclaje interno son usadas en lugar de las varillas con ganchos, con considerablemente menos congestión en las áreas aglomeradas tales como las intersecciones de viga-columna. Dicha especificación cubre varillas lisas y corrugadas cortadas a la medida y que tengas cabezas que sean soldadas en uno o ambos extremos. A continuación se presenta una imagen de la varilla con anclaje interno.

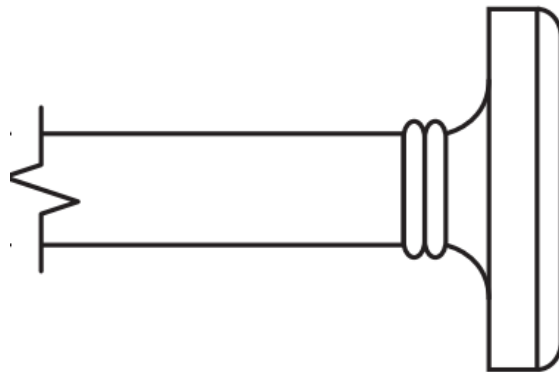


Imagen 1.2. Varilla de refuerzo corrugada con anclaje interno.

Fuente: McCormac; 2011: 23.

1.9. Tipos de cemento portland.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), los concretos elaborados con cemento portland normalmente adquieren una resistencia capaz de resistir cargas moderadas a las dos semanas de la aplicación. Dichos concretos alcanzan su

resistencia de diseño a los 28 días y siguen adquiriendo resistencia a menor ritmo durante el tiempo de la edificación.

McCormac (2011), señala que en muchas ocasiones se necesita acelerar la obra, por lo que es necesario utilizar cementos de fraguado rápido, son más caros pero brindan la resistencia de diseño dentro de un periodo de 3 a 7 días en vez de 28 días normales. Está claro que cuanto más rápido se obtenga la resistencia deseada, más eficiente será la operación.

Como indica McCormac (2011), existen otros tipos especiales de cementos portland disponibles. El de proceso químico o endurecimiento del concreto produce calor. Dicho calor se disipa muy lentamente y puede generar problemas muy graves en una estructura. Ocasiona que el concreto se expanda durante el fraguado. Al enfriarse, el concreto se contrae y genera un severo agrietamiento.

Refiere McCormac (2011), en Estados Unidos, la American Society for Testing and Materials (ASTM) clasifica los cementos Portland en cinco tipos:

Tipo 1. El cemento común de usos múltiples empleado en trabajos de construcción en general.

Tipo 2. Un cemento modificado que tiene menor calor de hidratación y puede resistir alguna exposición al ataque de los sulfatos.

Tipo 3. Un cemento de fraguado rápido que produce en las primeras 24 horas un concreto con una resistencia aproximadamente del doble que la del cemento tipo 1.

Tipo 4. Se usa en estructuras de concreto de gran tamaño.

Tipo 5. Cemento usado para concretos que van a estar expuestos a alta concentraciones de sulfatos.

1.10. Tipos agregados.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), los agregados usados en el concreto ocupan unas tres cuartas partes del volumen de este. Como son menos caros que el cemento, se es deseable utilizar la mayor cantidad posible de ellos. Para esto se tienen agregados finos que son las arenas y agregados gruesos que son todas las gravas o piedra triturada. Se considera que todo material que pasa la malla #4 es material fino y todo aquel material que es retenido en esta malla se considera que es un material grueso.

Los agregados deben ser fuertes, durables y limpios. La resistencia de los materiales provoca un efecto muy significativo en la resistencia y durabilidad del concreto. Cuando se usan materiales ligeros como en los agregados finos y gruesos, al concreto resultante se le conoce como de peso ligero global. Los concretos hechos con materiales ligeros son tan parecidos como a los de concretos de peso normal en la durabilidad y en lo robusto, la diferencia entre estos seria el peso de los materiales se utilizaron para elaborar cada concreto. El uso de agregados ligeros en concretos puede afectar las deflexiones en las vigas, la resistencia al corte y el coeficiente de fricción, según McCormac (2011).

1.11. Concretos de alta resistencia.

Los concretos que tienen una compresión mayor a 6 000 lb/plg² se le conocen como concretos de alta resistencia. También se les llama concretos de alto

desempeño porque cuentan con otras características excelentes además de su alta resistencia, como la permeabilidad baja provoca que los concretos sean más durables con respecto a los agentes físicos y químicos que actúan sobre estos. Dichos agentes provocan que el material se deteriore, refiere McCormac (2011).

Como cita McCormac (2011), hace algunas décadas los ingenieros consideraban que las compañías de premezclado no podían fabricar concretos resistentes a la compresión mayores a 4 000 lb/plg². Pero en la actualidad estas compañías ofrecen concretos resistentes a la compresión hasta por lo menos de 9 000 lb/plg².

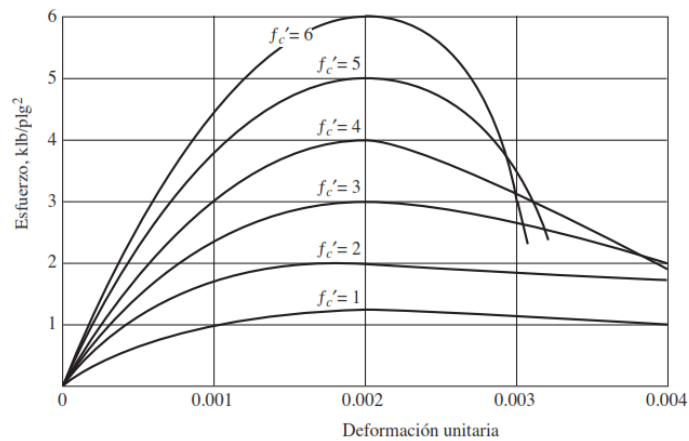
McCormac (2011), señala que los concretos de alta resistencia también son usados para miembros precolados y presforzados. Debido a su alta resistencia, permite reducir las dimensiones de los miembros lo que provoca que sean más ligeros, logrando ahorros de almacenamiento, manipulación, envío y montaje.

Como indica McCormac (2011), para logra producir concretos con resistencias mayores a 6 000 lb/plg², se necesita establecer un control de calidad más estricto de trabajo y tener un excelente cuidado con la elección de los materiales a emplearse. El aumento de la resistencia se logra usando proporciones menores de agua-cemento, agregando aditivos y realizando una selección adecuada de agregados limpios y sólidos. La resistencia real del concreto que requiere el diseñador para un trabajo en específico, depende del tamaño de las cargas así como de la calidad de los agregados.

1.12. Resistencia a la compresión.

Retomando lo dicho por McCormac (2011), la resistencia a la compresión del concreto f'_c se termina por medio de pruebas de cilindros de concreto de 6 plg x 12 plg de diámetro. Durante un periodo de 28 días los cilindros se mantienen sumergidos en agua con una humedad del 100%. Existen concretos con resistencias ultimas a los 28 días que van desde los 2 500 lb/plg² hasta 10 000 lb/plg² a 20 000 lb/plg², en los concretos usados normalmente se tiene una resistencia de entre 3 000 lb/plg² y 7 000 lb/plg², mientras que para la construcción presforzada se emplean resistencias entre los 5 000 lb/plg² y 6 000 lb/plg².

Tomando como base lo señalado por McCormac (2011), en las curvas de esfuerzo-deformación se representan los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros estándares de resistencias variables a los 28 días. A continuación se muestra una gráfica de esfuerzo-deformación.



Gráfica 1.2. Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo.

Fuente: McCormac; 2011: 11.

Debido a que estas curvas presentan puntos importantes deben estudiarse más detalladamente los siguientes puntos:

1. Las curvas aproximadamente son rectas, donde las cargas representan entre un tercio a un medio de la resistencia última del concreto.
2. Más allá de este intervalo, es comportamiento ya no es lineal.
3. Todos los concretos alcanzan sus resistencias bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002.
4. El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica definida. Las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004.
5. Las curvas esfuerzos-deformación unitaria de los cilindros de concreto son casi idénticas con las obtenidas en los lados de compresión de vigas.
6. Los concretos de bajo grado son más frágiles que los de grado alto. Las deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

1.13. Ventajas del concreto reforzado como material estructural.

Como indica McCormac (2011), el concreto reforzado es uno de los materiales más importantes en la construcción que se puede usar en edificaciones grandes o pequeñas como en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, etcétera. Es un material universal en la construcción y por consiguiente tiene numerosas ventajas:

1. Tiene una gran resistencia a la compresión.

2. Tiene una gran resistencia a las acciones de fuego y el agua. Es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua esté presente. Durante incendios de intensidad media, los recubrimientos hacen que la varilla de refuerzo solo presenten daños superficiales.
3. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
4. Casi no requiere mantenimiento.
5. En comparación con otros materiales, tiene una larga vida de servicio.
6. Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, pilares y construcciones similares.
7. La gran variedad de colado permite diferentes formas como losas, vigas y columnas, hasta los grandes arcos y cascarones.
8. En algunas regiones, el concreto aprovecha para su elaboración materiales existentes baratos como arena, grava y agua.
9. Se requiere de mano de obra de baja calificación para su montaje en comparación con otros materiales como el acero estructural.

1.14. Desventajas del concreto reforzado como material estructural.

Siguiendo lo dicho por McCormac (2011), para poder sacar el mejor provecho al concreto, es necesario conocer sus puntos débiles así como sus puntos fuertes. Se presentan algunas de sus desventajas como son:

1. El concreto tiene una baja resistencia a la tensión, por lo que es necesario es uso de un refuerzo de tensión.

2. Se requiere de moldes o cimbras para mantener el concreto en la posición deseada hasta que endurezca. Debe ser claro que cuando se trata de mejorar el costo de las estructuras de concreto reforzado, el factor principal reside en la reducción del costo de la cimbra.
3. La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce al uso de miembros pesados. Se debe tener un gran cuidado en claros grandes, donde el peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes.
4. La baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros sean relativamente grandes. Es de gran importancia tener cuidado y de considerar siempre en edificios altos y en estructuras de grandes claros.
5. Las propiedades del concreto varían debido a su proporción y mezclado. Además, el colado y curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como en la producción de otros materiales.

1.15. Principales sistemas estructurales.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), las características estructurales más importantes de un sistema son su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe ser capaz de resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a la que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas puedan actuar, tanto de manera vertical como horizontal. Conviene que se posea ductilidad, en donde no baste que alcance un estado de resistencia en una sección que pueda ocasionar el colapso brusco de la

estructura, sino que tenga la capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y que posea una reserva de capacidad antes del colapso.

Como menciona Meli Piralla (2004), un sistema en serie es el que está formado por elementos que están conectados de manera que las cargas se transmiten sucesivamente de uno a otro y basta que falle un solo elemento para producir el colapso del sistema. Sea S , la fuerza que se índice en un elemento cualquiera y R_i su resistencia. La probabilidad de que falle un elemento individual, i , se plantea como:

$$P_{pi} = P(R_i < S_i)$$

Retomando a Meli Piralla (2004), la probabilidad de que un sistema llegue a falla es que falle cualquiera de sus elementos. Es más sencillo calcular la probabilidad de que no falle el sistema, o la probabilidad de sobrevivencia, P_s . Para calcular que el sistema sobreviva es necesario que ninguno de sus elementos falle. Se llega a la conclusión que la probabilidad de que falle un sistema en serie crece proporcionalmente con el número de elementos que lo componen.

Así mismo Meli Piralla (2004), considera un sistema en paralelo que está formado por elementos conectados de manera que la capacidad del sistema es la suma de las resistencias individuales. La falla de cada elemento es frágil, cuando se llega al límite de la resistencia del elemento más débil éste pierde su capacidad de carga y, al menos de que los demás elementos restantes sean capaz de soportar la carga que tocaba al elemento que falló, el sistema podría llegar al colapso. Cuando el número de elementos no es muy grande, la carga adicional que se distribuye en

cada elemento debido a la falla de uno de ellos, es muy considerable y aumenta la probabilidad de que falle otro elemento más cercano, de manera que la probabilidad de que falle el sistema es muy similar a la que falle cualquiera de sus elementos y se llega al mismo valor que en el caso del sistema en serie.

Si se presenta que la falla de sus elementos es dúctil, cuando uno de ellos alcanza su máxima capacidad de resistencia, no llega a fallar bruscamente sino que mantiene su capacidad de carga y de allí en adelante el resto de los elementos debe repartirse la carga adicional, refiere Meli Piralla (2004).

1.16. Sistemas de piso.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), en la gran mayoría de las construcciones, principalmente en edificios se pueden identificar dos subsistemas estructurales de los cuales se pueden tomar decisiones convenientes antes de proceder al análisis estructural. Estos subsistemas son el horizontal o sistemas de piso y el vertical o elementos de soporte.

Con anterioridad, la principal función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Por ser los pisos sistemas planos, las cargas introducen momentos flexionantes, lo que provoca que sean críticos los problemas de flechas y vibraciones.

Tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004), en las construcciones actuales, para todos los materiales se han desarrollado procedimientos que logran el

trabajo integral de los diferentes elementos. Esto se obtiene de manera natural en estructuras fabricadas en sitio como se muestra en la siguiente figura:

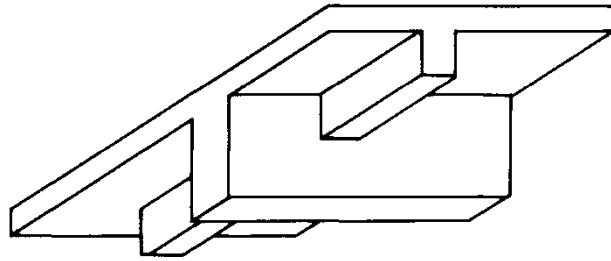


Figura 1.1. Sistemas de pisos de placa sobre retículas de vigas. Elementos compuestos.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 314.

En otras estructuras se requieren elementos de conexión con la capacidad de poder transmitir los esfuerzos cortantes horizontales como se muestra en la siguiente figura:

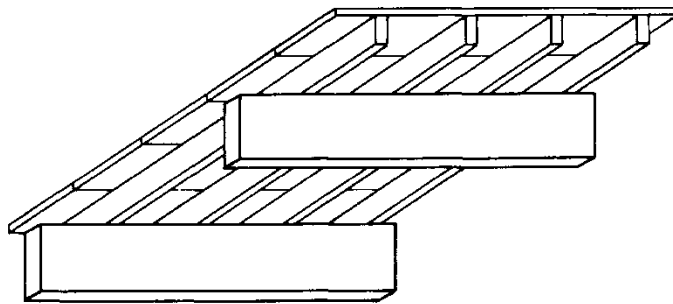


Figura 1.2. Sistemas de pisos de placa sobre retículas de vigas. Elementos sobrepuestos.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 314.

Como menciona Meli Piralla (2004), en estos sistemas de piso conviene que el espesor de la placa sea mínimo por requisitos constructivos de aislamiento o de resistencia al impacto. La retícula de las vigas inferiores debe tener una separación máxima con la que la placa de piso funcione adecuadamente desde el punto de vista estructural. El arreglo de vigas hace mínimo el espesor necesario de la losa y por consiguiente procura una estandarización de elementos para fines de economía y sencillez de construcción. Cuando la distribución de los apoyos es regular, los arreglos de vigas son más claros y sencillos; para la distribución de apoyos en formas irregulares, el arreglo de vigas resulta más complejo. En algunos sistemas de construcción se llegan a formar retículas de vigas que tiene una separación muy pequeña lo que provoca que el sistema de piso sea equivalente a una placa, en donde el espesor se calcula de manera que tenga un momento de inercia con un ancho unitario de la retícula de las vigas y losa. A continuación se muestran unos ejemplos en la siguiente figura:

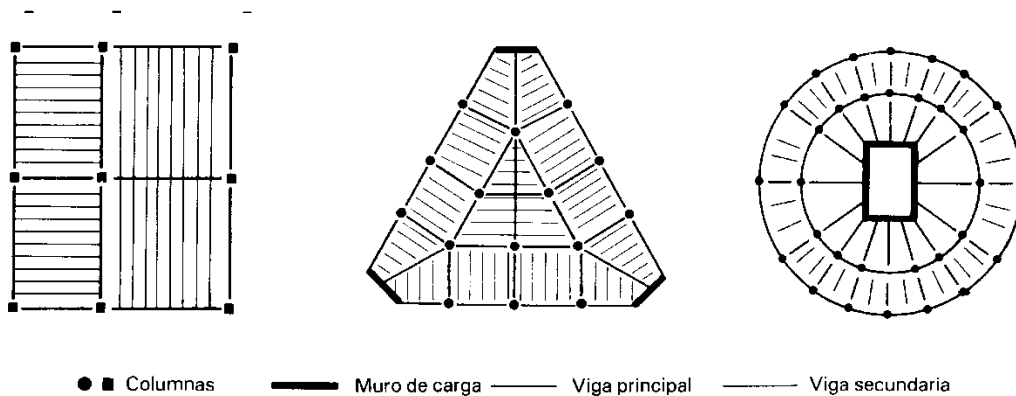


Figura 1.3. Arreglos de las vigas secundarias y principales en sistemas de piso de planta regular o irregular.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 315.

Algunos sistemas de pisos más comunes se mencionarán dando a conocer el principal material que los constituye.

La madera es usada en el sistema más antiguo y era a base de tablonés sobre retículas de vigas que ha ido evolucionando, comenzando desde el machihembrado de las tablas que funcionaba como placa que hacía factible la repartición de cargas concentradas, y después fue sustituida por tablas con placas de madera contrachapada. Se ha hecho frecuente el empleo de métodos de conexión entre vigas y las placas que aseguran el funcionamiento de sección compuesta. Este tipo de pisos junto con muros de carga forman estructuras tipo cajón, se pueden prefabricar por secciones y ensamblar en la obra con mucha facilidad y es en algunos países es muy común este tipo de sistemas para construcciones pequeñas, refiere Meli Piralla (2004).

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), el concreto es considerado como el material más usado en la construcción de sistemas de piso por su moldeabilidad, durabilidad y economía. La losa maciza en dos direcciones apoyada sobre muros de carga es un sistema muy común para claros pequeños y es muy usado en la construcción de viviendas. La mayoría de las losas están asociadas con la intención de reducir el uso de cimbras debido a que es la responsable de una fracción significativa del costo total y del tiempo de ejecución de la obra. Los sistemas que permiten la integración de vigas prefabricadas de concreto presforzado con una capa de compresión colada en el sitio son las viguetas y bovedillas o semiviguetas y bovedillas. Las bovedillas son elementos de cimbra y aligeramiento de la losa, mientras que la capa de compresión vaciada en el sitio proporciona la continuidad

entre los distintos elementos, siendo necesaria para la acción de diafragmas ante las fuerzas en el plano de las losas. En las siguientes figuras se muestran unos ejemplos:

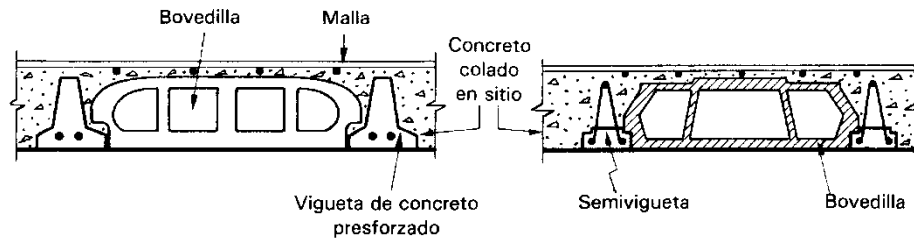


Figura 1.4. Sistema de piso de vigüeta y bovedilla.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 316.

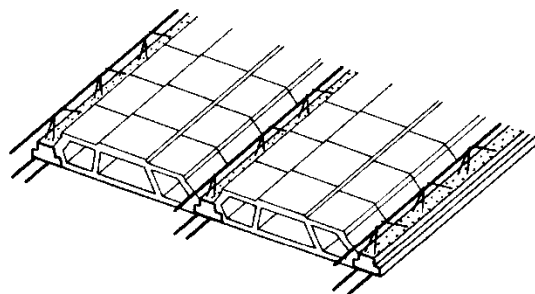


Figura 1.5. Sistema de piso de semivigüeta y bovedilla.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 316.

Como cita Meli Piralla (2004), para claros muy considerados resulta muy útil utilizar vigas preforzadas conectadas en las losas también prefabricadas o coladas en el sitio, tratándose de secciones compuestas, debe asegurarse un proceso de conexión que garantice la continuidad entre los distintos elementos.

Tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004), las losas apoyadas directamente sobre las columnas son una construcción muy popular para los pisos

de concreto reforzado y mediante una cimbra sencilla se logra una superficie inferior plana, con un peralte muy reducido del sistema de piso y con gran rapidez de construcción. Para claros reducidos la placa plana maciza es la más conveniente, como se muestra en la siguiente figura:

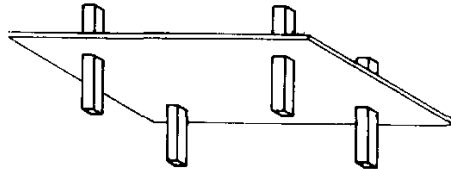


Figura 1.6. Modalidades de la losa plana de concreto reforzado.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 318.

Mientras se tengan planos mayores el peralte necesario hace esta solución muy pesada y obliga al empleo de ábacos y capiteles, como se muestra en la siguiente figura:

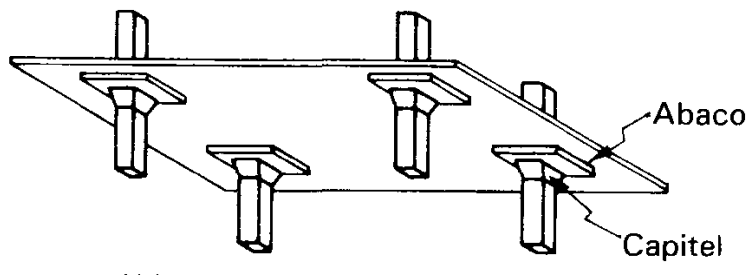


Figura 1.7. Modalidades de la losa plana de concreto reforzado.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 318.

Para edificios resulta más atractivo el uso de aligeramiento formando huecos por medio de elementos removibles o que quedan formados por parte de la losa, llamada losa reticular, a continuación se presenta en la siguiente figura:

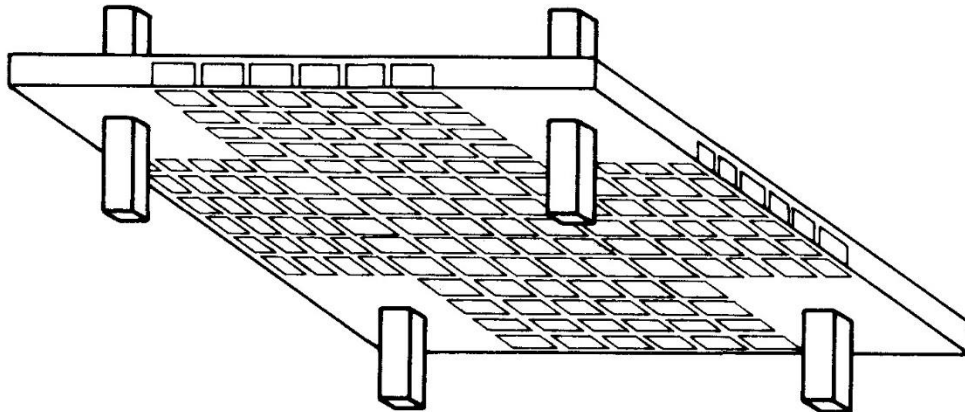


Figura 1.8. Modalidades de la losa plana de concreto reforzado. Losa plana reticular.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 318.

Siguiendo lo dicho por Meli Piralla (2004), el acero se utiliza para construir sistemas de piso completo solo en algunas estructuras industriales. Las vigas de acero de alma abierta o de secciones de lámina doblada generan soluciones ligeras y económicas, dando lugar a un comportamiento menos dúctil. Existen diversas variantes que pretenden simplificar la cimbra y la construcción de las losas, una de ellas es el uso de la lámina de acero corrugada apoyada sobre las vigas. Las láminas tienen corrugaciones en donde penetra el concreto logrando un anclaje mecánico. La lámina de acero de alta resistencia trabaja en tensión eliminando o reduciendo la necesidad de refuerzo en el lecho inferior. A continuación se presenta la siguiente figura:

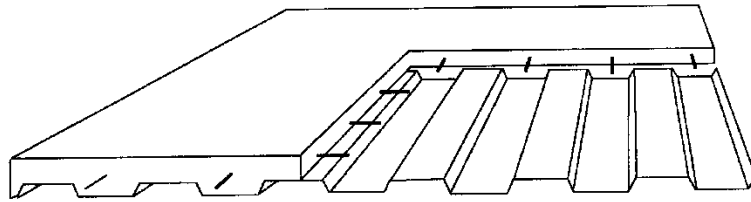


Figura 1.9. Losa de concreto con refuerzo de lámina corrugada.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 319.

El sistema es particularmente indicado para pisos que deben soportar cargas elevadas.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La aplicación de cargas a una estructura produce fuerzas y deformaciones en dicha estructura. La determinación de estas fuerzas y deformaciones se llama análisis estructural. En este capítulo se abarcarán los temas como clasificación de las acciones, cargas vivas, cargas muertas, sistemas formados por barras, sistemas a base de placas, esfuerzos cortantes en vigas de concreto, resistencia del concreto al cortante, tipos de columnas, capacidad de cargas de las columnas, carga axial y flexión, tipos de zapatas, presiones reales del suelo, análisis de losas en dos direcciones, muros de concreto de carga. Método empírico de diseño, materiales usados en la cimbra y la responsabilidad en el diseño de cimbras.

2.1. Clasificación de las acciones.

Es importante que las acciones sean consideradas durante el análisis y diseño de una estructura, dichas acciones van afectar a la edificación durante su vida útil, por ese motivo debe la estructura ser capaz de resistir ante estas fuerzas.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), se puede hacer la clasificación de las acciones de acuerdo a criterios diferentes dependiendo el origen de las acciones, como cargas muertas, cargas de funcionamiento y de efectos ambientales; dependiendo en la forma en que actúan dichas acciones, en estáticas, dinámicas y de impacto. Siguiendo el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) se distinguen los siguientes tipos de acciones:

- Acciones permanentes: “Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al efecto del presfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.” (Meli Piralla, 2004; 76)

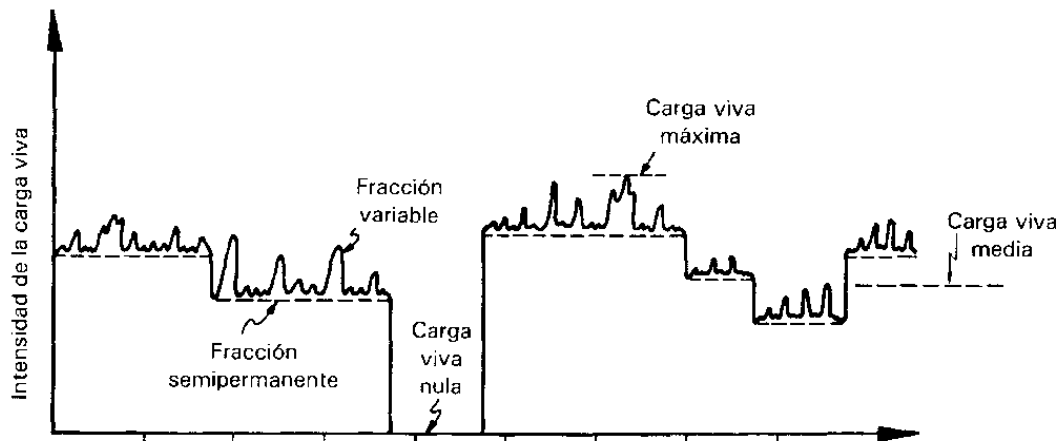
- Acciones variables: obran en la estructura con una intensidad variable con el tiempo. Se deben al funcionamiento propio de la construcción, a los cambios de temperatura y a los cambios volumétricos, los cuales son variables y significativos con el tiempo.

- Acciones accidentales: éstas no se deben al funcionamiento normal de la construcción, puede tomar valores significativos durante periodos de tiempo poco considerables. En ésta entran las categorías de sismos, vientos, oleaje y explosiones.

2.2. Cargas vivas.

Se considera que las cargas vivas son el mismo peso de los muebles, personas, equipos, mercancías, etc. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño. La diferencia entre las cargas muertas es que no son de carácter permanente, es decir, que no tiene una posición fija y definida dentro de la edificación. Se puede distinguir en tres principales grupos de construcción en

donde se debe considerar la carga viva como en puentes, edificios y edificaciones industriales, refiere Meli Piralla (2004).



Esquema 2.1.- Variación temporal, considerando dos características de las cargas vivas: variación temporal y variación espacial.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 132.

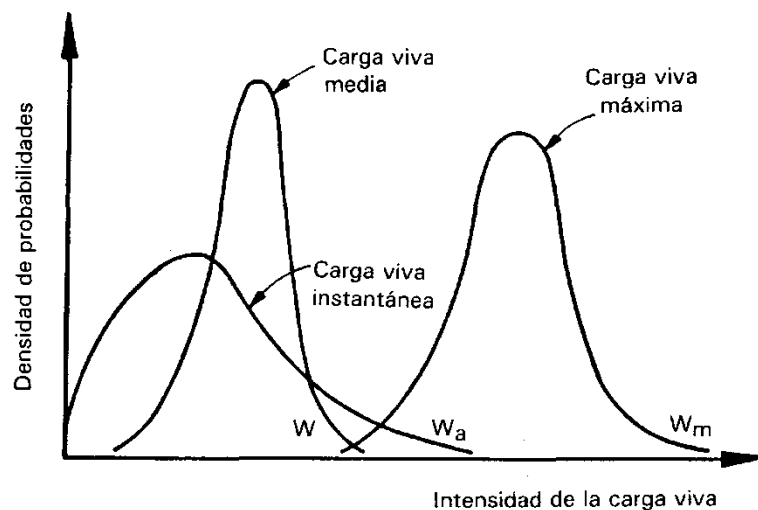
De acuerdo con Meli Piralla (2004), dependiendo de la combinación de cargas que se estén analizando, se pueden definir distintos valores de cargas vivas como: carga viva máxima, carga viva instantánea, carga viva media y carga viva mínima.

- a) Carga viva máxima (W_m): es la máxima capacidad que se puede adquirir durante la vida útil de una estructura.
- b) Carga viva instantánea (w_a): es la carga que puede ocurrir en un instante en la estructura, esto es en el instante que ocurre acción accidental, es decir, cuando la estructura está sujeta a acciones como sismo o viento.

c) Carga viva media (w): se utiliza para calcular efectos a largo plazo como las deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que relacionan muy lentamente con el tiempo.

d) Carga viva mínima: es el valor mínimo que puede presentarse durante la vida útil de una estructura. Existe la probabilidad de que la carga viva mínima sea nula en cierto momento, por lo tanto, la carga se toma como cero.

En la siguiente figura se muestra la distribución de probabilidades de diferentes valores de diseño de carga vistos anteriormente.



Grafica 2.1.- Distribución de probabilidades de diferentes valores de diseño de carga.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 133.

2.3. Cargas muertas.

Siguiendo lo dicho por Meli Piralla (2004), se conoce como carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción,

incluyendo al peso propio de la construcción y de los elementos no estructurales como muros divisorios, las instalaciones, pisos, muros de carga, fachadas y todos aquellos elementos que se encuentran en una posición fija en la construcción, que gravitan de forma constante sobre la estructura. La carga muerta es la principal acción permanente.

Tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004), el cálculo de la carga muerta resulta relativamente sencillo, ya que sólo requiere de la determinación de los volúmenes de los distintos componentes en donde los volúmenes son multiplicados por el peso volumétrico según sea el tipo de material. La mayoría de las cargas se presentan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las diferentes áreas de construcción, en algunos casos se presentan cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Como señala el autor antes citado, se tiene la creencia de que las cargas muertas pueden calcularse con mucha exactitud, pero estas son las acciones que presentan menor grado de incertidumbre. La diferencia del cálculo a lo real depende de factores como las dimensiones del proyecto, las variaciones de los pesos volumétricos de los materiales y adiciones de los elementos no estructurales.

Como menciona Meli Piralla (2004), el peso por unidad de área de las losas de concreto es generalmente mayor que el que se calcula a partir de su espesor especificado en los planos. Estos espesores de losas son siempre superiores a lo especificados debido a diferentes factores como la irregularidad y desniveles en las cimbras. Al colocar el firme el mortero de cemento se nivela en el lecho superior de la

losa, manteniendo el espesor modificado en donde los sitios de las flechas son mínimas. El RCDF recomienda que, para losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en sitio, deben aumentar 20 kg/cm^2 sobre el peso propio.

2.4. Sistemas formados por barras.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), con los arreglos de barras pueden formarse esquemas estructurales demasiado diversos, los cuales se puede hacer una subdivisión entre los arreglos triangulares, tipo armadura y arreglos tipo marcos. En los primeros las cargas externas son resistidas por las fuerzas axiales en los miembros. En los arreglos no triangulares, o tipo marco, se implica la transmisión de las cargas por medio de cortante y flexión. Puede hacerse una distinción entre los subsistemas bidimensionales que son factibles para analizarse de forma independiente, mientras que otros sistemas sólo se pueden analizar de forma tridimensional. Otro aspecto de suma importancia para diferenciar el comportamiento estructural de los sistemas, el tipo común entre las uniones de las barras, que puede presentarse como apoyo simple, articulado o nudo rígido capaz de transmitir momentos.

Refiere el autor antes mencionado, que la armadura plana es un sistema formado por barras que son rectas que se encuentran articuladas en sus extremos y arregladas de manera que formen triángulos, en su plano hace que las cargas exteriores se resistan solo por las fuerzas axiales en los elementos. Dicho sistema sirve igual que la viga, para transmitir cargas transversales a los apoyos y puede visualizarse de hecho como una viga de alma abierta en donde el momento

flexionante en cada sección se equilibra, no es a través de la variación continua de los esfuerzos normales, sino a través de las fuerzas de compresión y de tensión concentradas en la cuerda inferior y superior. La fuerza cortante se equilibra por las fuerzas en los elementos verticales y diagonales. El material es aprovechado de una manera eficiente en las armaduras, esto se debe a que todos los elementos están sujetos a cargas axiales por lo que son uniformes en toda su longitud. Unido a su ligereza, hace muy satisfactorio el empleo de armaduras para cubrir claros grandes. A continuación, se muestra una imagen sobre la armadura y viga mencionadas anteriormente.

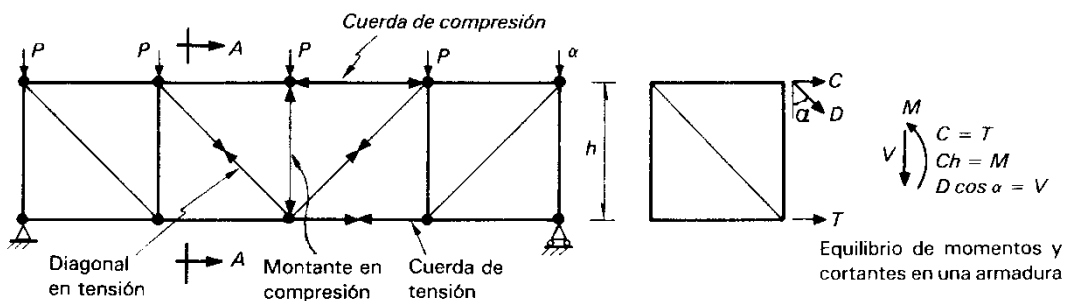


Imagen 2.1.- Relación de semejanza entre una armadura y una viga de alma abierta.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 305.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), la triangulación es el aspecto clave de la armadura, de los arreglos apropiados de los elementos depende la eficiencia de la transición de cargas. Es muy conveniente que los triángulos formen ángulos entre los 30° y 60° para poder lograr alta rigidez. Debe limitarse la longitud de los elementos de compresión de manera de que la resistencia no se vea reducida sustancialmente

por efectos de pandeo. Las armaduras son generalmente sistemas isostáticos, aunque en ocasiones se emplean armaduras hiperestáticas.

Como indica Meli Piralla (2004), en puentes y cubiertas de claros demasiados grandes es conveniente proporcionar un peralte total que la armadura varíe de acuerdo con la magnitud de los momentos flexionantes. A continuación, se muestra una imagen como ejemplo de esto.

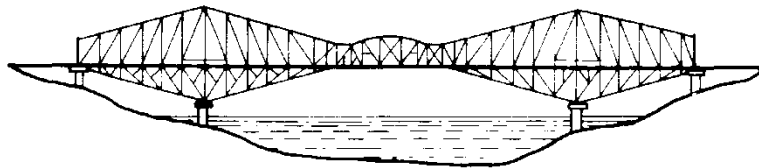


Imagen 2.2.- Armadura según la variación de los diagramas de momentos flexionantes.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 306.

Las armaduras espaciales son muy eficientes para cubiertas de claros grandes en dos direcciones ya que funcionan como placas de gran momento de inercia. En la siguiente imagen se muestra cómo son este tipo de armaduras.

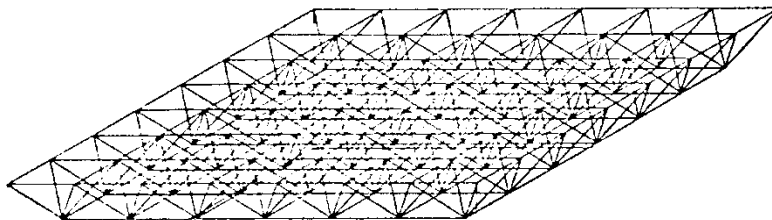


Imagen 2.3.- Armadura espacial utilizada para edificaciones de grandes claros.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 307.

El marco es el sistema estructural que más se emplea en las estructuras modernas, en donde se construye generalmente el esqueleto vertical resistente como claro ejemplo pueden ser los edificios. Sus ventajas no sólo dependen de su buena eficiencia estructural, sino que permite gran libertad en el uso del interior, según Meli Piralla (2004).

2.5. Sistemas a base de placas.

Mediante los arreglos de placas verticales como son los muros y los horizontales que son las losas se pueden formar sistemas de diversas características. La sobre posición de placas simplemente apoyadas en un sola dirección y muros, integra un sistema que tienen limitaciones. La principal limitación es la escasa resistencia a cargas laterales las cuales deben ser resistidas por la flexión normal al plano de los muros, los que presentan baja resistencia ante dichas solicitaciones y esto se debe por que presentan poco espesor. El sistema es muy empleado en edificios de varios pisos a base de muros de carga de mampostería en zonas no sísmicas y esto recurría a utilizar espesores más exagerados a medida que aumentaba el número de pisos, con base a lo dicho por Meli Piralla (2004).

Así mismo, Meli Piralla (2004), presenta una continuidad en la relación muro-loso logrando una acción de marco con la cual se producen los momentos y las deflexiones de la losa, pero se producen deflexiones en los muros antes las cargas verticales. A continuación se muestra una imagen que representa dicha deflexión:

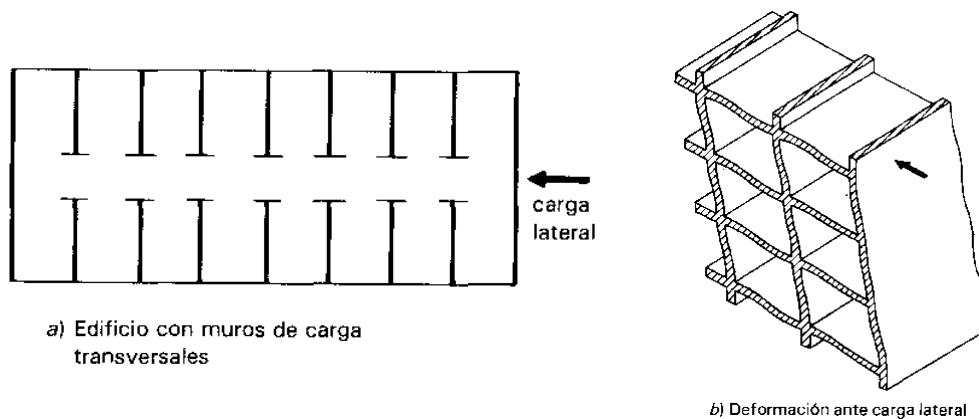


Imagen 2.4.- Marco en una dirección formado por un sistema de muro y losa.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 310.

Partiendo de lo dicho por Meli Piralla (2004), la losa apoyada en dos direcciones hace que su rigidez y resistencia ante las cargas verticales aumenten notablemente. La ventaja más relativa es que, existiendo elementos verticales en dos direcciones ortogonales, las fuerzas laterales que se encuentran en una dirección cualquiera son resistidas por los muros mediante fuerzas que se encuentran en su plano, por lo que poseen gran rigidez y resistencia.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), en el sistema las cargas verticales se transmiten a la cimentación básicamente por las fuerzas axiales en los muros, los momentos flexionantes transmitidos por las losas son generalmente pequeños, esto es por ser claros pequeños y con apoyos en dos direcciones. La altura y longitud de los muros es muy pequeña predominan las deformaciones de corte en el comportamiento de dichos muros, sucediendo lo contrario las deformaciones se deben principalmente a la flexión de muros, que tienden a funcionar como voladizos verticales. En la siguiente imagen se muestra los muros ante cargas:

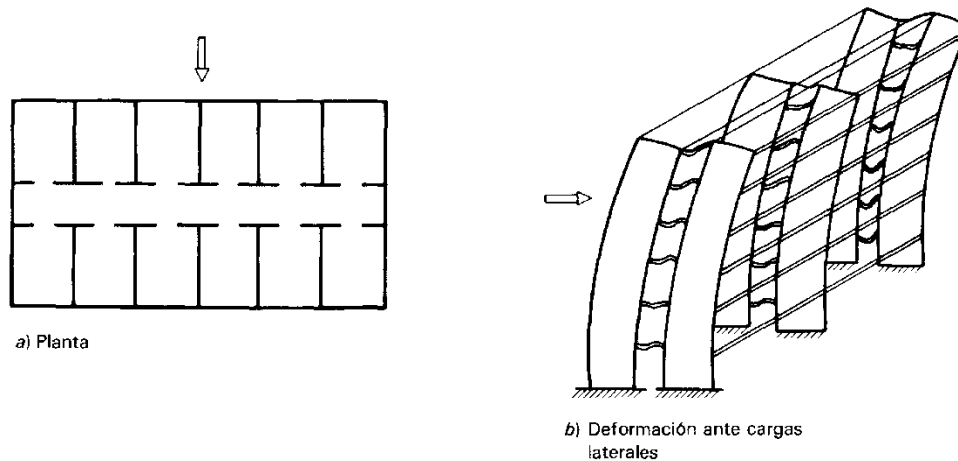


Imagen 2.5.- Muros en dos direcciones.

Fuente: Meli Piralla; 2004: 312.

2.6. Esfuerzos cortantes en vigas de concreto.

Como indica McCormac (2011), nadie ha podido determinar exactamente la resistencia de concreto al esfuerzo cortante puro, pero no tiene mucha importancia debido a que el esfuerzo cortante puro nunca se da en las estructuras de concreto. De acuerdo con la mecánica de materiales, si se llega a producir cortante puro en un plano de un miembro, sucederá en otro plano un esfuerzo principal de tensión igual magnitud. Se sabe que la resistencia a tensión del concreto es menor que su resistencia al corte, por consiguiente, el concreto primeramente fallará por tensión antes de que alcance su resistencia al cortante.

Los esfuerzos diagonales principales de tensión, llamados tensión diagonal, se presentan en lugares y bajo ángulos diferentes en las vigas de concreto. Si se llega a ciertos valores, se debe suministrar un esfuerzo adicional, llamado refuerzo del alma, refiere McCormac (2011).

2.7. Resistencia del concreto al cortante.

Como indica McCormac (2011), se han hecho una gran cantidad de trabajos de investigación sobre el tema de cortante y de la tensión diagonal en vigas no homogéneas de concreto y se han obtenido una gran cantidad de teorías en donde nadie ha podido realizar una explicación conveniente del mecanismo de falla involucrado. Debido a esto, los procedimientos de diseño son basados en datos de pruebas.

De acuerdo con McCormac (2011), si el cortante se divide entre el área efectiva de la viga, el resultado se denomina esfuerzo cortante medio. Dicho esfuerzo no es igual al esfuerzo de tensión diagonal, sino que funciona como el indicador de su magnitud. Si el indicador se excede de un cierto valor, es necesario emplear un refuerzo por cortante en el alma.

Como cita McCormac (2011), en donde se presentan momentos grandes se presentan extensas grietas de flexión, aun cuando se tenga el suficiente acero longitudinal de refuerzo. Por consecuencia, el área no agrietada de la sección transversal de la viga se reduce de una manera considerable y la resistencia normal por cortante puede ser baja. Por otro lado, en zonas donde el momento es pequeño, la sección transversal se presentará sin grietas o muy ligeramente agrietada y una zona grande de la sección transversal está disponible para resistir el cortante.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), al aumentar la cantidad de acero, la longitud y el ancho de las grietas se reducen considerablemente. Si las grietas se presentan más estrechas, queda más cantidad de concreto que puede resistir el

cortante y se presentará un contacto más estrecho entre el concreto en lados contrarios de las grietas. Esto quiere decir que habrá más resistencia al cortante por fricción en los dos lados de las grietas, dicha resistencia se conoce como trabazón de agregado.

Aunque que la expresión para el cortante es muy complicada, se puede usar fácilmente para los diseños por medio de un software, resulta muy tediosa su aplicación usando calculadoras manuales. Esto se debe a que ciertos valores cambian constantemente a lo largo del claro, requiriendo el cálculo de variables en numerosas posiciones, como cita McCormac (2011).

2.8. Tipos de columnas.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), una columna de concreto simple tiende a soportar muy poca carga, pero sucede lo contrario si se le agregan varillas longitudinales. Bajo las cargas de compresión, las columnas no sólo se acotan longitudinalmente, sino también a expandirse lateralmente debido al efecto de Poisson. La capacidad de dichos miembros se puede aumentar si se le provee restricción lateral en forma de estribos cerrados que se encuentren con una separación estrecha o espirales helicoidales enrolladas alrededor del esfuerzo longitudinal.

Con base a lo dicho por McCormac (2011), se les conoce a las columnas de concreto reforzado como estribos o zunchadas. Si la columna presenta una serie de estribos cerrados, se conoce como columna con estribos, donde tales estribos son

muy efectivos para aumentar la resistencia de la columna. Dichos estribos impiden que la varilla en el sentido longitudinal se desplace durante la construcción y las mismas varillas resisten a pandearse hacia afuera bajo la carga, esto provocaría que el recubrimiento exterior de concreto se quiebre o desconche. La mayoría de las columnas con estribos son cuadradas o rectangulares, pero también pueden ser octagonales, redondas con forma de L, etcétera. Las columnas cuadradas o rectangulares son más usadas debido a su fácil construcción, en donde la cimbra no presenta complejidad. Si una columna en espiral continua hecha con varillas o alambrión grueso que se enrolla alrededor de las varillas longitudinales, la columna se conoce como columna zunchada o con espiral. Se sabe que las columnas espirales son más efectivas que los estribos para aumentar su resistencia.

Como cita McCormac (2011), las columnas compuestas son columnas de concreto que se encuentran reforzadas longitudinalmente con perfiles de acero, que pueden o no estar rodeados por varillas de acero estructural, o bien, pueden contar con perfiles de acero estructural rellenos de concreto siendo comúnmente llamadas como columna tubular llena de concreto. A continuación se muestra una imagen donde se ve la diferencia de columnas:

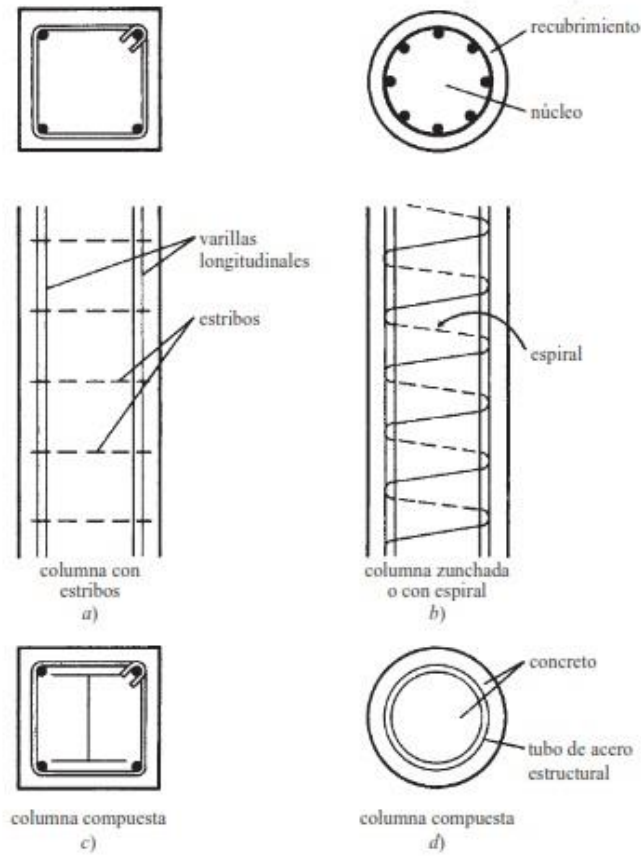


Imagen 2.6.- Variaciones de columnas.

Fuente: McCormac; 2011: 259.

2.9. Capacidad por cargas axial de las columnas.

Tomando como base lo señalado por McCormac (2011), en la práctica no se tienen columnas con cargas en forma axial perfectas, pero con un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para poder explicar la teoría de diseño de columnas reales con cargas excéntricas.

Desde hace tiempo se sabe que los esfuerzos en el concreto y en las varillas de refuerzo de una columna que soporta cargas a largo tiempo no puede calcularse con exactitud. Se puede llegar a pensar que tales esfuerzos se pueden determinar

realizando una multiplicación de las deformaciones unitarias por los módulos de elasticidad apropiados, pero esto no puede ser posible en la práctica porque el módulo de elasticidad de concreto se ve afectado por la carga debido al flujo plástico y a la contracción. Entre mayor sea el porcentaje de cargas muertas y mayor sea el tiempo en que estén aplicadas, mayor será el flujo plástico de concreto y mayor es el porcentaje de carga tomada por el refuerzo, según McCormac (2011).

Como indica McCormac (2011), los esfuerzos en columnas no pueden predecirse en el intervalo elástico con algún grado de exactitud. A lo largo del tiempo se han mostrado pruebas de que la resistencia última de las columnas sí se puede estimar muy bien. Se ha demostrado que las de las cargas vivas y muertas, la duración de la carga y otros factores tienen poca influencia en la resistencia última. No tiene importancia si el acero o el concreto alcanzan tal resistencia, si uno de los dos materiales llega primero a la resistencia última, sus grandes deformaciones causarían que los esfuerzos en el otro material aumenten de forma rápida.

2.10. Carga axial y flexión.

Como cita McCormac (2011), todas las columnas están sometidas a flexión y fuerzas axiales, por lo que es necesario diseñarlas para que resistan ciertas solicitaciones. Las columnas se flexionarán bajo la acción de momentos en donde estos tienden a producir compresión en un lado de las columnas y mientras en otro lado produce tensión. Se considera una columna que presenta una carga en diversas partes, la carga se coloca cada vez con mayor excentricidad para producir momentos cada vez mayores. La columna está sujeta a un momento flexionante tan grande que

el efecto de la carga axial es insignificante. Se presentan seis casos diferentes, los cuales se analizarán en los párrafos siguientes:

- a) Carga axial grande con momentos despreciables: la falla ocurre por aplastamiento del concreto en donde las varillas de refuerzo alcanzaron su esfuerzo de fluencia en compresión.
- b) Carga axial grande y momento pequeño, tal que toda la sección transversal está en compresión: toda la columna estará en compresión, pero será más grande en un lado que en el otro y la falla ocurrirá por aplastamiento del concreto, con todas las varillas trabajando a compresión.
- c) Excentricidad mayor que en el caso (b), por lo que comienza a desarrollarse tensión en un lado de la columna: se comienza a desarrollar tensión en un lado de la columna y el acero de ese lado se encontrará en tensión y el opuesto estará a compresión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto en el lado de la compresión.
- d) Condición de carga balanceada: cuando la excentricidad va en aumento se llega al punto en donde las varillas de refuerzo del lado de la tensión alcanzan esfuerzos de fluencia y al mismo momento el concreto en el lado opuesto alcanza su compresión máxima, por esta situación se le conoce como carga balanceada.
- e) Momento grande con carga axial pequeña: si la excentricidad sigue en aumento la falla se comienza a iniciar por la influencia de las varillas en el lado de tensión de la columna, esto es antes del aplastamiento del concreto.

- f) Momento grande sin carga axial apreciable: la falla ocurre como en una viga.

2.11. Tipos de zapatas.

Con base en lo dicho por McCormac (2011), las zapatas son los miembros estructurales que se usan para soportar las columnas, muros y transmitir las cargas al suelo natural. En concreto reforzado es el material más adecuado para la construcción de las zapatas.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), la presión permisible de suelo por debajo de una zapata es normalmente de una tonelada por metro cuadrado mientras que los esfuerzos de compresión en muros y columnas puede llegar a ser de cientos de toneladas por metro. Es por ello que es necesario repartir las cargas sobre la superficie del área del suelo.

Refiere McCormac (2011), que entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se encuentran: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, las zapatas combinadas, las losas de cimentación y las cabezas de pilotes. En los párrafos siguientes se dará una descripción de las zapatas mencionadas:

- a) Una zapata corrida es una ampliación de la parte inferior de un muro, con la finalidad de transmitir las cargas al suelo de la cimentación. Estas zapatas se usan normalmente en el perímetro de una edificación y en ocasiones bajo los muros interiores.
- b) Una zapata aislada o zapata para una sola columna, se usa cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí. Son usadas para soportar las cargas de una sola columna.

- c) Las zapatas combinadas se usan para soportar cargas de varias columnas. Pueden ser económicas cuando varias columnas fuertemente cargadas están separadas entre sí a una cierta distancia en donde las zapatas individuales quedarían traslapadas. Las zapatas individuales suelen ser cuadradas o rectangulares en donde sí se emplean para columnas en los linderos del terreno, se entenderían más allá de estos. Una zapata de lindero combinada con otra de interior, se diseña de manera que no sobrepase los linderos de la propiedad.
- d) Una plancha de cimentación o losa de cimentación o cimentación flotante es una losa continua de concreto reforzado sobre un área grande que se utiliza para soportar toda la edificación. Este tipo de cimentación se utiliza cuando la capacidad de carga del suelo es muy baja o las cargas de las columnas son muy grandes. El costo para la cimbra de una losa de cimentación es mucho menor comparado con el gran número de zapatas aisladas.
- e) Las cabezas de los pilotes son losas de concreto reforzado que se usan para distribuir las cargas de las columnas a grupos de pilotes que soportarán dicha carga.

A continuación se muestra una imagen sobre los diferentes tipos de zapatas ya mencionadas:

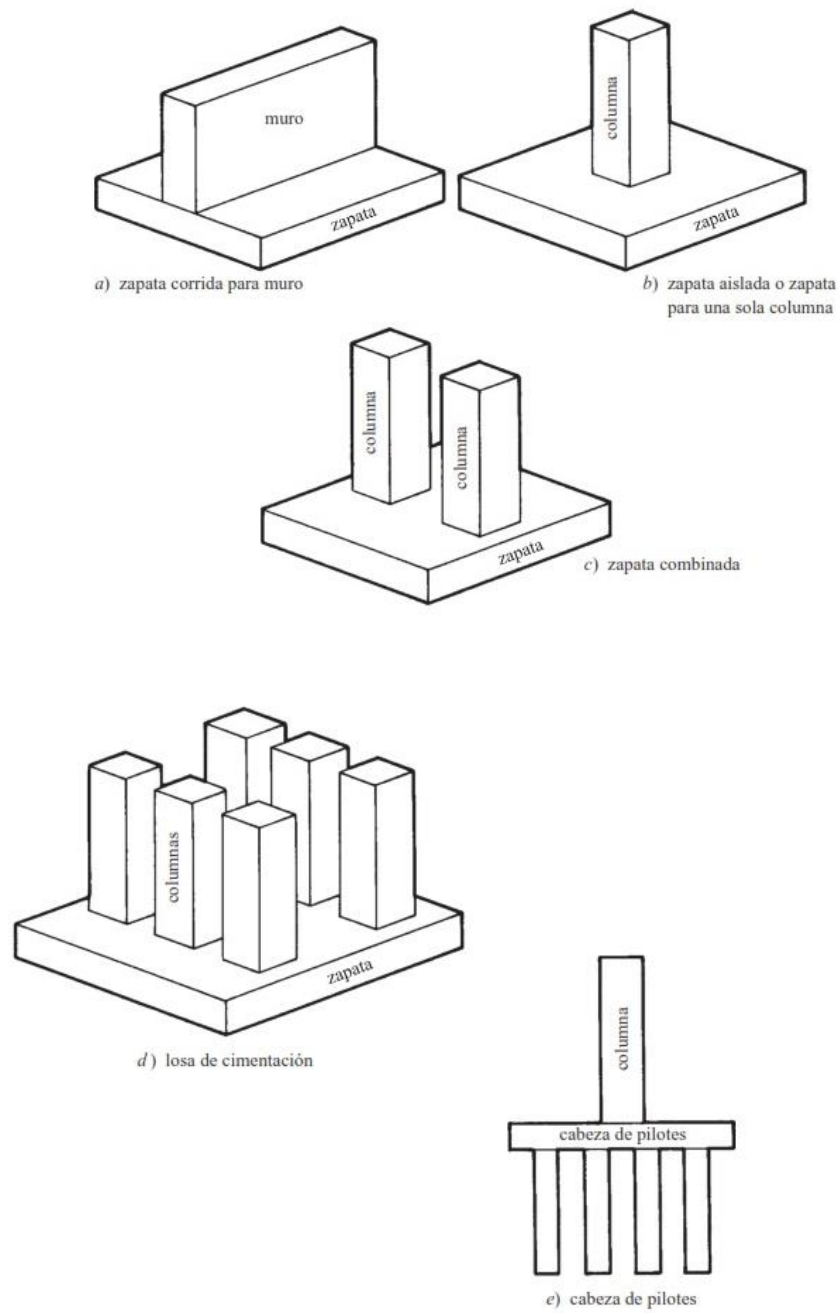


Imagen 2.7.- Tipos de columnas.

Fuente: McCormac; 2011: 343.

2.12. Presiones reales del suelo.

Según McCormac (2011), la presión entre la superficie de la zapata y el suelo, se supone que es una carga uniformemente distribuida siempre y cuando la carga que está arriba se encuentre aplicada al centro de gravedad de la zapata. Se plantea esta hipótesis aún cuando en muchas pruebas las presiones del suelo no se encuentren distribuidas uniformemente, debido a varios factores como la rigidez de la zapata y propiedades del suelo.

De acuerdo con McCormac (2011), cuando se encuentra la situación de que las zapatas están soportadas por suelos arenosos, las presiones son mayores bajo el centro de la zapata y, por consiguiente, las presiones en los bordes son mucho menores. La arena en los bordes no tiene un soporte lateral adecuado y tiende a moverse por debajo de estos, con el resultado de que más carga es tomada del centro de la zapata. Si el fondo de la zapata se encuentra más profundo del suelo, el suelo arenoso proveerá un soporte bastante uniforme para la zapata y no permitirá movimiento lateral.

Como cita McCormac (2011), para suelo arcillosos ocurre la situación justamente contraria para las zapatas, en donde los bordes de las zapatas se pegan o tiene cohesión con el suelo arcilloso del entorno. Por consiguiente, más carga se encuentra en los bordes y no es el centro de la zapata.

Si la carga se encuentra aplicada excéntricamente a la zapata con relación al centro de gravedad de esta, se presenta que la presión varía uniformemente con respecto al momento, refiere McCormac (2011).

2.13. Análisis de losas en dos direcciones.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), por lo general las losas se clasifican en losas en una o dos direcciones. En las losas las deflexiones ocurren principalmente en una dirección conocida como unidireccional. Cuando las losas son soportadas por columnas dispuestas en hileras, de manera que las losas presentan deflexiones en dos direcciones, a esto se le conoce como losas bidireccionales. Las losas en dos direcciones se pueden reforzar incorporando vigas entre las columnas, aumentando el peralte de las losas y haciendo las columnas más anchas.

Con base en lo dicho por McCormac (2011), las placas planas son losas de concreto con un espesor uniforme que transfieren las cargas directamente a las columnas sin la necesidad de vigas o capiteles. Las placas planas se pueden construir rápidamente, esto se debe a su simple cimbrado y armado de su acero de refuerzo. Casi no obstruyen la entrada de luz y son muy resistentes al fuego. Son el tipo de losas más usados para la construcción de estructuras de concreto reforzado de varios niveles como los hoteles, moteles, casas, hospitales, edificios de apartamentos y dormitorios. En la mayoría de los casos las placas planas presentan problemas con la transferencia de la fuerza constante hacia las columnas, esto quiere decir que es muy probable que la columna penetre en las losas por lo que sería necesario aumentar el tamaño de las losas o las columnas.

Tomando como base lo señalado por McCormac (2011), la losa de casetones se realiza utilizando casetones cuadrados metálicos o de fibra de vidrio y lado ahusados con espacio entre ellos. La abertura entre los casetones forma lo que se

conoce como el alma de la viga, en donde estas almas son bastantes profundas y genera grandes brazos de momentos para las varillas de refuerzo. En este tipo de losas el peso de concreto reduce considerablemente, sin provocar algún cambio significativo en cuanto a su resistencia.

Como indica McCormac (2011), las losas bidimensionales se reflexionan bajo las cargas, de modo que se presenta flexión en las dos direcciones principales. En consecuencia de esto se deben reforzar ambas direcciones con varillas de refuerzo.

Retomando lo dicho por McCormac (2011), para el diseño de losas en dos direcciones se basa en coeficientes empíricos de momento. Dichos coeficientes no predicen con exactitud las variaciones de los esfuerzos por lo que producen un proporcionamiento de losas con factores de seguridad muy satisfactorios. La cantidad de refuerzo en una losa suele ser de más importancia que su colocación exacta.

2.14. Muros de concreto de carga. Método empírico de diseño.

De acuerdo con McCormac (2011), la mayoría de las edificaciones consta de muros de carga que no sólo soportan cargas verticales, sino también momentos laterales. Desempeñan un excelente papel en presencia de la resistencia hacia las fuerzas de viento y sismo. Los muros transversales rectangulares se pueden diseñar como si fueran columnas que se encuentran sometidas a carga axial y flexión, o por un método empírico en donde las resultantes de todas las cargas factorizadas al

tercio medio del muro, es decir, que la excentricidad debe ser menor o igual a un sexto del espesor del muro.

Como indica McCormac (2011), para el método empírico se da a conocer la fórmula para calcular la resistencia de diseño por carga axial en muros que cuenten con secciones transversales rectangulares con una excentricidad menor que un sexto del espesor del muro.

$$\phi P_{mv} = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Donde:

$$\phi = 0.65$$

A_g = área total de la sección del muro (plg²)

l_c = distancia vertical entre apoyos (plg)

h = espesor total del miembro (plg)

k = factor de longitud efectiva determinado de acuerdo a los valores de la

tabla

1. Muros soportados arriba y abajo contra translación lateral y	
a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (arriba y/o abajo)	0.80
b) Sin restricción contra rotación en ambos extremos	1.0
2. Para muros no soportados contra translación lateral	2.0

Tabla 2.1.- Longitud efectiva.

Fuente: McCormac; 2011: 541.

2.15. Materiales usados en la cimbra.

Según McCormac (2011), para realizar el cimbrado del concreto es necesario utilizar moldes en donde se coloca dicho material en un estado semilíquido.

Los moldes o cimbra deben ser lo suficientemente fuerte para resistir el peso del concreto en la forma y el tamaño deseado hasta que este llegue a su endurecimiento. Se puede ver a la cimbra como una estructura que debe diseñarse cuidadosa y económicamente para soportar las cargas que actúan sobre esta, refiere McCormac (2011).

Retomando lo dicho por McCormac (2011), la seguridad es un aspecto sumamente importante para la cimbra debido al descuido de esta, donde la mayoría de las fallas se presentan durante la construcción de estructuras de concreto. La mayoría de las fallas en las cimbras no se deben a las cargas por gravedad excesivas, ocurren debido a las fuerzas laterales que ocasionan desplazamientos en los soportes. Dichas fuerzas laterales se deben a factores de viento, el movimiento de equipos sobre la cimbra o por la vibración de vehículos.

Como indica el autor antes citado, se tiene la idea de que la forma, acabado y la seguridad son consideraciones importantes para la cimbra, pero también debe estar claro que la economía es una consideración principal. El costo de la cimbra puede ser de un tercio a casi dos tercios de una estructura promedio de concreto, es considerable de que la cimbra representa aproximadamente el 50% del costo total. Cualquier esfuerzo que se haga para realizar un mejoramiento en las estructuras de concreto, se debe concentrar para hacer la reducción del costo de la cimbra.

Partiendo de lo dicho por McCormac (2011), las cimbras eran usadas sólo una vez y se desmantelaban en donde solo poca cimbra se salvaba. En la práctica existen países en donde la mano de obra es muy elevada y la cimbra es reutilizada varias veces. La madera es el material más usado, cualquiera que sea el material empleando para la construcción siempre necesitara algo de madera.

Así mismo McCormac (2011), indica que las cimbras de acero son muy importantes en la actualidad para la construcción de edificaciones de concreto. Si se da el adecuado mantenimiento y constante, la cimbra puede usarse muchas veces, además, con su gran capacidad de resistencia se pueden usar en lugares en donde otros materiales no serían factibles.

Las cimbras de fibra de papel Sonotube son usadas con frecuencias para columnas redondas. Estas cimbras son unidades de peso ligero de una sola pieza y cuentan con barreras contra la humedad que ayudan al curado del concreto. Estas cimbras son desechables, no generan costos por limpiezas y pueden realizarse cortes rápidamente con sierras eléctricas o herramientas manuales, refiere McCormac (2011).

Como cita McCormac (2011), otros materiales que se usan con frecuencia como cimbras de concreto son el plástico reforzado con fibra de vidrio y los tableros aislantes. El plástico reforzado con fibra de vidrio se puede rociar sobre bases de madera o se puede usar en cimbras especiales, existe gran variedad de este tipo de cimbras.

Como señala el autor antes citado, en la actualidad el ingeniero es responsable del diseño de las estructuras de concreto reforzado, mientras que el contratista es el responsable del diseño de las cimbras. Cuando se tienen estructuras muy complejas, como cascarones, las placas plegadas y los arcos, es muy necesario que el ingeniero sea responsable del diseño de cimbras.

2.16. Clasificación de las cimentaciones.

Como indica Meli Piralla (2004), la forma más común de poder clasificar las cimentaciones es a través de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la edificación. Estos términos se subdividen en someras y profundas.

Tomando como base lo señalado por Meli Piralla (2004), las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen capacidad suficiente para resistir la carga de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas que son ensanchadas de la sección de las columnas o muros en donde es distribuida la carga de estos al suelo. Las zapatas pueden ser aisladas (bajo una sola columna), combinadas (bajo dos o más columnas) o corridas (bajo un muro o una contratrabe). Otro tipo de cimentación somera son las losas de cimentación en donde en apoyo se realiza sobre toda el área de la construcción, estas losas pueden ser planas (sin vigas) o con retículas (llamadas más comúnmente como contratrabes).

De acuerdo Meli Piralla (2004), las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten carga por punta o por fricción y se denomina pila cuando su sección transversal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse debajo de las cimentaciones someras de esta manera se incrementa más la carga que puede soportar.

2.17. Clasificación de las estructuras.

Como cita Hibbeler (2012), es importante conocer los tipos de elementos estructurales que componen a una estructura, así como tener la habilidad de poder clasificar las estructuras de acuerdo a su forma y función. Algunos de los elementos más comunes son los tensores, vigas y columnas.

Refiere el autor arriba citado, los tensores son elementos estructurales que se encuentran sometidos a una fuerza de tensión, debido al tipo de carga a la que están sometidos presentan la tendencia de ser delgados y muy comúnmente se eligen a partir de varillas, barras, ángulos o canales.

Así mismo Hibbeler (2012), señala que las vigas son elementos rectos horizontales que se emplean para soportar cargas verticales. Las vigas son diseñadas en principio para resistir momentos de flexión, por consiguiente, si una viga es corta y soporta grandes cargas se presenta que la fuerza interna puede llegar a ser bastante grande y regir en gran manera en el diseño de la viga. Por lo general, las vigas de concreto presentan una forma rectangular y eso se debe porque el proceso constructivo es más fácil.

Como cita el autor antes mencionado, las columnas son elementos verticales y tienen la capacidad de resistir cargas de compresión axial, las secciones transversales tubulares y de ala ancha se suelen usar para columnas de metal. Las secciones circulares y cuadradas, con varillas de refuerzo, son usadas para columnas de concreto.

2.18. Efectos de esbeltez.

Tomando como base lo señalado por González Cuevas (2005), se entiende por efecto de esbeltez a la reducción de la resistencia de un elemento que se encuentra sujeto a compresión axial o flexo compresión, debido a que la longitud del elemento es considerable en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

De acuerdo con González Cuevas (2005), la reducción de resistencia por esbeltez puede deberse también por el desplazamiento lateral entre los extremos de la columna, esto se presenta en marcos no contraventeados sujetos a carga lateral o que presentan asimetría en carga o en geometría. A continuación se presenta una imagen donde se muestra este tipo de marcos:

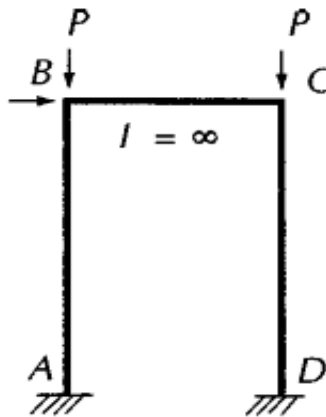


Imagen 2.8.- Marcos no contraventeados.

Fuente: González Cuevas; 2005: 412.

2.19. Relación de esfuerzo deformación del concreto a compresión.

Para poder analizar más fácilmente a continuación se presenta una imagen donde se muestra el esfuerzo deformación del concreto a diversas resistencias:

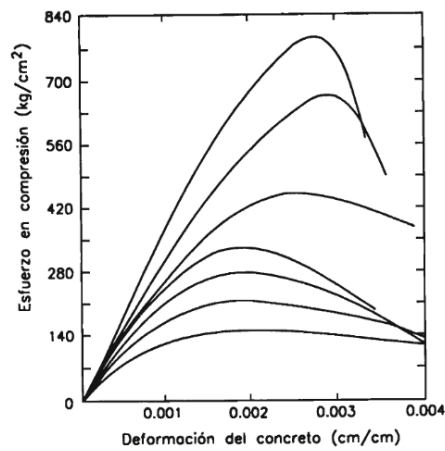


Imagen 2.9.- Esfuerzo deformación del concreto.

Fuente: Harmsen; 2002: 28.

De acuerdo con Harmsen (2002), Se puede observar en la imagen que las líneas adoptan la forma de una parábola invertida en donde el vértice corresponde al esfuerzo máximo en compresión. La rama descendiente presenta una longitud y pendiente que varía según el tipo de concreto.

Tomando como base lo señalado por Harmsen (2002), la curva de esfuerzo deformación del concreto presenta una variación de acuerdo a la velocidad con que sea aplicada la carga. Si dicha carga se incrementa a un ritmo mayor, la resistencia máxima que se alcanza es mayor que si la carga se incrementa a razón menor.

2.20. El suelo.

Tomando como base lo señalado por Villalaz (2004), la mecánica de suelos es la rama de la mecánica que consiste de la acción de las fuerzas sobre los suelos. La palabra suelo ha sido definida de diferentes maneras según la dicha del que provenga como el geólogo, agrónomo o del ingeniero civil. El geólogo define al suelo como el resultado de la descomposición y desintegración de la roca causado por agentes atmosféricos. El agrónomo define al suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas. El ingeniero civil define al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas. Por lo que considera que el suelo es una capa delgada sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas.

A continuación se presentan los suelos más comunes con los nombres utilizados por el ingeniero civil para su identificación. Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Las arenas son granos finos que se obtienen de la trituración artificial y sus partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. Los limos son suelos con poca o ninguna plasticidad, pudiéndose encontrar limo inorgánico como en canteras o limos orgánico que se suele encontrar en ríos presentando este último características plásticas, el diámetro de los limos está entre 0.05 y 0.005 mm. Las arcillas son partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm las cuales presentan la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua, refiere Villalaz (2004).

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En este capítulo se dará a conocer lo referente a la zona donde se ubica el proyecto, tomando como punto de partida el entorno geográfico donde describe su localización geográfica, realizando mención de las características físicas del lugar, así como la hidrología tanto regional, al igual que la zona de estudio del proyecto.

3.1. Generalidades.

El análisis y diseño de la casa habitación debe cumplir con los reglamentos correspondientes. El proyecto se realizará en base a las modificaciones de la construcción considerando el plano arquitectónico, en caso de alguna modificación del mismo se harán los ajustes necesarios para que se realice el proyecto.

3.1.1. Objetivo.

El objetivo es crear una estructura segura y con un margen de seguridad con respecto a las cargas de falla, que convine las condiciones del lugar, aspectos económicos, estéticos, arrojando facilidades para la construcción y que cumpla con las condiciones legales.

El análisis y diseño estructural debe cumplir con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

3.1.2. Alcance del proyecto.

En el presente apartado se presentan los procedimientos del análisis y diseño de una casa habitación de dos niveles y se verifica que cumpla con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

Se utilizarán dos tipos de losa, de concreto armado y encasetonada. Donde por medio de áreas tributarias se determinará el peso de cada uno de los tableros que servirán para el cálculo de dicho elemento, así tomando como base el análisis de cargas.

La losa de azotea será una losa de concreto armado; porque este tipo de losas es menos costosa, además el tránsito de personas en esta zona será muy mínima, por consiguiente no transmitirán algún tipo de ruido o vibraciones.

La losa de entepiso será una losa encasetonada porque reduce el ruido producido por las personas del segundo nivel, además reduce las vibraciones que se puedan presentar, así como el hecho de que soporta grandes cargas y ésta tenga claros de longitudes más grandes.

Las trabes serán de concreto armado y se calcularán por medio de el método de resistencia ultima, por lo cual se llevará a cabo el cálculo de los momentos positivos y negativos de los cuales se tomará el mayor de cada uno de los momentos por ser el más desfavorable partiendo de este a la realización de cada uno de los elementos mecánicos que se necesiten para el diseño. De estos mismos se obtendrán los valores de cortante los cuales se utilizarán para determinar la separación entre estribos en los extremos y el centro de la trabe; ya que se tiene el

conocimiento de que las separaciones son distintas porque presentan mayor esfuerzo en la zona de confinamiento.

Las columnas se realizarán con el método de resistencia última, debido a que es una de los métodos más óptimos para poder realizar los cálculos adecuados. Este método se basa en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) por lo que genera seguridad y eficiencia.

Al igual que en las trabes y columnas se realizará el cálculo de momentos y cortantes tomando los valores máximos de cada uno de ellos, que son la referencia para calcular por el método mencionado con anterioridad.

Para la cimentación, se utilizará la capacidad del suelo que está definida por zonificación y para poder realizar los cálculos correspondientes que satisfacen los requerimientos del terreno para poder soportar las cargas de la edificación.

3.2. Resumen ejecutivo.

En el presente proyecto se obtuvo el plano arquitectónico que contiene la planta baja, planta alta, planta de azotea, así como el corte transversal (B-B'), corte longitudinal (A-A') y fachada. Se muestran los detalles y las medidas necesarias para poder realizar el estudio de este proyecto.

En este proyecto se realizará el análisis y diseño estructural para proporcionar las dimensiones de los elementos estructurales que generen la seguridad adecuada,

así como el ahorro económico al momento de que la construcción de la edificación se realice.

Se realizó la visita al lugar de los trabajos para hacer la verificación del estado actual de la vivienda, así como la inspección de elementos estructurales, se tomaron las medidas de los elementos existentes de la edificación para realizar el plano arquitectónico ajustando de manera posible lo existente con el plano y obtener una correcta distribución de las áreas afectando en lo más mínimo a éstas.

3.3. Entorno geográfico.

En el presente apartado se mencionará la ubicación de la zona regional, así como las características de ésta y se hará mención de su flora y fauna.

3.3.1. Macro y microlocalización.

A continuación se da una descripción acerca de la zona regional. La ciudad de Uruapan se encuentra en el estado de Michoacán el cual cuenta con 113 municipios. Uruapan también es conocida como “Perla del Cupatitzio” o como la capital mundial del aguacate. se encuentra ubicada entre las coordenadas 19°25´16’’ latitud Norte y 102°03´47’’ longitud Oeste y se encuentra a una altitud de 1620 m.s.n.m,

A continuación se muestra una imagen donde se presenta el país:

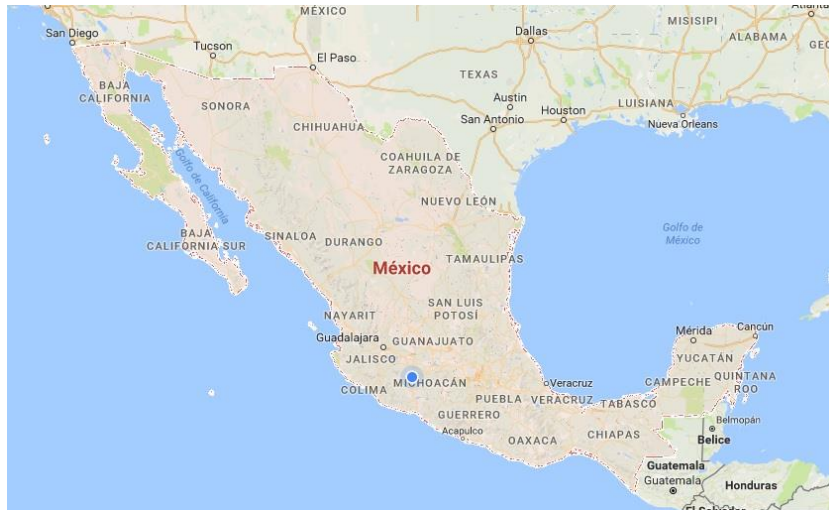


Imagen 3.1. Macrolocalización del país.

Fuente: Google Maps (2016).

Posteriormente se ubica y se muestra el estado de Michoacán, que tiene una colindancia al norte con los estados de Guanajuato y Querétaro, al noroeste con los estados de Colima y Jalisco, al este con el estado de México, al suroeste con Guerrero y suroeste con el océano Pacífico.



Imagen 3.2. Macrolocalización del estado de Michoacán.

Fuente: Google Maps (2016).

En la siguiente imagen se muestra a la ciudad de Uruapan que es la zona regional donde está ubicado el proyecto.

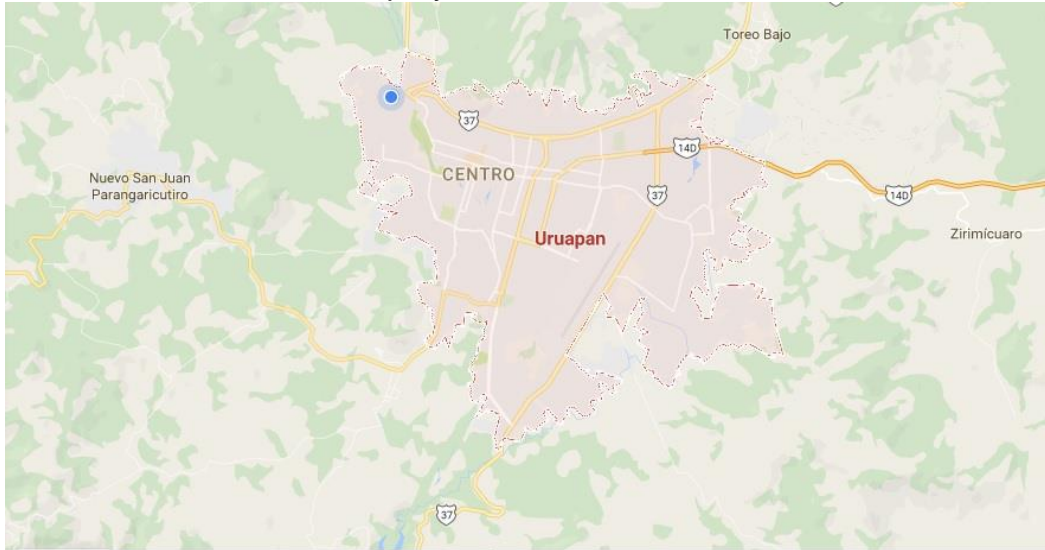


Imagen 3.3. Macrolocalización de Uruapan, Michoacán.

Fuente: Google Maps (2016).

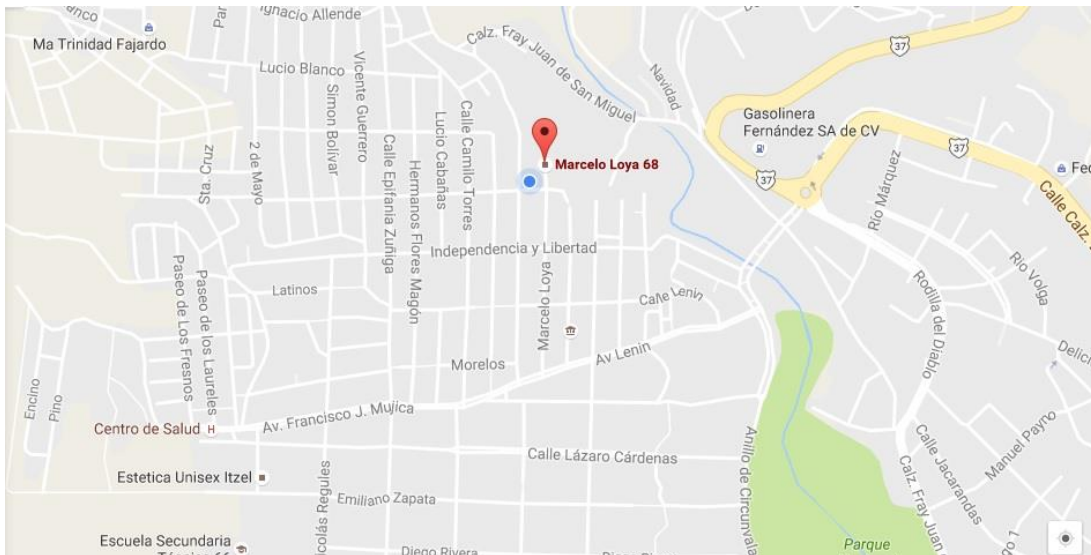


Imagen 3.4. Microlocalización de la zona de estudio.

Fuente: Google Maps (2016).

3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.

El ambiente geográfico está constituido en su gran mayoría por rocas ígneas extrusivas e intrusivas. Los suelos de la región datan de los periodos cenozoico superior y está denominada por materiales extrusivos constituidos por rocas basálticas, ceniza volcánica intemperizada, arenas y conglomerados volcánicos; los piroclásticos más recientes se recibieron hacia 1943-1950 con la erupción del volcán parícutín (repositorio.inecc.gob.mx; 2016)

La mineralización de la región es hidrotermal, con contenidos principales de cobre y oro, en menor proporción, plata y tungsteno.

3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.

Los principales sistemas hidrológicos en el estado de Michoacán es el Río Cupatitzio, este nace en la ciudad de Uruapan y del cual se obtiene agua para la ciudad. El Río Santa Bárbara es otro de los principales sistemas hidrológicos y nace dentro de la presa de Caltzontzin y cruza el oriente de la ciudad. Ambos desembocan en el Río Balsas.

3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona de estudio.

Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero. El uso principal que se le da al suelo es para el cultivo de aguacate y agricultura que conforman un 30.57% y en zona urbana un 5.57 % en donde estos incrementaran.

3.3.4.1. Flora y fauna de la región.

En la flora de la región de Uruapan se encuentran las especies como pino, encino, cirián, caulote, en los montes que corren hacia la parte sur. Lo de la parte norte cuentan con pino, encino, manzanillo, cedro. En los de la parte suroeste se encuentran pinos, encinos, fresno, parota.

Uruapan se encuentra entre tierra caliente y la meseta por lo que en la flora se pueden encontrar venados, tejones, coyotes, variedad de pájaros y cuando aumenta el calor se encuentran cucarachas, alacranes, gorupos, escuadrones de zancudos.

3.4. Informe fotográfico.

Con el informe fotográfico se dará a conocer como se encuentra la edificación y realizando el análisis los elementos importantes como son los estructurales. También se observará como se encuentra la edificación respecto a los paramentos vecinos.

3.4.1. Problemática actual.

Es bien sabido que una de las problemáticas actuales es que muchos profesionales no realizan cálculos estructurales porque argumentan que son edificaciones pequeñas y no son muchos los esfuerzos que transmiten. Por ello no se tiene la certeza correcta de generar seguridad estructural y, por lo tanto, el ahorro económico porque dicha edificación podría estar sobrada o viceversa.

3.4.2. Estado físico actual.

A continuación se presentan unas imágenes donde se puede observar cómo se encuentra la edificación actualmente:



Imagen 3.5. Fachada principal donde se observa el descuido de la vivienda.

Fuente: Propia (2016).



Imagen 3.6. Interior de la vivienda donde se observa algunas trabes con un claro considerable.

Fuente: Propia (2016).



Imagen 3.7. Interior de la vivienda donde se observa algunas trabes.

Fuente: Propia (2016).



Imagen 3.8. Se observan algunas trabes y estado de la losa.

Fuente: Propia (2016).



Imagen 3.9. Se observa la parte de la losa y su terminado.

Fuente: Propia (2016).

3.5. Alternativas de solución.

Para realizar el diseño de las losas, trabes y columnas existen varios métodos para poder realizar el diseño de estas. Los métodos son de diseños por medio de modelos, de esfuerzos de trabajo, plástico o resistencia última, análisis al límite y el probalístico.

3.5.1. Planteamiento de alternativas.

Para esta investigación se utilizará el método plástico o resistencia última con el cual realizará el diseño de las losas, trabes y columnas. Se verificará que se cumpla con lo señalado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

3.6. Procesos de análisis.

Para cada elemento estructural los cálculos se harán en hojas de cálculos elaboradas en Excel, donde se aplicarán los criterios y formulas necesarias para el correcto diseño de las losas, trabes, y columnas. El software utilizado para los cálculos será el Excel y para realizar los planos y representaciones de los elementos se usará el AutoCAD.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se abordarán los temas que describen el tipo de investigación que se realizó para esta tesis, mencionando el método empleado, enfoque de la investigación y diseño de la misma, instrumentos de recopilación de datos y la descripción del proceso a investigar.

4.1. Método empleado.

Con base en lo dicho por Tamayo y Tamayo (1998), para esta tesis se utilizó el método científico, este método es un procedimiento para descubrir las condiciones en donde se presentan sucesos específicos y se caracterizan por lo general por ser tentativos, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica.

El método científico es la aplicación de la lógica a las realidades o a los hechos observados. Dicho método es un conjunto de procedimientos en donde se plantean problemas científicos poniendo a prueba las hipótesis e instrumentos de trabajo investigado, refiere Tamayo y Tamayo (1998).

“El método científico rechaza o elimina todo procedimiento que busque manipular la realidad en una forma caprichosa, tratando de imponer prejuicios, creencias o deseos que no se ajusten a un control adecuado de la realidad y de los problemas que se investigan.” (Tamayo y Tamayo;1998:29)

4.1.1. Método matemático.

Según el sitio electrónico Prezi.com, el modelo matemático es saber interpretar la realidad a través de fórmulas matemáticas, estas fórmulas expresan hechos, variables, entidades y parámetros. Los cuales estudian la complejidad de algunos sistemas ante situaciones difíciles de observar la realidad.

En esta tesis se utilizará este método matemático, por lo que se requiere el proceso matemático para poder realizar la comprobación, afirmación o rechazo, de la hipótesis planteada, este método es el que más se ajusta para solucionar las necesidades de este proyecto.

4.2. Enfoque de la investigación.

Retomando lo dicho por Hernández y Cols. (2010), el enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para probar la hipótesis a través de la medición numérica y el análisis estadístico. La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos, es por esta razón que la tesis utiliza este enfoque.

Partiendo en lo dicho por Hernández y Cols. (2010), el enfoque cuantitativo presenta las siguientes características:

1. Se debe plantear un problema de estudio delimitado y concreto.
2. Realizar una investigación sobre el estudio planteado y constituir un marco teórico del cual deriva una o varias hipótesis.
3. Las hipótesis se deben generar antes de recolectar y analizar los datos.

4. Se debe realizar la recolección de datos siguiendo procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica.
5. Los datos son a través de mediciones, por consiguiente, se presentan mediante cantidades, es decir, números que se deben analizar a través de métodos estadísticos.
6. Los análisis cuantitativos se interpretan por predicciones iniciales y teorías.
7. La investigación cuantitativa debe ser lo más objetiva posible.
8. Al final de los estudios cuantitativos se intentan explicar y predecir los fenómenos investigados, detallando regularidades y relaciones causales entre elementos.
9. La investigación cuantitativa pretende identificar leyes universales y causales.

“El enfoque cualitativo utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación.”
(Hernández y Cols.; 2010:7)

Como indican Hernández y Cols. (2010), los datos cualitativos son descripciones detalladas de situaciones, eventos, personas, interacciones, conductas observadas y sus manifestaciones.

Partiendo en lo dicho por Hernández y Cols. (2010), la diferencia entre el enfoque cuantitativo y cualitativo es que el enfoque cualitativo busca la dispersión o expansión de los datos e información, mientras que el enfoque cuantitativo pretende intencionalmente acotar la información (con precisión en las variables del estudio).

4.2.1. Alcance de investigación.

Como indican Hernández y Cols. (2010), los estudios cuantitativos presentan los alcances exploratorios, descriptivos, correlacionales y explicativos.

De acuerdo con el autor antes citado, los estudios exploratorios se realizan cuando el objetivo es examinar un tema o problema de investigación poco estudiado, en donde este presenta muchas dudas. Es decir, cuando la revisión de la literatura reveló que tan sólo hay guías no investigadas, ideas vagantes relacionadas con el problema de estudio.

Retomando lo dicho por Hernández y Cols. (2010), los estudios exploratorios son como realizar un viaje a lo desconocido, en donde no se ha visto un documental ni leído algún libro. En donde se tiene que comenzar a investigar para ir obteniendo información. Estos estudios sirven para familiarizar con fenómenos relativamente desconocidos.

Con base en lo dicho por el autor arriba citado, los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. Es decir, pretenden medir o recoger información de manera independiente o en conjunto sobre variables. Para esta tesis se utilizará el alcance descriptivo.

Refiere el autor mencionado con anterioridad, los estudios correlacionales asocian variables mediante un patrón predecible para un grupo o población. Estos estudios pretenden responder a preguntas de investigación como las siguientes: ¿aumenta la autoestima del paciente conforme transcurre una psicoterapia orientada

a él? ¿a mayor variedad y autonomía en el trabajo corresponde mayor motivación intrínseca respecto de las tareas laborales? ¿los campesinos que adoptan más rápidamente una innovación poseen mayor cosmopolitismo que los campesinos que lo adoptan después?

Refieren Hernández y Cols. (2010), los estudios explicativos van más allá de la descripción de conceptos o fenómenos. Pretenden establecer las causas de los eventos, sucesos o fenómenos que se estudian.

De acuerdo con el autor antes citado, los estudios explicativos responderían preguntas como: ¿Qué efectos tiene que los adolescentes peruanos, habitantes de zonas urbanas y de nivel socioeconómico elevado, vean videos musicales con alto contenido sexual? Un estudio descriptivo sólo respondería preguntas como: ¿Cuánto tiempo dedican esos adolescentes a ver videos musicales y especialmente videos con alto contenido sexual? Un estudio correlacional respondería a preguntas como: ¿está relacionada la exposición a videos musicales con alto contenido sexual, por parte de los mencionados adolescentes, con el control que ejercen sus padres sobre la elección de programas que hacen los jóvenes?

4.3. Diseño de investigación.

Según Hernández y Cols. (2010), se tienen los siguientes tipos de diseño de investigación: experimental y no experimental. A continuación se presentan los pasos que suelen realizarse para el desarrollo de un diseño experimental:

1. Decidir cuántas variables independientes y dependientes deberán incluirse en el experimento.
2. Elegir niveles o modalidades de manipulación de las variables independientes.
3. Desarrollar los instrumentos para medir las variables independientes.
4. Seleccionar un grupo de personas con el perfil para este experimento.
5. Dar explicaciones a las personas, obtener su consentimiento e indicarles el lugar, día, hora y personal con quien deben presentarse.
6. Seleccionar el diseño experimental apropiado para la hipótesis.
7. Realizar un planteamiento de cómo se va a manejar a los participantes del experimento.

De acuerdo con Hernández y Cols. (2010), el diseño no experimental son estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de las variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural y posteriormente poder analizarlos.

Como indican Hernández y Cols. (2010), en un estudio no experimental no se genera ninguna situación, sino que se observen situaciones ya existentes, no provocadas de manera intencional en la investigación. No se tiene control directo sobre las variables y no se puede influir sobre ellas, esto es porque ya sucedieron, al igual que sus efectos.

Retomando lo dicho por Hernández y Cols. (2010), la investigación no experimental se clasifica en transaccionales y longitudinales. En donde la investigación transeccional o transversal recolecta datos en un solo momento, es un

momento único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia en un momento dado.

Esta tesis será una investigación no experimental con diseño transversal o transeccional.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Para esta tesis se utilizarán los siguientes programas: el programa AutoCAD, Sap 2000, Microsoft Word Y Excel.

“AutoCAD es un programa de diseño asistido por computadora para dibujo en dos y tres dimensiones. Actualmente es desarrollado y comercializado por la empresa Autodesk.” (www.masterenautocad.com; 2016)

“SAP2000 es un programa comercial de cálculo de estructuras basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF). El origen de su nombre viene de sus siglas en inglés de Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural). El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.” (www.eadic.com; 2016)

“Microsoft Word se utiliza principalmente como procesador de textos para elaborar documentos como artículos, informes o cartas, aunque también permite el trabajo con imágenes, tablas y gráficos, entre otros.” (www.significados.com; 2016)

“Entendido como uno de los programas de software más utilizados y útiles para realizar cálculos, el Excel (o más correctamente Microsoft Excel) es un programa que permite realizar hojas de cálculo, con listas, números y clasificaciones. Luego del Microsoft Word, es el más utilizado del paquete Microsoft debido a su gran utilidad y fácil manejo. La pantalla del Microsoft Excel aparece en forma de columnas con numerosas posibilidades que van agregándose a medida que las versiones del programa se multiplican y mejoran.” (www.definicionabc.com; 2016)

4.5. Descripción del proceso de investigación.

El propietario contaba con un plano arquitectónico y ante la necesidad de realizar los cálculos de el mismo, por lo cual se ha optado por realizar un análisis y diseño estructural para dar solución a esta inquietud.

Posteriormente se hizo una visita a la biblioteca de la Universidad Don Vasco a buscar información para realizar la teoría de mis capítulos planteados, cumpliendo con los requisitos que deben tener estos.

Una vez finalizados los capítulos de teorías, se pasó a realizar los cálculos correspondientes de la superestructura (construcción que está por encima del suelo) con la ayuda de los programas.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se muestran los procedimientos para el análisis y diseño de losas, muros de carga, trabes, columnas y cimentación del proyecto.

5.1. Análisis estructural.

Se realizó el estudio de todas las cargas transmitidas a la edificación comenzando con el peso de los tinacos, donde se detalla los componentes de estos.

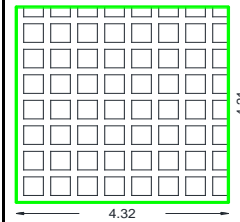
PESO DE TINACO DE AGUA CAP. 1100 LTS		
Peso del agua	1.1	ton
Peso propio	0.05	ton
Peso de base	0.2	ton
Peso total del tinaco	1.35	ton
TOTAL (2 tinacos)	2.7	ton

Posteriormente se prosiguió a estudiar el peso de la losa de azotea proponiendo el peralte, así como el tipo de losa que para este caso será maciza. También se propone lo que cargará la losa en cuanto a carga muerta. Donde carga muerta es el peso de la edificación y la viva de todos los muebles y personas.

LOSA MACIZA DE AZOTEA. ANALISIS DE CARGAS						
MORTERO	1	1	0.05	2.1	0.105	ton/m ²
LOSA	1	1	0.12	2.4	0.288	ton/m ²
MORTERO	1	1	0.02	2.1	0.042	ton/m ²
CINTARILLA					0.0272	ton/m ²
CARGA MUERTA TOTAL					0.4622	ton/m ²
CARGA VIVA TOTAL					0.1	ton/m ²
TOTAL					0.5622	ton/m ²

Finalmente se realizó el análisis de carga de la losa de entre piso que sea encasetonada. Se estudió con el tablero desfavorable en donde se obtienen las características de los casetones como dé la retícula.

Área del tablero = $(4.32*4.21) =$	18.19	m^2
Número de casetones = $(8*8) =$	64.00	pzas
Volumen de losa = $(18.18*0.25) =$	4.55	m^3
Volumen casetones = $(64*0.4*0.4*0.2) =$	2.05	m^3
Volumen del concreto = $(4.54-1.79) =$	2.50	m^3
peso del tablero = $(2.75* 2.4)=$	6.00	ton
Peso propio reticular = $(6.61/18.19)=$	0.33	ton/m^2



LOSA ENCASSETONADA DE ENTRE PISO. ANALISIS DE CARGAS						
MORTERO	1	1	0.05	2.1	0.105	ton/m^2
LOSA	--	--	--	0.33	0.33	ton/m^2
MORTERO PLAFÓN	1	1	0.02	2.1	0.042	ton/m^2
VITROPISO					0.01	ton/m^2
RELLENO LIGERO					0.125	ton/m^2
CARGA MUERTA TOTAL					0.61	ton/m^2
CARGA VIVA TOTAL					0.09	ton/m^2
TOTAL					0.70	ton/m^2

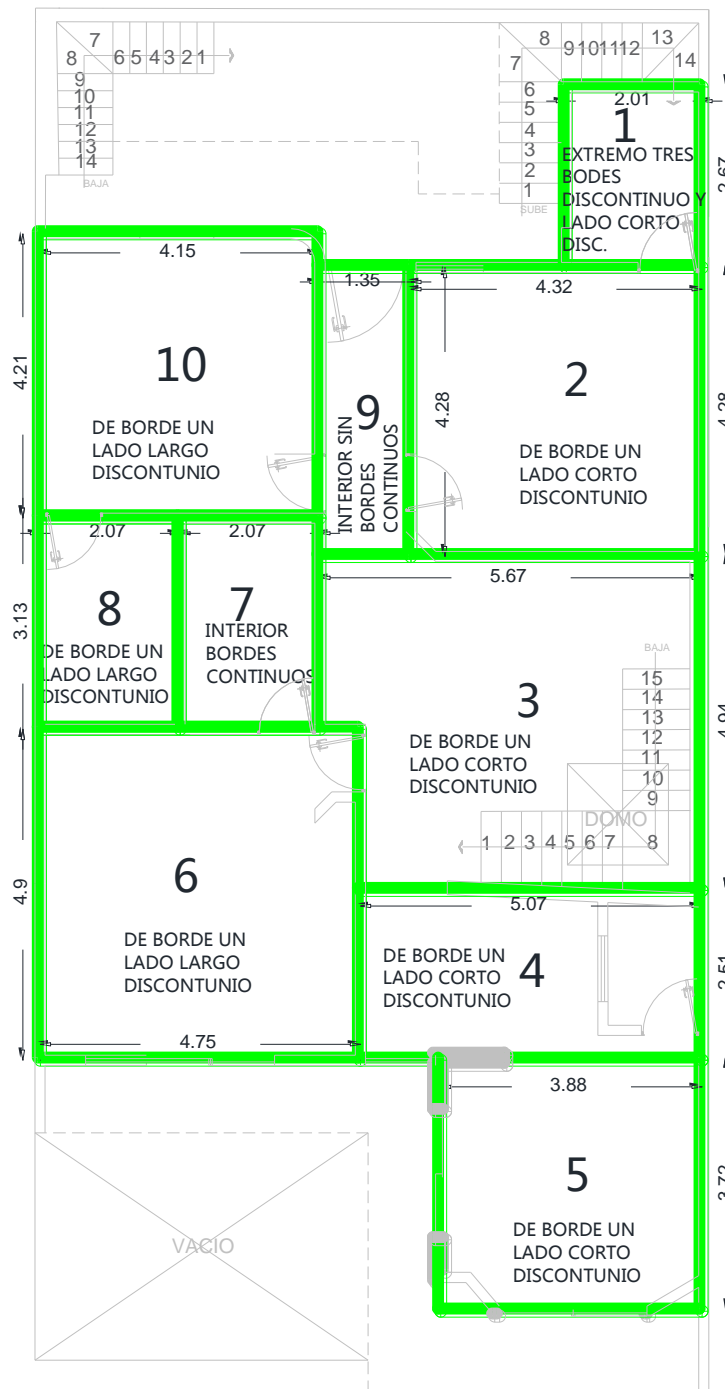
Los tableros ayudan para el diseño de la losa, en donde se trabaja con el más desfavorable y con las áreas tributarias para definir sobre la cual descarga más peso. A continuación se muestra como quedaron definidos los tablero de cada nivel así como el área tributaria:

Tableros de la primera planta:



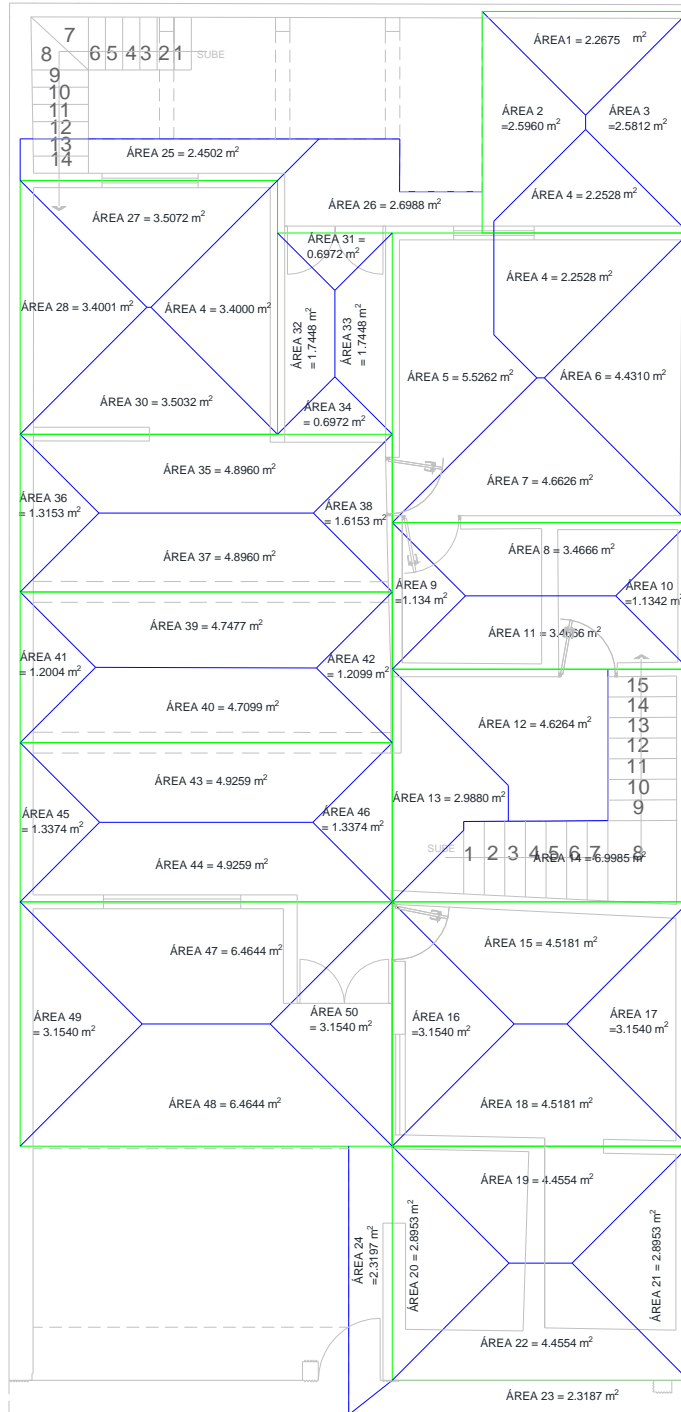
PRIMER PLANTA
ESC: SN

Tableros de la segunda planta:

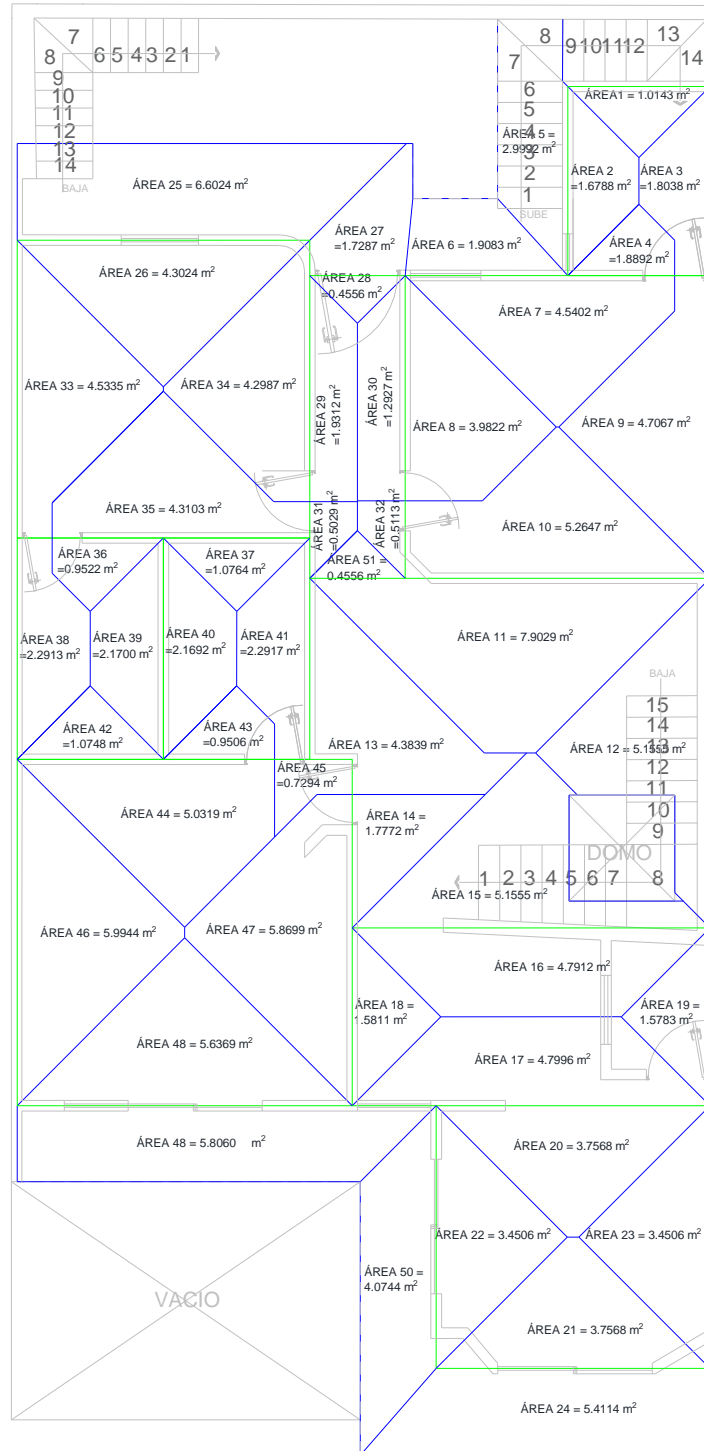


 **SEGUNDA PLANTA**
ESC: SN

Área tributaria de la primer planta:



Área tributaria de la segunda planta:



5.2. Diseño de losas y muros de carga.

En el presente apartado se realiza el diseño de las losas, comenzando con la losa de azotea en donde ésta será una losa maciza. El diseño estructural se realizó con la ayuda de una tabla en donde se sustituyeron los datos correspondientes. A continuación se presentarán las imágenes que describen los datos de la tabla utilizada:

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	Ms (Kg - m)	M _U	Mu _{AJUS.}
					(kg - m)	(kg - m)
1 Extremo tres lados discontinuos y un lado corto continuo a₁ = 201 a₂ = 267 m = 0.75 W = 1.063	(-) En Bordes Interiores	Largo	426.00	182.969	274.453	315.753
	(-) En Bordes Discontinuos	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000
		Largo	0.00	0.000	0.000	0.000
	Positivo	Corto	477.00	204.873	307.310	307.310
		Largo	324.00	139.159	208.739	208.739

En la columna de tablero se coloca el número de tablero que se analiza dependiendo que caso sea según el tablero, donde a_1 corresponde al lado corto del tablero y a_2 al lado largo del tablero; m corresponde a la relación entre a_1 y a_2 donde w corresponde al peso del tablero. En la columna de momento, claro y K (coeficiente) son valores obtenidos de las tablas de coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) en donde el coeficiente se debe interpolar si así se requiere.

Las demás columnas son aplicables siguiendo las fórmulas correspondientes para realizar el diseño de la losa. A continuación se presenta la tabla terminada con todos los tableros de la losa:

Diseño de losa maciza															
TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	Ms (Kg - m)	Mu (kg - m)	Mu A.JUS. (kg - m)	ρ	P MIN	As (cm²)	A REAL	NUMERO DE VARILLAS usando var # 4 con a _s =1.27 cm2	NUMERO DE VARILLAS PRÁCTICA	S teórica	S Practica como max (30)	
															2.07
1 Extremo tres lados discontinuos y un lado corto continuo a ₁ = 201 a ₂ = 267 m = 0.75 W = 1.063	(-) En Bordes Interiores	Largo	426.00	182.969	274.453	315.763	0.00084	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	477.00	204.873	307.310	307.310	0.00082	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Corto	324.00	139.159	208.739	208.739	0.00056	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
2 Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	210.12	271.755	407.632	375.155	0.00100	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	188.40	243.663	365.495	346.100	0.00093	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Corto	88.62	114.615	171.922	171.922	0.00046	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
3 Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	81.06	104.837	157.256	157.256	0.00042	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	240.54	385.307	577.960	535.731	0.00144	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	209.64	335.810	503.715	453.690	0.00122	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
4 Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	115.44	184.916	277.375	277.375	0.00074	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	81.78	130.998	196.498	196.498	0.00052	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	374.40	182.136	273.204	349.769	0.00094	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Largo	327.00	159.077	238.616	355.805	0.00095	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
5 Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	219.60	106.830	160.245	160.245	0.00043	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	94.80	46.118	69.177	69.177	0.00018	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Largo	217.68	225.041	337.562	10.000	0.00003	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	193.80	200.354	300.530	283.901	0.00076	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	Positivo	Largo	95.28	98.502	147.753	147.753	0.00039	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
	(-) En Bordes Interiores	Largo	81.24	83.987	125.981	125.981	0.00033	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30

6	Borde un lado largo discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Corto	196.14	299.160	448.739	492.657	0.00133	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	214.44	327.071	490.607	495.062	0.00133	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
7	Interior todos los bordes continuos	Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Corto	88.20	134.526	201.789	201.789	0.00054	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
8	Borde un lado largo discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	86.58	132.055	198.082	198.082	0.00053	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Corto	462.00	193.355	290.032	4.284	0.00001	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
9	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	397.60	166.402	249.603	368.986	0.00099	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		Positivo	Corto	252.00	105.466	158.199	158.199	0.00042	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
10	Borde un lado largo discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	136.60	57.169	85.754	85.754	0.00023	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Corto	301.44	126.158	189.237	309.729	0.00083	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
9	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	296.28	123.998	185.997	207.199	0.00055	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
10	Borde un lado largo discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Corto	167.76	70.210	105.316	105.316	0.00028	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Largo	90.00	37.667	56.500	56.500	0.00015	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
9	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Interiores	Corto	728.08	136.314	204.471	307.435	0.00082	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Largo	471.68	88.310	132.464	235.428	0.00063	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
10	Borde un lado largo discontinuo	Positivo	Corto	446.56	83.607	125.410	125.410	0.00033	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Largo	157.32	29.454	44.181	44.181	0.00012	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
9	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Interiores	Corto	189.78	233.546	350.318	314.580	0.00084	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		(-) En Bordes Interiores	Largo	209.88	258.281	387.421	259.170	0.00069	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
10	Borde un lado largo discontinuo	(-) En Bordes Discontinuos	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
		Positivo	Corto	83.40	102.633	153.950	153.950	0.00041	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30
9	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Interiores	Largo	86.46	106.399	159.598	159.598	0.00042	0.00264	2.63523	3.81000	2.07	3	3 var #4	33	30

Para la interpolación del coeficiente de cada tablero se realiza a través de las siguientes tablas:

	TABLERO 1		0.80							
			0.75							
			0.70							
Extremo tres lados discontinuos y un lado corto continuo	NEG. EN BORDES	Largo	710	710	0	0	0	71	710	426.00
		Corto	0	0	0	0	0	0	0	0.00
	NEG. EN BORDE	Largo	0	0	0	0	0	0	0	0.00
		Corto	850	740	110	0	0	74	795	477.00
POSITIVO	Largo	540	540	0	0	0	54	540	324.00	
	TABLERO 2		1.00							
			0.99							
			0.90							
Borde un lado corto discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	388	346	42	0	0	35	350	210.12
		Largo	341	311	30	0	0	31	314	188.40
	NEG. EN BORDE	Largo	0	0	0	0	0	0	0	0.00
		Corto	181	144	37	0	0	14	148	88.62
	POSITIVO	Largo	136	135	1	0	0	14	135	81.06
	TABLERO 3		0.90							
			0.87							
			0.80							
Borde un lado corto discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	431	388	43	0	0	39	401	240.54
		Largo	369	341	28	0	0	34	349	209.64
	NEG. EN BORDE	Largo	0	0	0	0	0	0	0	0.00
		Corto	219	181	38	0	0	18	192	115.44
	POSITIVO	Largo	137	136	1	0	0	14	136	81.78
	TABLERO 4		0.50							
Borde un lado largo discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	0	0	0	-1	0	0	624	374.40
		Largo	0	0	0	-1	0	0	545	327.00
	NEG. EN BORDE	Corto	0	0	0	-1	0	0	0	0.00
		Corto	0	0	0	-1	0	0	366	219.60
	POSITIVO	Largo	0	0	0	-1	0	0	158	94.80
	TABLERO 5		1.00							
			0.96							
			0.90							
Borde un lado corto discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	388	346	42	0	0	35	363	217.68
		Largo	341	311	30	0	0	31	323	193.80
	NEG. EN BORDE	Largo	0	0	0	0	0	0	0	0.00
		Corto	181	144	37	0	0	14	159	95.28
	POSITIVO	Largo	136	135	1	0	0	14	135	81.24

	TABLERO 6		1.00							
			0.97							
			0.90							
Borde un lado largo discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	364	311	53	0	0	31	327	196.14
		Largo	384	346	38	0	0	35	357	214.44
	NEG. EN BORDE									0.00
		Corto	0	0	0	0	0	0	0	0.00
	POSITIVO	Corto	175	135	40	0	0	14	147	88.20
Largo		145	144	1	0	0	14	144	86.58	
	TABLERO 7		0.70							
			0.66							
			0.60							
Interior todos los bordes continuos	NEG. EN BORDES	Corto	498	438	60	0	0	44	462.00	
		Largo	412	388	24	0	0	39	397.60	
	POSITIVO	Corto	276	236	40	0	0	24	252.00	
		Largo	139	135	4	0	0	14	136.60	
		TABLERO 8		0.60						
	0.66									
	0.50									
Borde un lado largo discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	624	548	76	0	0	55	502	301.44
		Largo	545	513	32	0	0	51	494	296.28
	NEG. EN BORDE									0.00
		Corto	0	0	0	0	0	0	0	0.00
	POSITIVO	Corto	366	312	54	0	0	31	280	167.76
Largo		158	153	5	0	0	15	150	90.00	
	TABLERO 9		0.50							
			0.32							
			0.00							
Interior todos los bordes continuos	NEG. EN BORDES	Corto	1018	565	453	0	1	283	728.08	
		Largo	544	431	113	0	1	216	471.68	
	POSITIVO	Corto	668	322	346	0	1	161	446.56	
		Largo	181	144	37	0	1	72	157.32	
		TABLERO 10		1.00						
	0.99									
	0.90									
Borde un lado largo discontinuo	NEG. EN BORDES	Corto	364	311	53	0	0	31	316	189.78
		Largo	384	346	38	0	0	35	350	209.88
	NEG. EN BORDE									0.00
		Corto	0	0	0	0	0	0	0	0.00
	POSITIVO	Corto	175	135	40	0	0	14	139	83.40
Largo		145	144	1	0	0	14	144	86.46	

Para el ajuste de momento que se trasmite de cada tablero se realiza a través de las siguientes tablas:

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 1						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
1	10	201	5	1	91	41.299
2	10	428	2	0		19.395
			7	1		

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 2						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
2	10	428	2	0	203	32.477
9	10	135	7	1		102.964
			10	1		

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 3						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
3	10	494	2	0	129	42.229
6	10	475	2	1		43.918
			4	1		

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 4						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
4	10	251	4	1	265	117.189
3	10	494	2	0		59.543
			6	1		

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 4						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
4	10	251	4	1	176	76.565
6	10	475	2	0		40.459
			6	1		

408.281

Largo						263.262
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 5						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
5	10	372	3	0	62	16.630
4	10	251	4	1		24.647
			7	1		
						499.431
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 6						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
6	10	475	2	1	13	4.455
3	10	494	2	0		4.284
			4	1		
						453.690
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 7						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
7	10	207	5	1	254	119.383
3	10	494	2	0		50.025
			7	1		
						228.401
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 8						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
8	10	207	5	1	64	21.202
7	10	207	5	1		21.202
			10	1		
						largo
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 8						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
8	10	207	5	1	260	120.492
6	10	475	2	0		52.509
			7	1		
						260.886
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 10						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
10	10	415	2	0	161	35.738
8	10	207	5	1		71.649
			7	1		
						largo
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 10						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
10	10	415	2	0	255	41.720
9	10	135	7	1		128.251
			10	1		

Para el diseño y revisión de muros de mampostería fue necesario acudir al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en el apartado de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, de este se realizó el análisis por cargas verticales en donde la mampostería es de barro.

En el plano se nombraron los muros en donde se observó si era interior o de extremo. Se utilizó la altura libre, es decir, de nivel de piso a nivel de losa; así como también la longitud del muro. Con el área tributaria y el peso de la losa que ya fueron presentadas anteriormente, se realizó el cálculo del peso que actúa sobre el muro, obteniendo la carga total de la losa y el peso propio del muro. Para sacar el peso del muro que depende de su espesor multiplicado por la altura y la longitud. De la siguiente manera se determinará el peso por metro cuadrado dependiendo el espesor y posteriormente este será multiplicado por la altura y la longitud:

$$\text{espesor } 18 \text{ cm} = (1)(1)(1.6)(0.18) = 0.288 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{aplanado } (1.5 + 1.5)\text{cm} = (1)(1)(2.1)(0.03) = 0.063 \text{ ton/m}^2$$

$$w \text{ muro } 21\text{cm} = 0.351 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{espesor } 25 \text{ cm} = (1)(1)(1.6)(0.25) = 0.40 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{aplanado } (1.5 + 1.5)\text{cm} = (1)(1)(2.1)(0.03) = 0.063 \text{ ton/m}^2$$

$$w \text{ muro } 21\text{cm} = 0.463 \text{ ton/m}^2$$

El peso total del muro o carga total P es la suma de la carga total de la losa más el peso propio del muro. La carga vertical PU es la multiplicación de P por un factor que es 1.4.

Para las excentricidades son sacadas de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias en donde e_c se obtiene dividiendo el espesor del muro entre seis $e_c = \frac{\text{espesor}}{6}$, e_a es la división del muro entre 24 $e_a = \frac{\text{espesor}}{24}$ y e' es la suma de estos dos $e' = e_c + e_a$.

Para F_e se obtiene de la siguiente manera:

$$F_e = \left[1 - \frac{2 * e'}{t} \right] \left[1 - \left(1 - \frac{H'}{30 * t} \right)^2 \right]$$

En donde:

t = Espesor del muro

H' = Altura libre

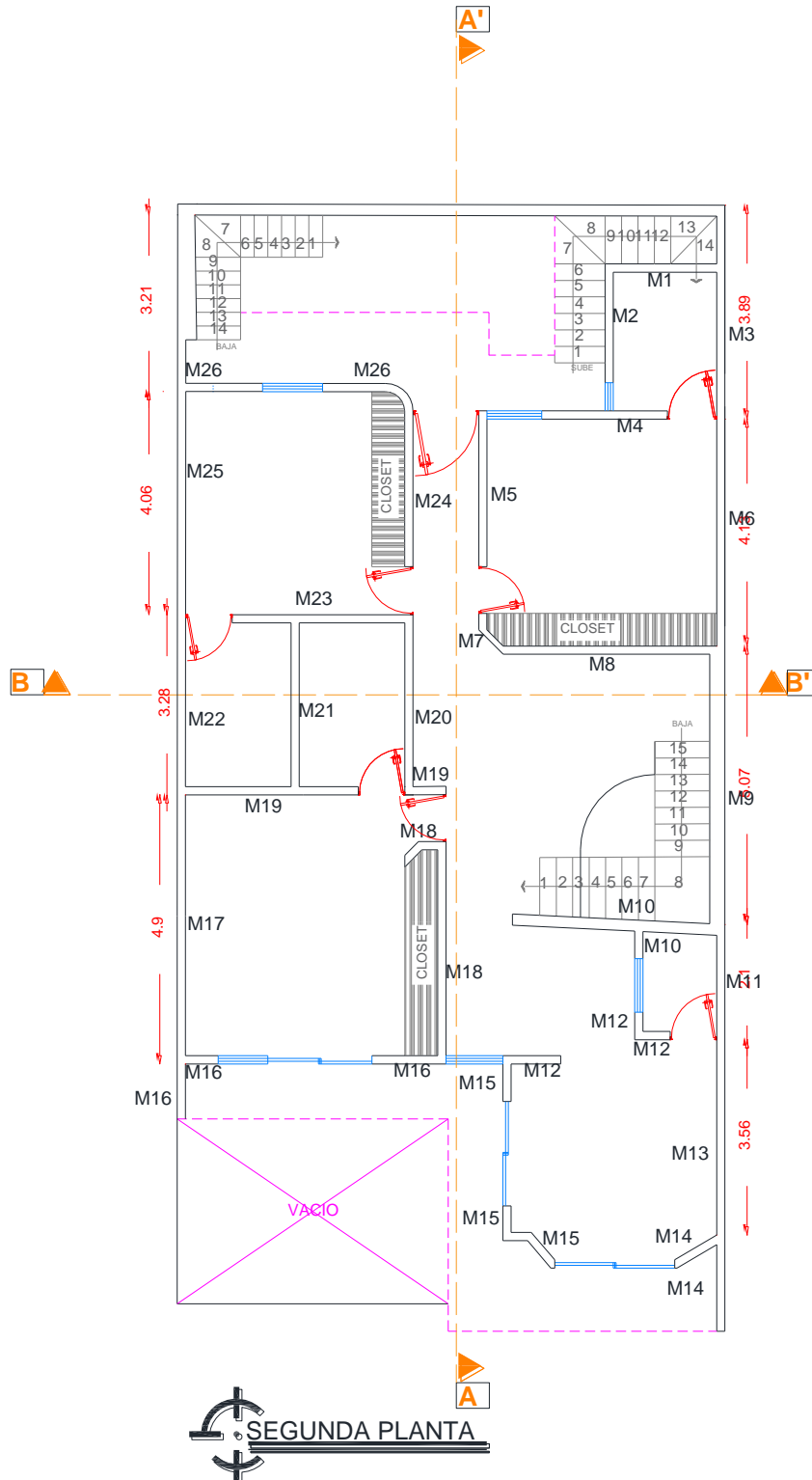
e' = Excentricidad

El F_r para confinados, marca el RCDF que es 0.6

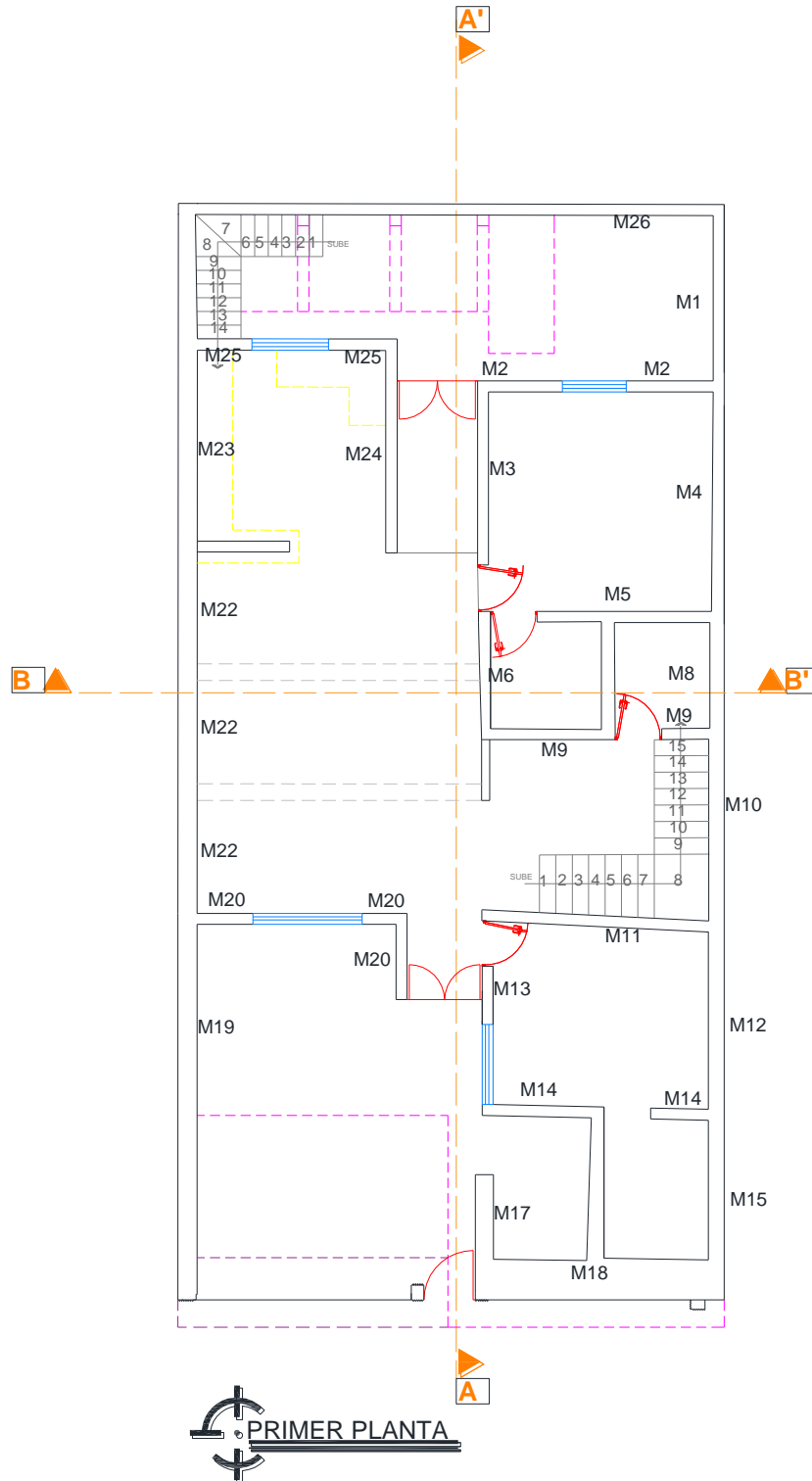
Para la carga vertical resistente: $CVR = (F_r * F_r * (40 + 4)) * \left(\frac{t * l}{10000} \right)$

Se debe comprobar que el CVR sea mayor al PU, si no cumple se aumenta el espesor del muro hasta lo permitido. Si en dado caso que no cumpla se cambia a un sistema de trabe y columna.

A continuación se muestra la segunda planta con la numeración de los muros a revisar, no se encuentra a escala:



A continuación se muestra la segunda planta con la numeración de los muros a revisar, no se encuentra a escala:



En seguida se muestra la tabla en donde se revisaron los muros de la segunda planta, se puede observar que todos los muros cumplieron pero a diferente espesor.

MURO	TIPO	ESPESOR cm	H' m	LONG. cm	AREA TRIB. M ²	PESO LOSA ton	CARGA TOTAL DE LOSA	PESO PROPIO DEL MURO ton	PESO TOTAL DEL MURO ton	CARGA VERTICAL			FE	FR CONFIRMADOS	CARGA VERTICAL RESISTENTE	ESTADO	
										P (ton)	PU (ton)	ea e'					
1	EXTREMO	12.00	3.00	185.00	1.010	0.566	1.53657	2.102	2.102170	2.9430	2.00	0.50	2.500	0.58	3.492	CUMPLIR	
2	EXTREMO	21.00	3.00	217.00	4.660	0.560	2.28501	4.885	4.89461	6.8225	3.50	0.88	4.375	0.58	7.018	CUMPLIR	
3	EXTREMO	12.00	3.00	389.00	1.800	0.560	3.16257	4.171	4.17057	5.8388	2.00	0.50	2.500	0.58	7.188	CUMPLIR	
4	EXTREMO	28.00	3.00	230.00	8.320	0.560	4.659	6.940	6.93972	9.7156	4.67	1.17	5.833	0.58	9.917	CUMPLIR	
5	INTERIOR	12.00	3.00	284.00	5.270	0.560	2.30892	5.280	5.28012	7.3642	0.00	0.50	0.500	0.92	8.247	CUMPLIR	
6	EXTREMO	21.00	3.00	413.00	4.700	0.560	4.34889	6.981	6.98069	9.7732	3.50	0.88	4.375	0.58	13.356	CUMPLIR	
7	INTERIOR	12.00	3.00	93.00	0.960	0.560	0.538	0.79609	1.294	1.29369	1.8112	0.00	0.50	0.500	0.92	2.701	CUMPLIR
8	INTERIOR	21.00	3.00	390.00	13.160	0.565	8.633	4.107	12.740	12.73966	17.8355	0.00	0.88	0.875	0.92	19.819	CUMPLIR
9	EXTREMO	21.00	3.00	507.00	5.150	0.656	3.378	5.33871	8.717	8.71711	12.2040	3.50	0.88	4.375	0.58	16.396	CUMPLIR
10	INTERIOR	21.00	3.00	423.00	9.940	0.656	6.521	4.49419	10.975	10.97483	15.3648	0.00	0.88	0.875	0.92	21.496	CUMPLIR
11	EXTREMO	12.00	3.00	210.00	1.570	0.560	0.979	1.70730	2.587	2.58650	3.6211	2.00	0.50	2.500	0.58	3.881	CUMPLIR
12	INTERIOR	21.00	3.00	221.00	8.540	0.560	4.782	2.327	7.110	7.10953	9.9533	0.00	0.88	0.875	0.92	11.231	CUMPLIR
13	EXTREMO	21.00	3.00	356.00	3.450	0.560	1.932	3.74868	5.681	5.68068	7.9530	3.50	0.88	4.375	0.58	11.513	CUMPLIR
14	EXTREMO	28.00	3.00	267.00	9.160	0.560	5.130	2.171	7.300	7.30031	10.2204	4.67	1.17	5.833	0.58	11.513	CUMPLIR
15	EXTREMO	28.00	3.00	234.00	7.520	0.560	4.211	1.902	6.114	6.11362	8.5591	4.67	1.17	5.833	0.58	10.090	CUMPLIR
16	EXTREMO	28.00	3.00	304.00	11.430	0.560	6.401	2.472	8.872	8.87232	12.4212	4.67	1.17	5.833	0.58	13.108	CUMPLIR
17	EXTREMO	21.00	3.00	490.00	5.990	0.560	3.354	5.15970	8.514	8.51410	11.9197	3.50	0.88	4.375	0.58	15.846	CUMPLIR
18	INTERIOR	12.00	3.00	475.00	9.210	0.560	5.158	3.86175	9.019	9.01935	12.6271	0.00	0.50	0.500	0.92	13.793	CUMPLIR
19	INTERIOR	12.00	3.00	390.00	7.770	0.560	4.351	3.17070	7.522	7.52190	10.5307	0.00	0.50	0.500	0.92	11.325	CUMPLIR
20	INTERIOR	21.00	3.00	313.00	6.670	0.560	3.735	3.296	7.031	7.03109	9.8435	0.00	0.88	0.875	0.92	15.906	CUMPLIR
21	INTERIOR	12.00	3.00	298.00	4.339	0.560	2.430	2.42274	4.863	4.86258	6.7936	0.00	0.50	0.500	0.92	8.653	CUMPLIR
22	INTERIOR	12.00	3.00	328.00	2.290	0.560	1.282	2.68684	3.949	3.94904	5.5287	0.00	0.50	0.500	0.92	9.524	CUMPLIR
23	INTERIOR	12.00	3.00	315.00	6.332	0.560	3.546	2.56095	6.107	6.10667	8.5496	0.00	0.50	0.500	0.92	9.147	CUMPLIR
24	INTERIOR	12.00	3.00	334.00	6.220	0.560	3.483	2.71542	6.199	6.19862	8.6781	0.00	0.50	0.500	0.92	9.699	CUMPLIR
25	EXTREMO	21.00	3.00	406.00	4.530	0.560	2.537	4.27518	6.812	6.81198	9.5368	3.50	0.88	4.375	0.58	13.130	CUMPLIR
26	EXTREMO	28.00	3.00	305.00	10.900	0.560	6.104	2.460	8.584	8.58365	12.0171	4.67	1.17	5.833	0.58	13.151	CUMPLIR

Para realizar la losa de entre piso, las cargas de los elementos mecánicos del segundo nivel fueron bajadas hacia esta losa. Se realizó el cálculo del peso del muro, así como de la losa. A continuación se presenta el diseño de la losa de entre piso:

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	Ms (kg - m)	Mu (kg - m)	Mu A.US. (kg - cm/m)	Mu Nerv. (kg - cm/m)	Mu (td ²) (kg - cm/m)	p	P MIN	A _s (cm ²)	A		NUMERO DE VARILLAS usando var #3 con a _s =0.71 cm ²	0.71 NUMERO DE VARILLAS PRACTICA
												REAL	1.42000		
1 Extremo tres lados discontinuos y un lado corto continuo a ₁ = 3.01 a ₂ = 3.22 m = 0.93 W = 1.868	(-) En Bordes Interiores	Largo	426.00	720.819	1009.147	880.521	48428.669	5.166	0.00257	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Largo	366.78	620.620	868.868	477.677	5.097	0.00253	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
	(-) En Bordes Interiores	Largo	324.00	548.229	767.520	42213.620	4.503	0.00223	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
2 Borde un lado corto discontinuo a ₁ = 4.21 a ₂ = 4.32 m = 0.97 W = 1.277	(-) En Bordes Interiores	Largo	191.18	432.786	605.900	534.834	29415.897	3.138	0.00154	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Corto	92.05	208.382	291.735	16045.407	1.712	0.00083	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
	(-) En Bordes Interiores	Largo	81.15	183.707	257.190	14145.465	1.509	0.00073	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
3 Borde un lado corto discontinuo a ₁ = 2.13 a ₂ = 4.32 m = 0.49 W = 1.751	(-) En Bordes Interiores	Largo	359.93	285.886	400.241	357.235	19647.928	2.096	0.00102	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	259.54	206.147	288.606	429.070	23598.843	2.517	0.00123	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Interiores	Largo	89.72	171.722	240.411	13222.615	1.410	0.00068	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
4 Borde un lado corto discontinuo a ₁ = 3.38 a ₂ = 4.32 m = 0.78 W = 0.700	(-) En Bordes Interiores	Largo	263.56	210.772	295.081	322.182	17719.998	1.890	0.00092	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	223.83	178.997	250.596	430.040	23652.186	2.523	0.00123	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Interiores	Largo	135.83	108.627	152.078	8364.279	0.892	0.00043	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3	
5 Borde un lado corto discontinuo a ₁ = 3.55 a ₂ = 4.32 m = 0.82 W = 2.020	(-) En Bordes Interiores	Largo	252.99	644.028	901.639	776.873	42728.013	4.568	0.00226	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	217.74	554.313	776.038	771.921	42455.677	4.529	0.00224	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Interiores	Largo	126.44	321.876	450.627	450.627	24784.461	2.644	0.00129	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
6 Borde un lado corto discontinuo a ₁ = 3.40 a ₂ = 4.32 m = 0.79 W = 2.114	(-) En Bordes Interiores	Largo	82.07	208.925	292.494	292.494	16087.194	1.716	0.00083	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	223.19	545.296	763.415	896.608	49423.414	5.272	0.00262	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
	(-) En Bordes Interiores	Largo	134.67	329.018	460.626	460.626	25334.417	2.702	0.00132	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Largo	82.43	201.402	281.962	281.962	16547.924	1.654	0.00080	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3

7	Esquina dos lados adyacentes discontinuos	(-) En Bordes Interiores	Corto	328.75	911.384	1275.938	63314.444	6.754	0.00339	0.00264	1.27142	1.42000	1.79	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	313.05	867.879	1215.030	52649.740	5.616	0.00280	0.00264	1.04925	1.42000	1.48	2	2 var #3
		Positivo	Corto	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
8	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Corto	193.93	537.621	752.670	41396.833	4.416	0.00218	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	96.15	266.558	373.181	20524.965	2.189	0.00107	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Corto	393.95	245.343	343.480	19781.782	2.110	0.00103	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	268.61	167.282	234.195	34667.768	3.698	0.00182	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
9	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Discontinuos	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Corto	241.23	150.233	210.326	11567.936	1.234	0.00060	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	92.77	57.772	80.881	4448.446	0.475	0.00023	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Corto	405.21	280.984	393.378	20696.581	2.208	0.00108	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
10	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	271.61	188.340	263.675	17683.103	1.886	0.00092	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Corto	249.52	173.022	242.231	13322.725	1.421	0.00069	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	93.77	65.025	91.036	5006.957	0.534	0.00026	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
11	Interior todos los bordes continuos	(-) En Bordes Interiores	Corto	395.83	455.338	637.474	36029.766	3.843	0.00189	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	269.11	309.567	433.384	20794.606	2.218	0.00108	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Corto	242.61	279.088	390.724	21489.800	2.292	0.00112	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
12	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	92.93	106.906	149.668	8231.743	0.878	0.00042	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Corto	300.83	242.581	339.614	412.721	2.421	0.00118	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Largo	299.29	241.343	337.881	25686.318	2.740	0.00134	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	136.52	110.091	154.127	8476.973	0.904	0.00044	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
12	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Largo	130.19	104.984	146.978	8083.804	0.862	0.00042	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Corto	211.51	493.986	691.580	29152.388	3.110	0.00152	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Largo	189.39	442.333	619.266	30845.043	3.290	0.00161	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
12	Borde un lado corto discontinuo	(-) En Bordes Interiores	Corto	89.84	209.829	293.761	16156.830	1.723	0.00084	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Discontinuos	Largo	81.09	189.398	265.158	14583.671	1.556	0.00076	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		Positivo	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3
		(-) En Bordes Interiores	Largo	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00264	0.98821	1.42000	1.39	2	2 var #3

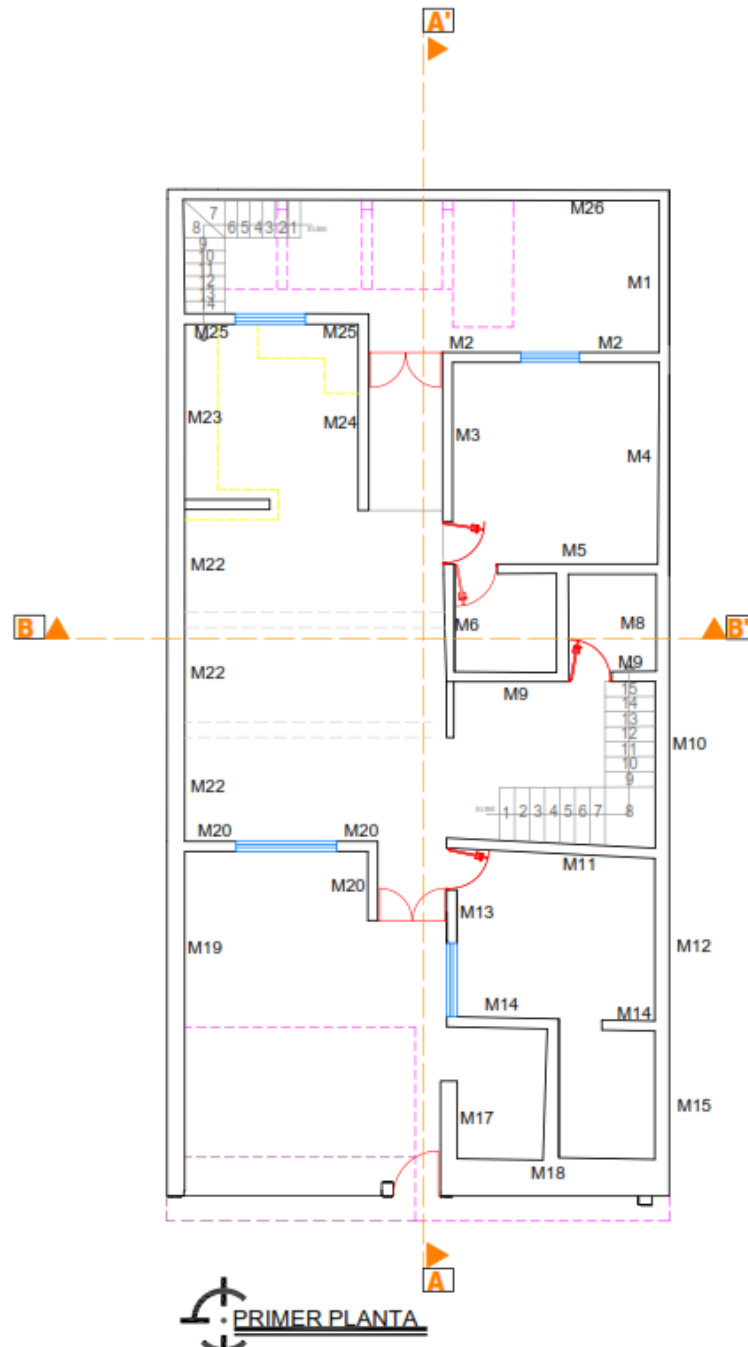
Para el ajuste de momento que se transmite de cada tablero se realiza a través de las siguientes tablas:

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 1						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
1	25	301	52	1	331	128.626
2	25	421	37	0		91.963
			89	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 2						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
2	25	421	37	0	317	71.066
3	25	213	73	1		140.463
			110	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 3						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
3	25	213	73	1	105	43.005
4	25	338	46	0		27.101
			120	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 4						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
4	25	338	46	1	525	179.444
5	25	355	44	0		170.851
			90	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 5						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
5	25	355	44	0	5	1.499
6	25	340	46	1		1.565
			90	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 6						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
6	25	340	46	1	13	4.299
5	25	355	44	0		4.117
			90	1		

AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 7						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
7	25	355	44	0	981	257.762
8	25	231	68	1		396.128
			112	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 8						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
8	25	231	68	0	50	16.189
9	25	219	71	1		17.076
			139	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 9						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
9	25	219	71	1	170	57.836
10	25	229	68	0		55.310
			140	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 10						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
10	25	229	68	1	41	17.613
2	25	421	37	0		9.581
			105	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 11						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
11	25	167	94	1	281	129.143
12	25	369	42	0		58.447
			136	1		
AJUSTE DE MOMENTOS TABLERO 12						
TABLERO	d (cm)	a₁ (cm)	K (kg/cm²)	FD	M DESEQUILIBRADO	M AJUSTADO
12	25	167	94	1	352	161.537
11	25	369	42	0		73.107
			136	1		

Una vez obtenido el diseño final de la losa de entre piso se prosigue a realizar la revisión de los muros de carga de la planta baja. Por medio de áreas tributarias y el peso de la losa de entre piso se determina la carga uniforme que le toca a cada muro y se revisa si cumple. En la siguiente imagen se muestra la distribución de los muros de la planta baja. Los demás planos arquitectónicos se presentan en el anexo

1.

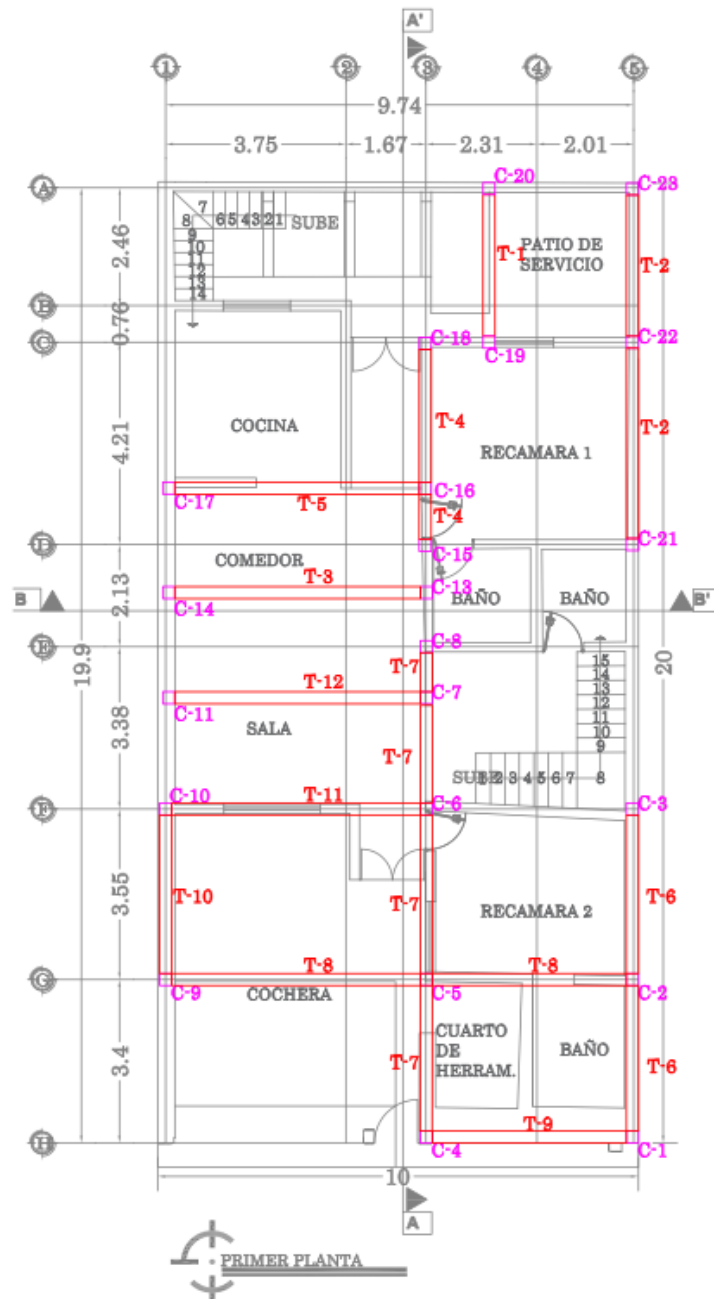


Se realiza la revisión de los muros de carga de la planta baja, en donde se puede observar que varios no cumplieron por lo que se cambia a un sistema de trabes y columnas. A continuación se presenta la tabla en donde se muestra el estado real de los muros:

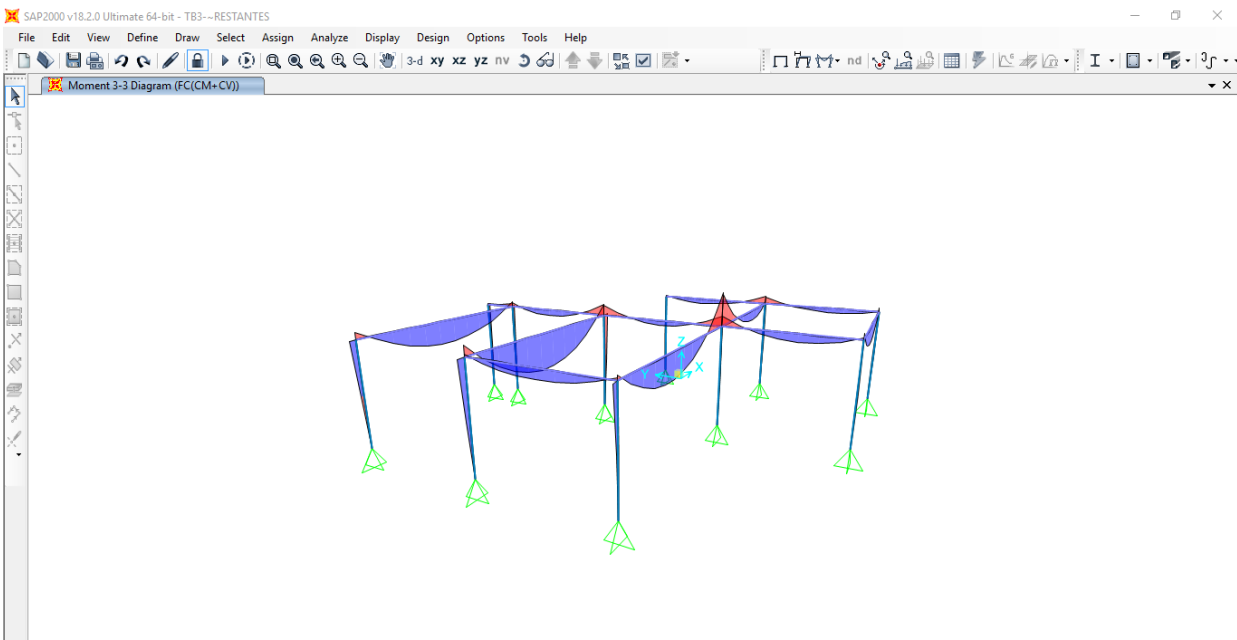
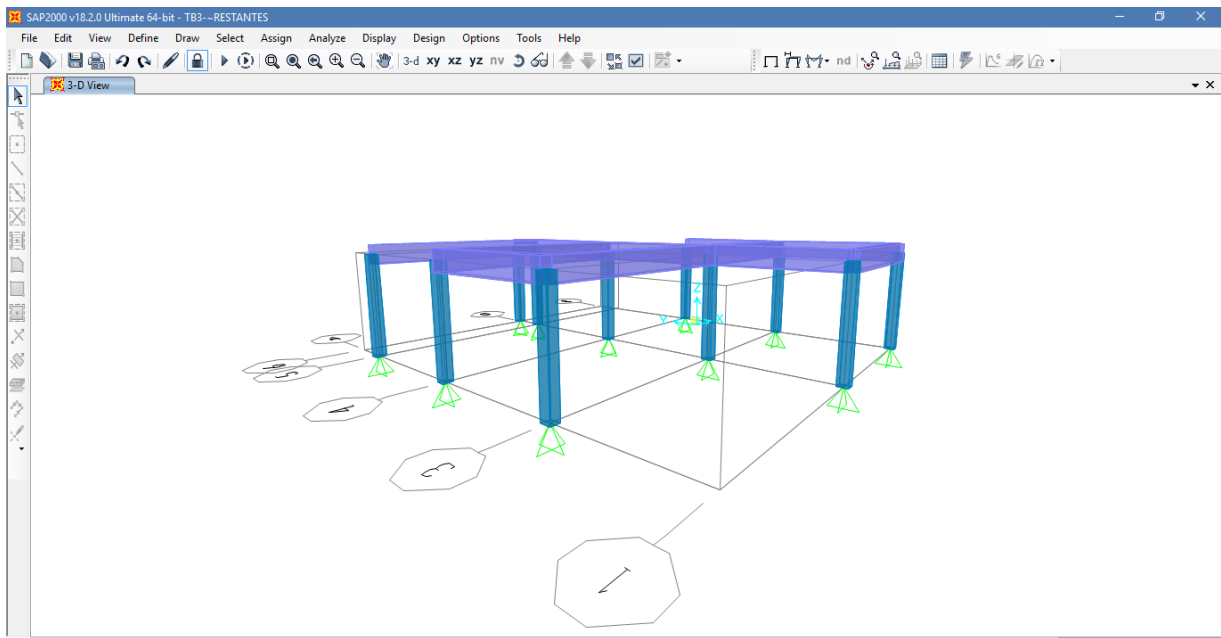
MUROS DE CARGA. PLANTA BAJA																		
MURO	TIPO	ESPOSOR cm	H' m	LONG. cm	AREA TRIB. m ²	PESO LOSA ton	CARGA TOTAL DE LOSA	PESO PROPIO DEL MURO ton	PESO TOTAL DEL MURO ton	CARGA VERTICAL				FE CONFIRMADOS	FR CONFIRMADOS	CARGA VERTICAL RESISTENTE	ESTADO	
										P (ton)	PU (ton)	ec	ea					e'
1	EXTREMO	28.00	2.60	322.00	2.581	1.888	4.822	5.24283	15.73	10.06451	14.0803	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	13.885	NO CUMPLE
2	EXTREMO	28.00	2.60	315.00	4.849	1.277	6.192	1.04111	3.12	7.23302	10.1262	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	13.583	CUMPLE
3	INTERIOR	28.00	2.60	316.00	10.667	1.277	13.622	1.04441	3.13	14.66617	20.5326	0.00	1.17	1.167	0.92	0.60	21.412	CUMPLE
4	EXTREMO	28.00	2.60	401.00	4.431	1.277	5.638	8.31622	24.95	13.97461	19.5844	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	17.291	NO CUMPLE
5	INTERIOR	21.00	2.60	320.00	8.129	1.277	10.381	1.05763	3.17	11.43882	16.0141	0.00	0.88	0.875	0.92	0.60	16.262	CUMPLE
6	INTERIOR	21.00	2.60	214.00	3.959	1.751	6.933	0.70729	2.12	7.63985	10.6858	0.00	0.88	0.875	0.92	0.60	10.875	CUMPLE
8	EXTREMO	21.00	2.60	183.00	1.134	1.751	1.986	0.63788	1.91	2.62362	3.6729	3.50	0.88	4.375	0.58	0.60	6.242	CUMPLE
9	INTERIOR	21.00	2.60	333.00	8.093	0.700	5.665	1.10060	3.30	6.76570	9.4720	0.00	0.88	0.875	0.92	0.60	16.923	CUMPLE
10	EXTREMO	28.00	2.60	332.00	0.000	0.000	0.000	9.81440	29.44	9.81440	13.7402	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	14.316	CUMPLE
11	INTERIOR	28.00	2.60	416.00	4.518	2.020	9.127	1.37482	4.12	10.50148	14.7021	0.00	1.17	1.167	0.92	0.60	28.188	CUMPLE
12	EXTREMO	28.00	2.60	324.00	3.154	2.020	6.371	3.66542	11.00	10.03650	14.0511	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	13.971	NO CUMPLE
13	INTERIOR	28.00	2.60	106.00	6.308	2.020	12.742	0.91775	2.75	13.65981	19.1239	0.00	1.17	1.167	0.92	0.60	7.182	NO CUMPLE
14	INTERIOR	28.00	2.60	309.00	8.974	2.020	18.126	1.02897	3.09	19.15544	26.8176	0.00	1.17	1.167	0.92	0.60	20.938	NO CUMPLE
15	EXTREMO	28.00	2.60	308.00	2.895	2.114	6.121	6.70632	20.12	12.82268	17.9578	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	13.281	NO CUMPLE
17	EXTREMO	28.00	2.60	209.00	4.638	2.114	9.806	0.69597	2.09	10.50155	14.7022	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	9.012	NO CUMPLE
18	EXTREMO	28.00	2.60	456.00	6.774	2.114	14.320	1.51848	4.56	15.83893	22.1745	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	19.663	NO CUMPLE
19	EXTREMO	28.00	2.60	349.00	3.154	2.200	6.939	9.67627	29.03	16.61507	23.2611	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	15.049	NO CUMPLE
20	EXTREMO	28.00	2.60	343.00	11.390	2.200	25.059	1.14219	3.43	26.2009	36.8812	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	14.790	NO CUMPLE
22	EXTREMO	21.00	2.60	660.00	3.853	1.602	6.174	6.13041	18.39	12.30436	17.2261	3.50	0.88	4.375	0.60	0.60	21.954	CUMPLE
23	EXTREMO	21.00	2.60	388.00	3.400	1.715	5.881	1.21628	3.65	7.07445	9.8864	3.50	0.88	4.375	0.58	0.60	11.901	CUMPLE
24	INTERIOR	12.00	2.60	391.00	5.145	1.715	8.823	1.29229	3.88	10.11563	14.1619	0.00	0.50	0.500	0.92	1.60	30.277	CUMPLE
25	EXTREMO	21.00	2.60	226.00	5.957	1.715	10.217	7.55993	22.68	17.77587	24.8862	3.50	0.88	4.375	0.58	2.60	31.671	CUMPLE
26	EXTREMO	28.00	2.60	311.00	2.268	1.888	4.236	1.02789	3.08	5.26388	7.3899	4.67	1.17	5.833	0.58	0.60	13.410	CUMPLE

5.3. Diseño de traveses, columnas y cimentación.

Como se presenta en la tabla anterior, varios muros no cumplieron por lo que se le dio solución agregando un sistema de marcos (traveses y columnas) para soportar las cargas. A continuación se presenta como quedo la distribución de las traveses y columnas en donde los muros no cumplen con la revisión a carga vertical:



Se acudió al programa SAP2000 en donde se dibujaron las traveses y columnas. Se obtuvieron los cortantes y momentos de cada elemento que registrarán para el diseño correspondiente de estos. A continuación se muestra una captura del programa con los elementos:

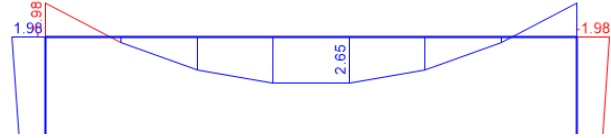


A continuación se realiza del diseño de las trabes, en este apartado solo se hará con la trabe uno y las demás se podrán observar en los anexos, que este corresponde al anexo 2. El diseño de las trabes se realizó con el método de resistencia última. A continuación se presentan las tablas del diseño de las trabes:

TRABE 1

$\mu(+)=$	2.65	ton-m (negativo)	371,000.00
$b=$	15	cm	
$h=$	30	cm	
$d=$	25	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.01235466$$

FR= PARA FLEXION= **0.9**

FR= PARA CORTANTE= **0.8**

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

e_{min} = 0.0026352

<e_{nec} = 0.01235466

<e_{max} = 0.01904762

SI EL **e_{nec}** SALE MENOS QUE EL **e_{min}**
SE TRABAJA CON **e_{min}**.

SI EL **e_{nec}** SALE MAYOR AL **e_{max}** SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL **e_{min}** SALE MENOS QUE EL **e_{nec}**
SE TRABAJA CON **e_{nec}**.

CALCULO DEL AREA DE ACERO

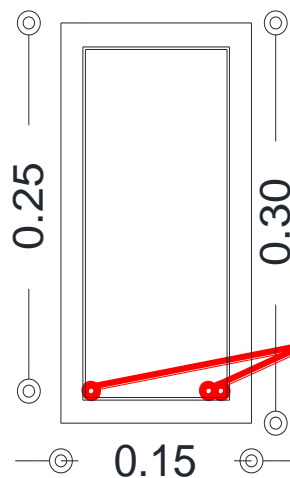
$$AS = e * b * d = 4.63299717 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # **5**

a₀ = 1.98 cm²

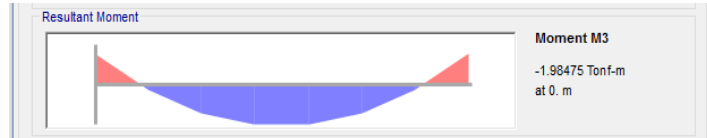
$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.3406962 = 2$$



para momento último positivo se
usarán 3var. del #5

$\mu(-) = 1.98$ ton-m (negativo) **277,200.0**
 $b = 15$ cm
 $h = 30$ cm
 $d = 25$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00877297$$

FR= PARA FLEXION= **0.9**

FR= PARA CORTANTE= **0.8**

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

e_{min}= 0.0026352

e_{nec}= 0.00877297

e_{max}= 0.019047619

SI EL **e_{nec}** SALE MENOS QUE EL **e_{min}**
SE TRABAJA CON **e_{min}**.

SI EL **e_{nec}** SALE MAYOR AL **e_{max}** SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL **e_{min}** SALE MENOS QUE EL **e_{nec}**
SE TRABAJA CON **e_{nec}**.

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 3.289862013 \text{ cm}^2$$

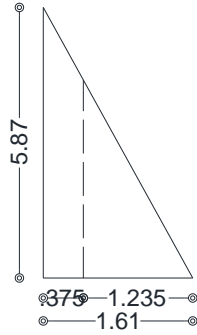
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

a₀ = 1.98 cm²

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.6621136 = 2$$





5.87	1.61
VSC	1.235

0.375

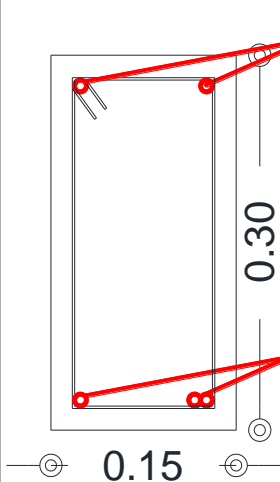
$$VSC = 4.502764$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 6.3038696 \text{ Ton} \quad 6303.8696 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d * (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2 var. del #5

para momento último positivo se usarán 3 var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0211276$$

$$b = 15$$

$$d = 25$$

$$\text{como } e = 0.0211276 > 0.01$$

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d * (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 974.76 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 2,386.49 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 9,545.94 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

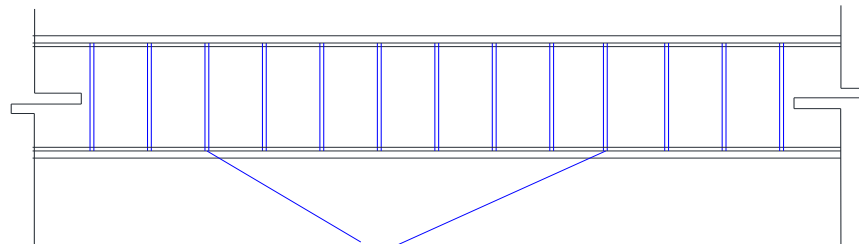
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 7.589 > V_u = 6.3038696$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 10 \quad \text{CM}$$

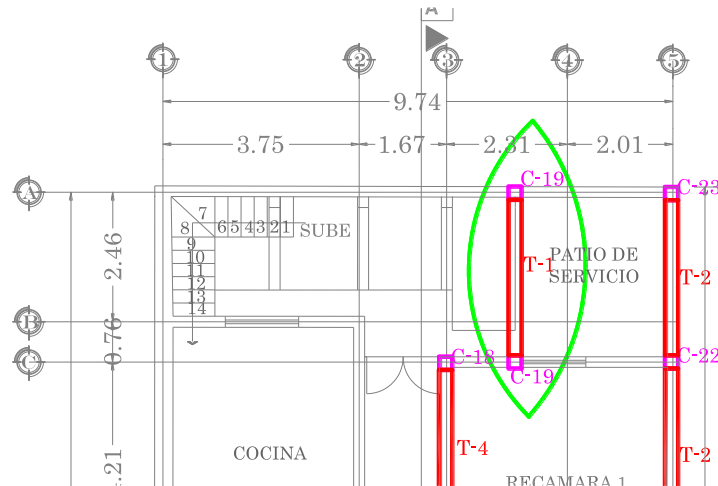
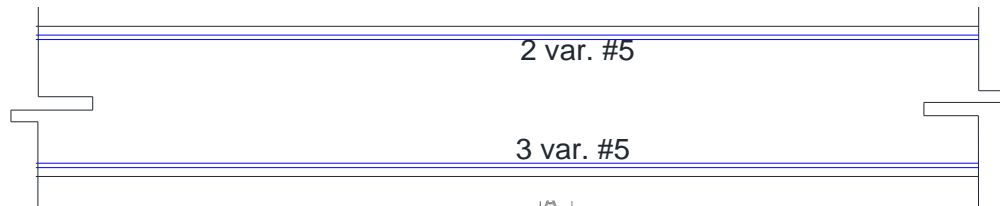
$$S_f \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 34.255001 \text{ cm}$$

$$S_f \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 102.24 \text{ cm}$$

TRABE #1

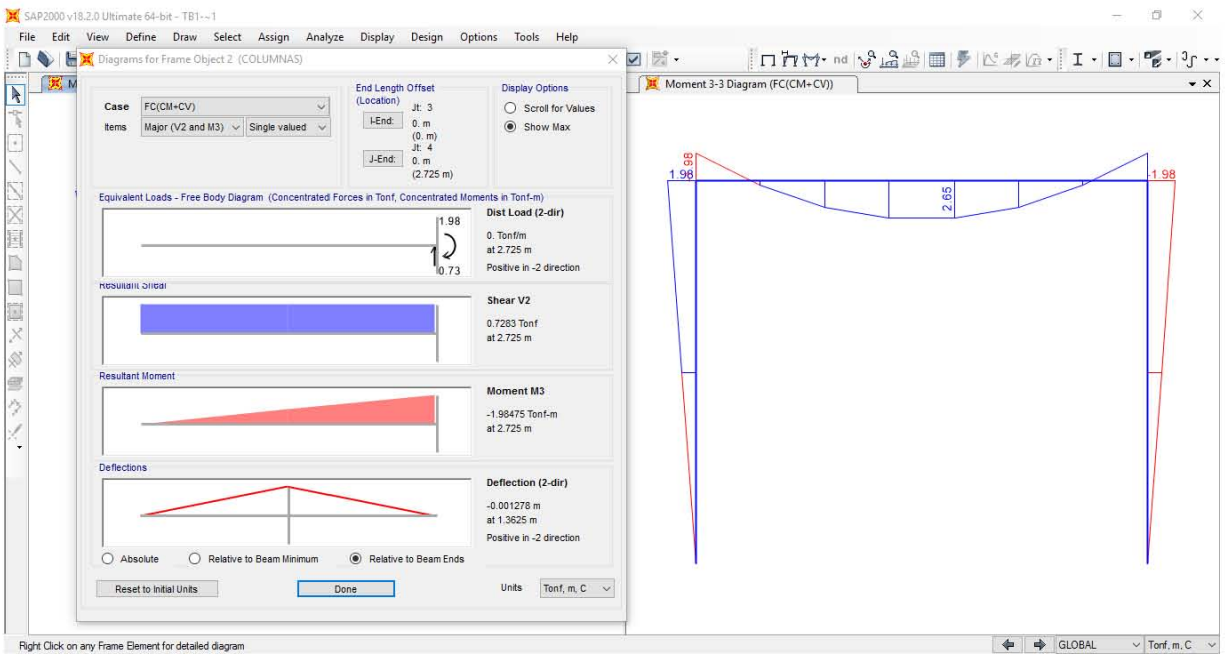
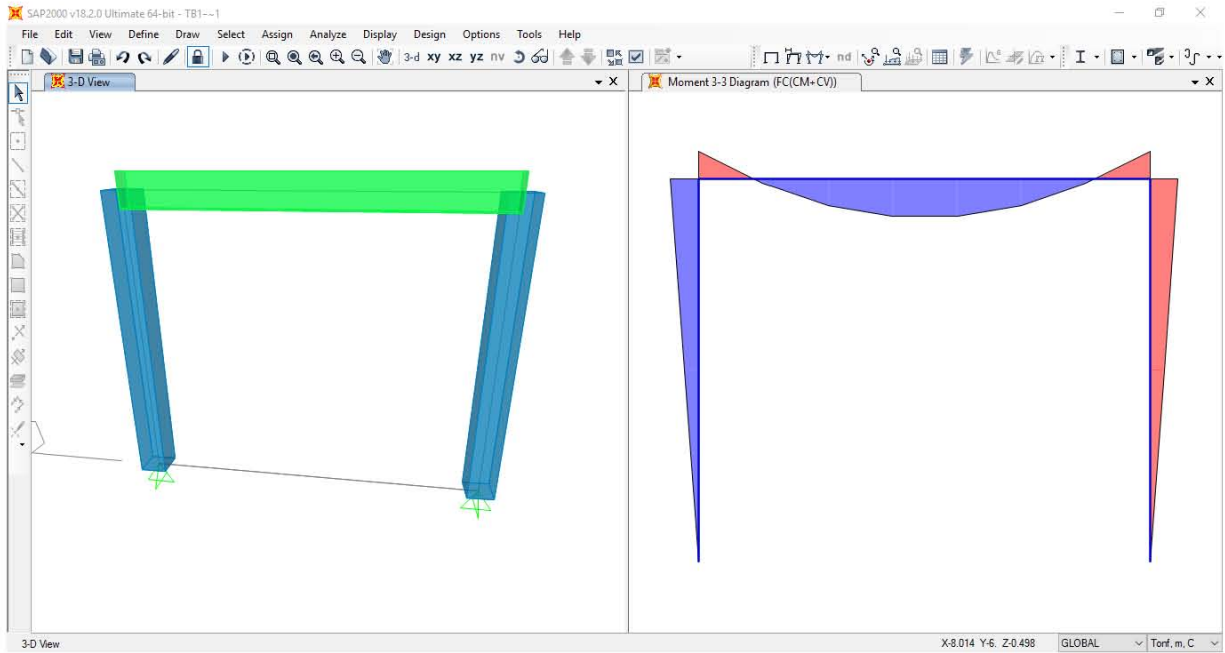


EN LA PRACTICA SE COLOCARÁN ESTRIBOS DEL #3 @ 10 CM. C.A.C.



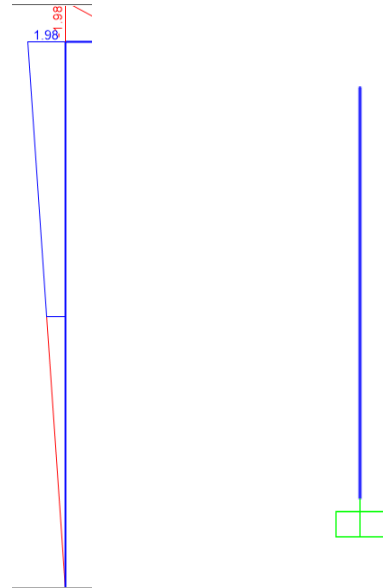
A continuación se realiza del diseño de las columnas, en este apartado solo se hará con las columnas que corresponde a la trabe analizada anteriormente que serían las columnas 19-20 y las demás se podrán observar en los anexos, que este corresponde al anexo 3. El diseño de las trabes se realizó con el método de flexo compresión biaxial. A continuación se presentan las tablas del diseño de las columnas:

COLUMNAS 19-20



Pu= 6.16 ton
Mux (+)= 1.98 ton*m
Mux (-)= 0.99 ton*m
Muy (+)= 0 ton*m
Muy (-)= 0 ton*m
F'c= 250 kg/cm²
Fy= 4,200.00 kg/cm²
h= 25 cm
b= 25 cm
d= 20 cm
r= 5 cm
FR= 0.9
F*c= 200 kg/cm²
F''c= 170 kg/cm²

Considerando: **d = h - r** **20**
d/h **0.8**



MOMENTO EN (X)

MOMENTO EN (Y)

Se usará una sola gráfica

1° Tanteo Suponiendo

$$As = \rho bh \quad 15.625 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{Fy}{F''c} \quad 0.6176471$$

$$\rho = 0.025$$

Según el RCDF.

$$PRO = FR(Ag * F''c + As * Fy)$$

$$Ag = bh \quad 625 \text{ cm}^2$$

$$PRO = 154,687.5 \text{ kg}$$

Cálculo de excentricidades

$$\rho x = \frac{Mux}{Pu} = 0.3214286 \text{ m}$$

$$32.142857$$

$$\frac{\rho x}{h} = 1.2857143$$

$$\rho y = \frac{Muy}{Pu} = 0 \text{ m}$$

$$0$$

$$\frac{\rho y}{h} = 0$$

PARA $\rho x/h$ 1.285714286 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 0.25$ $PRX = 23,906.25 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 1.63$ $PRY = 155,868.75 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 23,934.28 \text{ kg} \quad > \quad PU = 6,160.00$$

2° tanteo Suponiendo

$As = \rho b h$ 6.25 cm^2

$\rho = 0.01$

$q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ 0.25

$PRO = 119,250.00 \text{ kg}$

PARA $\rho x/h$ 1.285714286 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 0.15$ $PRX = 14,343.75 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 1.23$ $PRY = 117,618.75 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 14,319.86 \text{ kg}$$

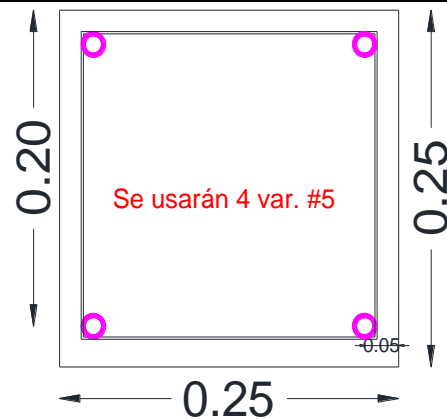
$PR = 14,319.8616$ $>$ $PU = 6,160.00$

COMO "p" NO DE PUEDE REDUCIR
MÁS, SE UTILIZARÁ 0.01

$$A_s = \rho b h 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla

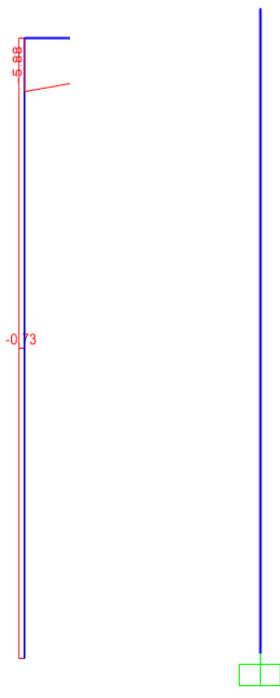
Var. del #=	5.00 cm ²
Área de var=	1.98
No. var=	3.1576 4
Área (AS)	7.92 cm ²



Diseño de Columna por Esfuerzo Cortante

CORTANTE EN (X)

CORTANTE EN (Y)



DATOS:

	6,160.00	kg
PU=	6.16	Ton
CORTANTE (Vu) X	0.73	Ton
CORTANTE (Vu) Y	0	Ton

Elementos mecánicos de diseño:

$$V_{ux} = 1,5 V_x \quad 1.095 \quad \text{Ton}$$

$$V_{uy} = 1,5 V_y \quad 0 \quad \text{Ton}$$

$$0.7 * F^* c * A_g + 2000 A_s$$

$$103,334.60 \quad 103.33 \text{ Ton}$$

$$PU= \quad 6.16 \quad < \quad 103.33 \text{ Ton}$$

se diseñará para cortante (Vu)

$$0 \quad \text{Ton}$$

$$V_u \quad 730.00 \text{ kg}$$

$$A_s = No. var * a_o \quad 3.96 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad 0.0079173$$

$$\rho = 0.0079173 < \rho = 0.01$$

As= Área de acero de una de las caras de la columna.

$$Factor = 1 + 0,007 \frac{Pu}{Ag} \quad 1.07$$

$$VCR = Fr * b * d(0,20 + 30p)\sqrt{F'c} * Factor$$

$$VCR = 1,376.76315 \text{ kg}$$

$$VCR = 1.38 \text{ Ton}$$

Se debe cumplir que : $F_y \text{ estribo} > 0.06F_y$

En la esquina 1 var. #5

$$F_y(\text{estribo}) = 8,313.16 \text{ kg}$$

$$0.06F_y = 498.79 \text{ kg}$$

si usamos est. #3

Área var. = 0.71 cm²

$$F_y(\text{estribo}) = 2,982.00 \text{ kg}$$

$$\text{como: } 2,982.00 > 498.79$$

∴ El \emptyset de estribo es suficiente

Separacion Necesaria

$$S = \frac{FR * Av * Fy * d}{Vu - VCR} = -165.983481 \text{ cm}$$

$$\emptyset b = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{est.} = 0.95 \text{ cm}$$

Requisitos Mínimos:

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} * db & 33.314093 \text{ cm} \\ 48d_{est.} & 45.6 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor}}{2} & 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

∴ Se colocarán est. #3 @15 cm c. a. c

Revisión del parámetro.

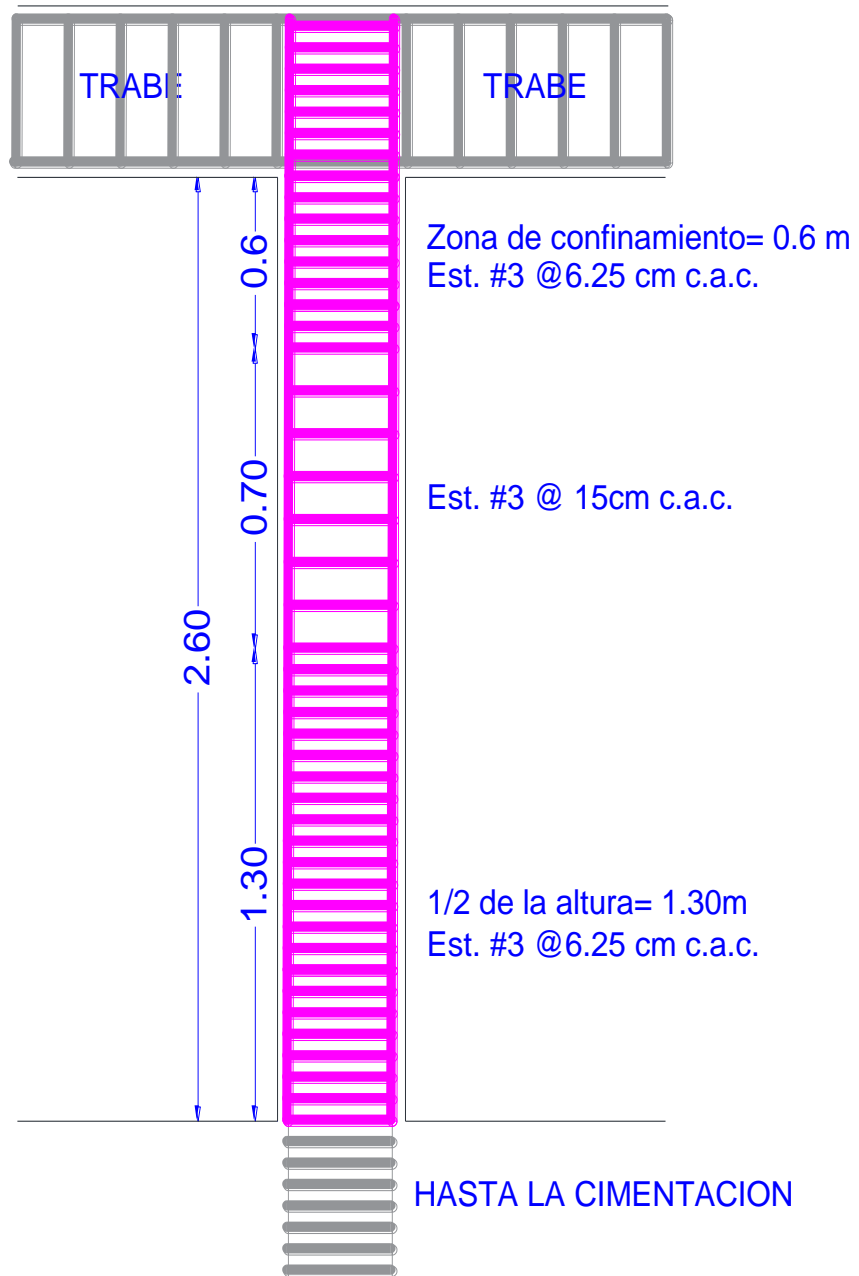
$$\frac{Ag * F'c}{10} = 15,625.00 \text{ kg} > 6,160.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx.}} = \begin{cases} \frac{bc}{4} = 6.25 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \\ 10 \end{cases}$$

Zonas de Confinamiento:

Se separan los est. A @ $12.5/2= 6.25\text{cm}$ en una long mínima de:

- Dimensión mayor de la columna.
- RCDF 1/6 de la altura libre, suponiendo: 0.4333333 cm
- 60 cm. ← RIGE POR SER LA MAYOR

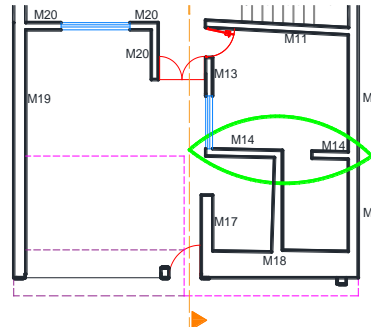


Una vez diseñado el sistema de marcos y columnas, así como los muros de carga, se prosigue a realizar la cimentación que será de zapata corrida en donde bajadas las cargas de los elementos, se genera una carga distribuida para poder diseñar este tipo de zapatas. Se realizará con la cimentación de centro y la de colindancia se mostrará en el anexo 3. A continuación se presentas las tablas del diseño de las zapatas corridas.

CENTRO

qr	5	t/m ²
df	1.1	m
γs	1.05	t/m ²
L muro	3.33	m
H muro	2.6	m
espesor	0.21	m

DATOS



1.- DESARGA SOBRE LA ZAPATA

A. tributaria=	4.5181	m ²	A. tributaria=	4.4554	m ²
W losa =	2.02	t	W losa =	2.114	t
A. tribu. T=		m ²			
W losa T =		t			

Wentre piso= Atrib* Wlosa= 18.5453 t

MUROS

A muro = L* H= 8.66 m²

CALCULO DEL PESO DEL MURO

Mamposteria	0.378	t/m ²	W muro	3.818	t
Rec. Mortero	0.063	t/m ²			
W	0.441	t/m ²	W total	22.363	t

COMO CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$P = \frac{W \text{ total}}{L} \quad 6.716 \quad \text{t/m}$$

EL PESO SUPUESTO DE LA CIMENTACIÓN SE CALCULARÁ CON LA EXPRESIÓN:

SE CONSIDERA UNA LONGITUD UNITARIA DE 1 M.

$$W_s = \left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) * (B_s) * (L) * (DF)$$

$$Bs = 1.25 \left(\frac{P}{qr} \right) \quad 1.67894 \rightarrow 1.7 \quad m$$

$$Ws \quad 3.22575 \quad t/m$$

EL PESO TOTAL ES

$$PT = P + Ws \quad 9.942 \quad t/m$$

2.- DIMENSIONAMIENTO

$$B = \frac{PT}{qr} \quad 1.988 \rightarrow 2.000 \quad m$$

3.- REVISIÓN DE LA PRESIÓN

$$q = \frac{PT}{BL} \quad 4.971 \quad t/m^2$$

$$q = 4.971 < qr = 5.000 \quad t/m^2$$

CUMPLE

4.- PRESIÓN DE DISEÑO

$$qnu = fc \left(\frac{P}{BL} \right) \quad 4.701 \quad t/m^2$$

$$0.470 \quad kg/cm^2$$

5.- DISEÑO DE LA LOSA DE LA ZAPATA

$$d = \frac{qnu * l}{qnu + vcr}$$

$$l = \frac{B-c}{2} \quad 86.00 \quad cm$$

PARA EL CALCULO DEL VCR SE PROPONE UTILIZAR F'C $200 \quad kg/cm^2$

$$vcr = 0.5 * Fr * \sqrt{f * c} \quad 5.06 \quad kg/cm^2$$

$$d = 7.31 \quad cm \rightarrow 10.00 \quad cm$$

$$rec = 5.00 \quad cm \quad d = 10.00 \quad cm \quad H = 15.00 \quad cm$$

REVISIÓN DEL PESO REAL

	B	H	γ	
plantilla	2.000	0.05	2.2	0.22
losa	2.000	0.15	2.4	0.72
muro	0.28	0.950	1.8	0.4788
relleno	1.720	0.950	1.3	2.1242
			W real =	3.543 t/m

$$W_{real} = 3.543 \text{ t/m} > W_s = 3.2258 \text{ t/m}$$

$$T = \left(1 - \frac{W_{real}}{W_s}\right) * 100 = -9.83\%$$

SE ACEPTA LA TOLERANCIA POR LO TANTO SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES

6.- DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_u = \frac{q_n u * b * l^2}{2} = 1.738 \text{ t*m}$$

PORCENTAJE DE ACERO

$$e_{nec} = \frac{f''c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m_u}{F_r * b * d^2 * f''c}}\right] = 0.00498236$$

$$A_s = 4.98236 \text{ cm}^2$$

COMPARANDO CON EL MÍNIMO

$$e_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f''c}}{f_y} = 0.00236$$

$$A_s = 2.35702 \text{ cm}^2$$

COMPARANDO CON EL ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = \left(\frac{660 x_1}{f_y (100 + x_1)}\right) * (b) * (1.5) = 3.07453 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ a utilizar} = 3.07453 \text{ cm}^2$$

SEPARACIÓN DE VARILLA (PROPONIENDO VARILLA #3)

3

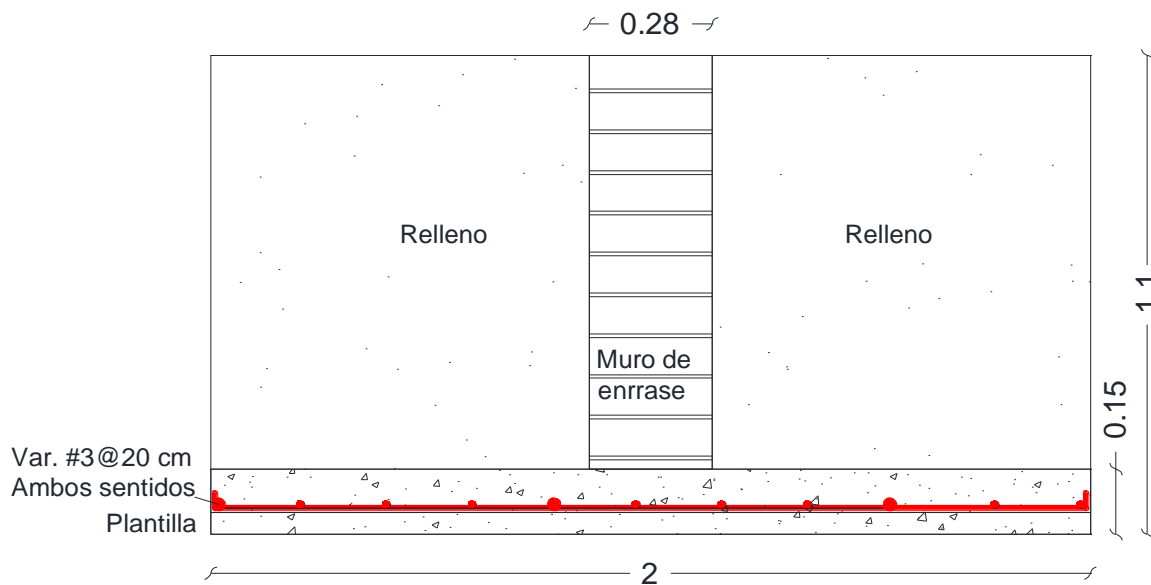
$a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 * a_0}{A_s} \quad 23.093 \quad \longrightarrow \quad 20 \text{ cm}$$

SE USARÁ VARILLA DEL $N = 3 @ 20 \text{ CM}$ EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

PARA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL SOLO SE COLOCA EL ACERO POR TEMPERATURA EL CUAL YA SE CALCULO.

USAR VAR. DEL $N = 3 @ 20 \text{ CM}$ EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL



En el capítulo presente se muestra que la estructura genera seguridad estructural en donde se determinaron las dimensiones adecuadas que permitan conseguir cierta seguridad. Dichas dimensiones fueron determinadas mientras se hacia el diseño estructural de la losa, trabe, columna, cimentación y muros, por lo que se llega a la certeza de poder decir que la edificación será capaz de resistir ante las cargas que actúan sobre ella.

Durante el análisis se utilizaron los materiales más comunes para este tipo de edificaciones como son el concreto, acero, tabique de barro, entre otros que rigen para el diseño de los elementos estructurales.

En el anexo 5 se aprecian los planos estructurales en donde se recaban lo datos de los diseños estructurales realizados con anterioridad.

CONCLUSIONES

En la presente investigación se deriva una línea de conclusiones destacadas que permiten poder analizar el comportamiento que se planteó al inicio de la investigación. Dicho comportamiento hace relación a los elementos mecánicos adecuados para generar la seguridad estructural.

Con referencia al objetivo general planteado que es realizar el análisis y diseño estructural para casa habitación de dos niveles y brindar la seguridad adecuada y evitar que no presenten fallas que puedan ser significativas en la construcción. Se obtuvo mediante el análisis y diseño estructural de los elementos mecánicos los cuales influyen de manera significativa en la edificación. Para realizar el análisis estructural es necesario conocer los materiales a utilizar donde dicho análisis rige en el diseño estructural de la edificación. Se realizó la revisión de muros de carga en ambos niveles en donde se pudo observar que no cumplieron algunos y se pasó a utilizar el sistema de trabes y columnas, utilizando el método de resistencia última para las trabes y flexo compresión biaxial para las columnas. Una vez bajadas las cargas hacia los elementos se prosiguió a realizar la cimentación siendo esta una zapata corrida, logrando así cumplir con el objetivo general.

El objetivo particular número 1 señala proponer estructuras que generen seguridad estructural, se puede observar que se utilizó el sistema adecuado para cada elemento estructural buscando cumplir con las solicitaciones que se presentan en la edificación y poder obtener así la seguridad estructural. Se llega a la finalidad de que el objetivo planteado se cumplió.

El objetivo particular número 2 señala determinar las dimensiones de los elementos estructurales analizados, las dimensiones fueron remarcadas al momento de realizar el diseño estructural pues se debió cumplir con los requerimientos que exige el diseño de las trabes, columnas, cimentación y en su momento los muros de carga, por lo que dentro de estas existen una tolerancia que no debe ser mayor a lo establecido para que este dentro de un dimensionamiento adecuado. Si se pasa de la tolerancia permisible se dice que la dimensiones están sobradas, es decir, que requiere elementos estructurales más pequeños, por consiguiente, se observa que se cumple con lo establecido en el objetivo.

El objetivo particular número 3 indica garantizar que la estructura será capaz de resistir las cargas que actúan sobre ella. Como se aprecia en el diseño estructural de cada elemento, se dimensiono de manera que cumpla ante los esfuerzos que se presentan en la edificación no generando elementos sobrados o con falta de dimensiones, por lo que la estructura es diseñada para cumplir con las cargas que se le imponen a la edificación de manera que se cumplió el objetivo planteado.

El objetivo particular número 4 marca utilizar para el análisis y diseño estructural los materiales más comunes para la construcción de una casa habitación. Como se puede observar, en el análisis estructural se emplearon los materiales más comunes para este tipo de edificaciones como es el concreto, acero, tabique de barro, entre otros. Que resultaron sin complejidad para poder realizar el análisis. Después del análisis se realizó el diseño de las losas, trabes, columnas y cimentación considerando los materiales comunes que se presentan en este tipo de edificaciones. Se llega a la deducción de que el objetivo se cumplió.

Por otra parte, se puede observar que la pregunta de investigación que señala cuál es el análisis y diseño estructural correspondiente para casa habitación de dos niveles. Las dimensiones fueron propuestas y comprobadas en el diseño estructural, en las trabes utilizando el método de resistencia última se planteó un dimensionamiento para comenzar a diseñar y observar que efectivamente dicho dimensionamiento fue el adecuado para lo soportar las cargas, al final del diseño se especificaron las trabes realizando un dibujo del armado de estas. Para las columnas fue algo similar utilizando el método de flexo compresión biaxial utilizando un dimensionamiento y verificando que en realidad cumpla ante las cargas que son sometidas, al final del diseño se realizó un dibujo donde se especifica el armado.

Para la cimentación que es una zapata corrida, las dimensiones fueron las correspondientes para garantizar la seguridad estructural adecuada, donde al final del diseño se realizó un dibujo en donde se detallan las especificaciones que debe cumplir para su adecuado funcionamiento. Así también los muros de carga presentan diferentes espesores para poder cumplir ante las cargas que actúan sobre estos.

Durante el proceso de investigación en los aspectos teóricos se desconocía acerca de los muros de concreto de carga. Método empírico de diseño. Dicho aspecto impacto de manera significativa porque es un tema no muy común en cuanto refiere a lo académico, pero en esta investigación se utilizó en gran manera para poder realizar el diseño estructural, este tipo de diseño se utiliza bastante para edificaciones de este tipo.

BIBLIOGRAFIA

Arnal Simón, Luis. (2013)

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Ed. Trillas. México.

González Cuevas, Óscar M. y Robles Fernández, Francisco. (2005)

Aspectos fundamentales del concreto reforzado

Ed. Limusa, México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2010)

Metodología de la Investigación

Ed.Mc. Graw Hill. México.

Mc Cormac, Jack y Brown, Russell. (2011)

Diseño de Concreto Reforzado

Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño Estructural

Ed. Limusa. México.

Russell Charles, Hibbeler. (2012)

Análisis estructural

Ed. Pearson educación, México.

Tamayo, Tamayo. Mario (2000)

El Proceso de la Investigación Científica.

Ed. Limusa. México.

Teodoro E., Harmsen. (2002)

Diseño de estructuras de concreto armado

Porifica Universidad Católica del Perú.

OTRAS FUENTES:

Modelos matemáticos aplicados a la investigación de operaciones. (2016)

https://prezi.com/bznofu4ns_mb/modelos-matematicos-aplicados-a-la-investigacion-de-operaciones/

Master en Autocad. (2016)

<http://www.masterenautocad.com/cursoautocad/autocad/>

Sap 2000. (2016)

<http://www.eadic.com/sap-2000-software-aplicado-calculo-estructuras/>

Significado de Word. (2016)

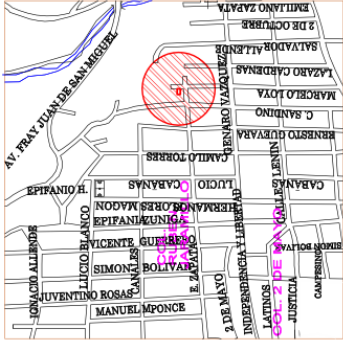
<http://www.significados.com/word/>

DefiniciónABC. (2016)

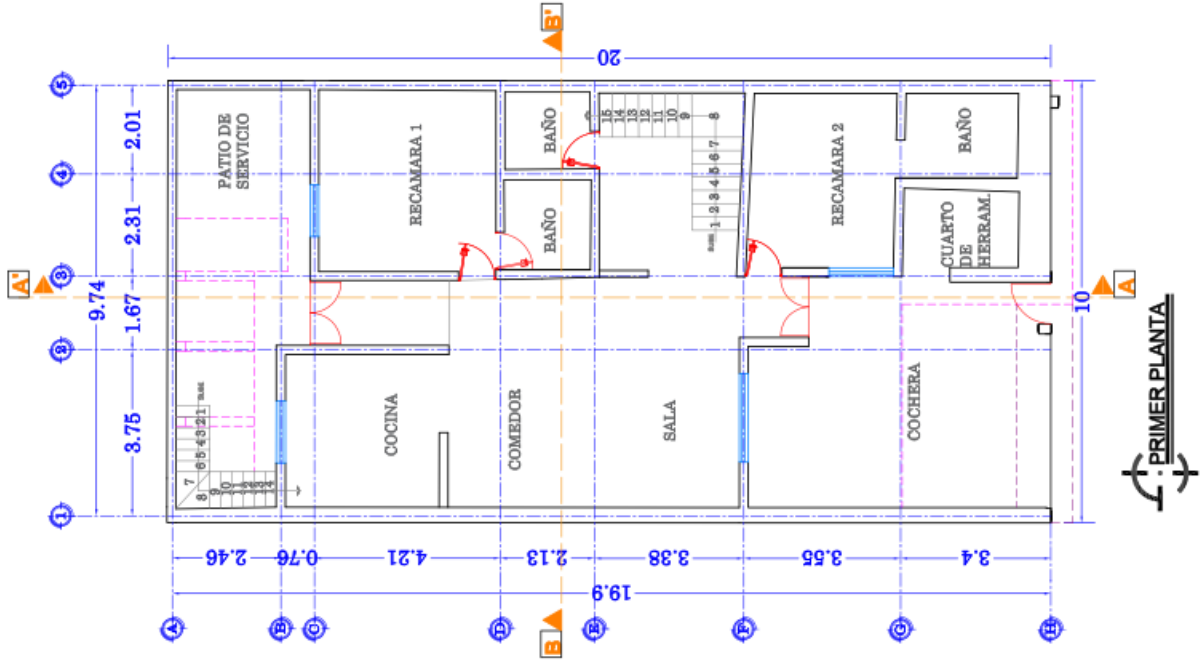
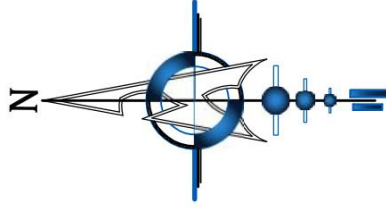
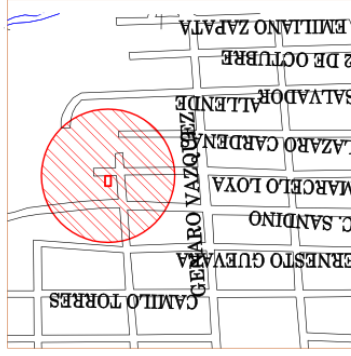
<http://www.definicionabc.com/tecnologia/excel.php>

ANEXO 1

MACROLOCALIZACION

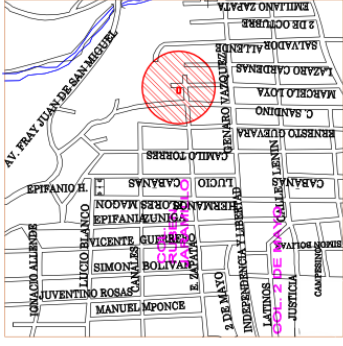


MICROLOCALIZACION

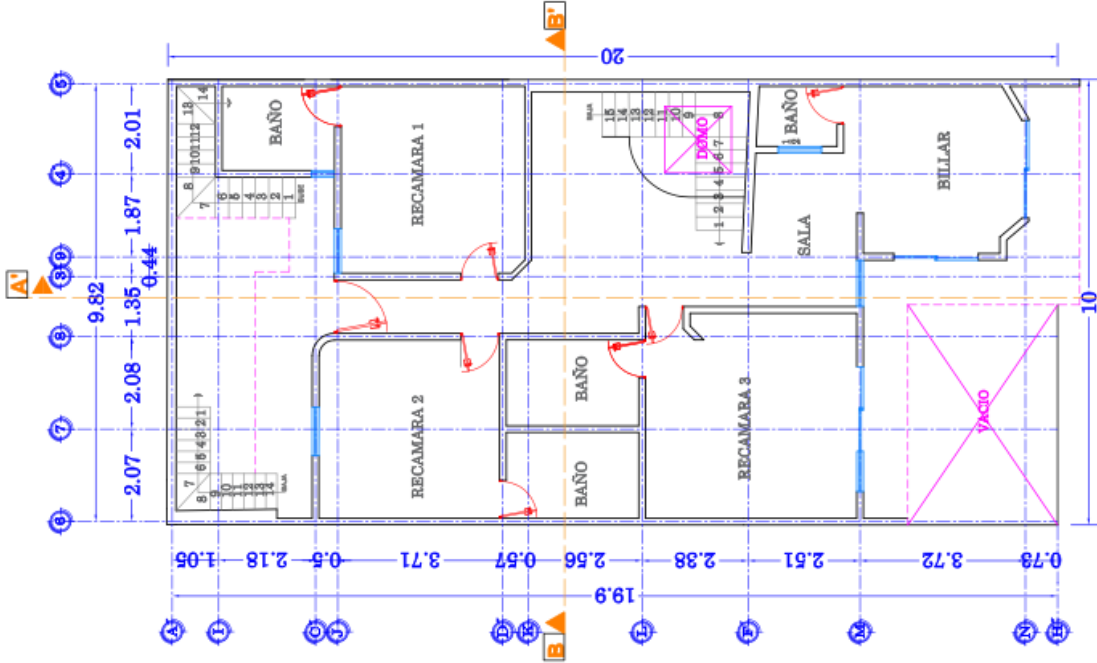
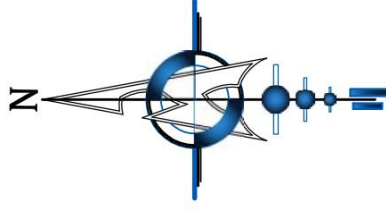
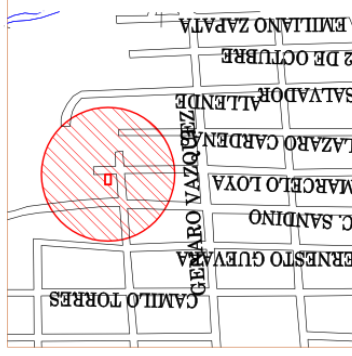


CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS	
UBICACIÓN: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	COTAS: M
ESCALA: 1/100	
ANEXOS:	
01	

MACROLOCALIZACION



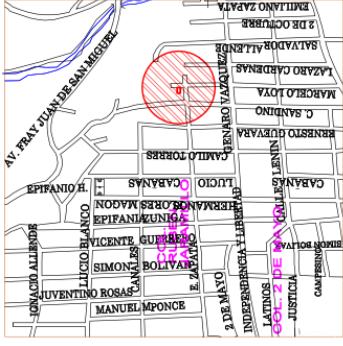
MICROLOCALIZACION



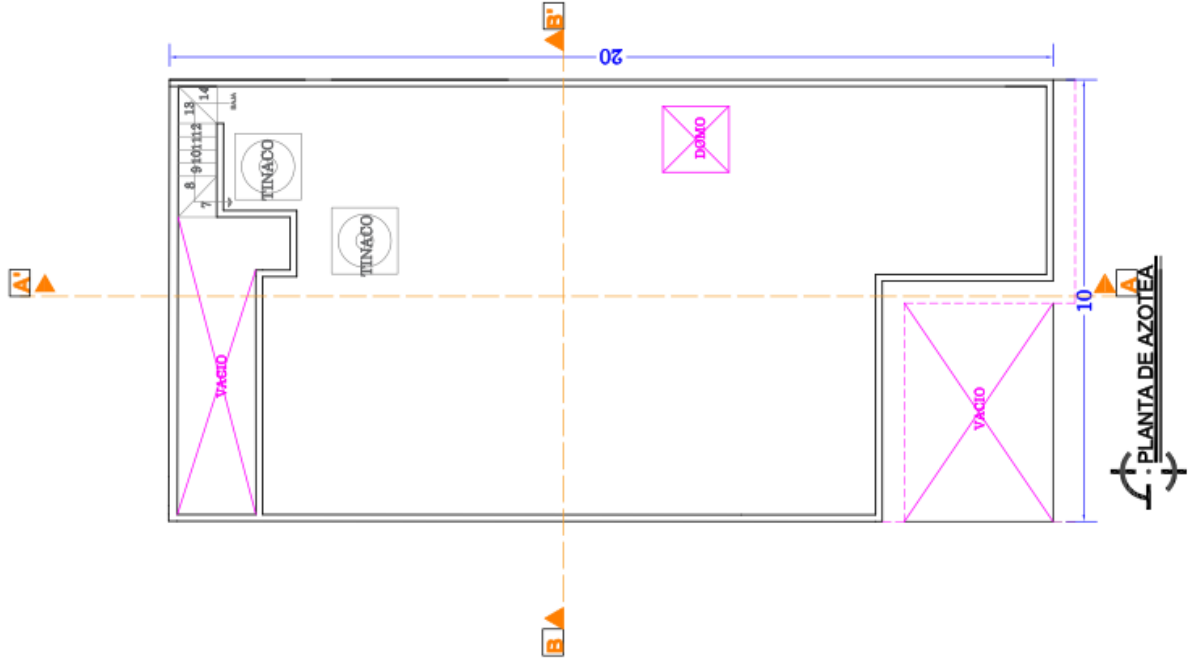
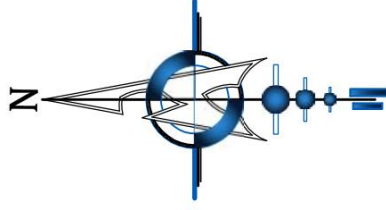
SEGUNDA PLANTA

CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	COTAS: M
ESCALA: 1/100	
ANEXOS:	
01	

MACROLOCALIZACION

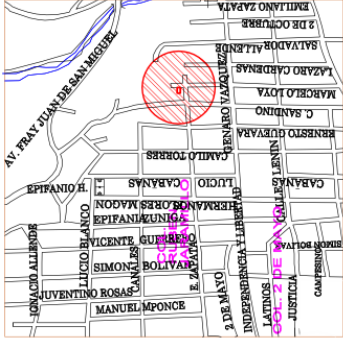


MICROLOCALIZACION

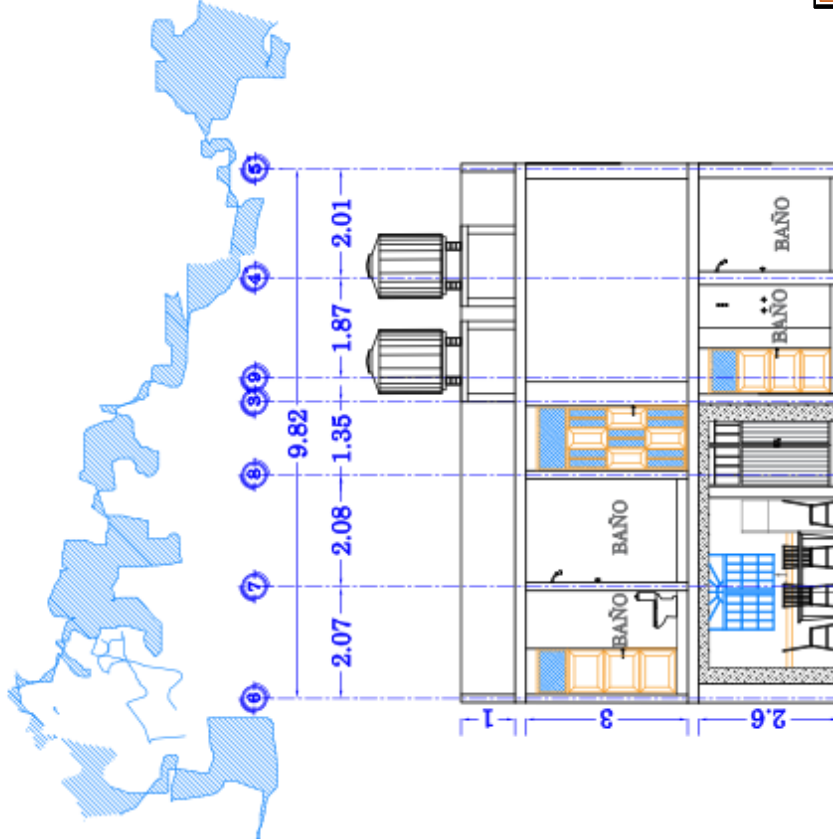
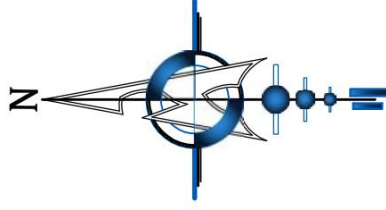
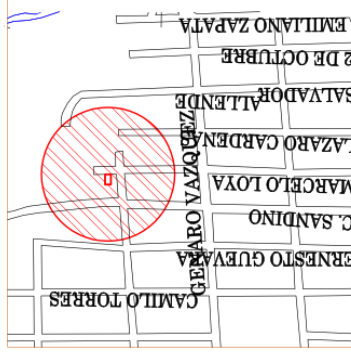


CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS	
UBICACION: Priv. de Marcelo Ioya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	COTAS: M
ESCALA: 1/100	
ANEXOS:	
01	

MACROLOCALIZACION

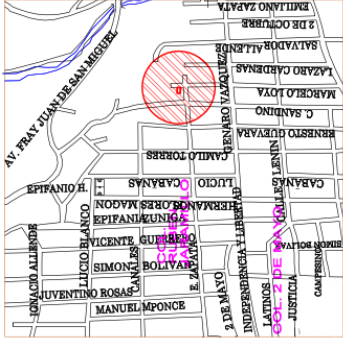


MICROLOCALIZACION

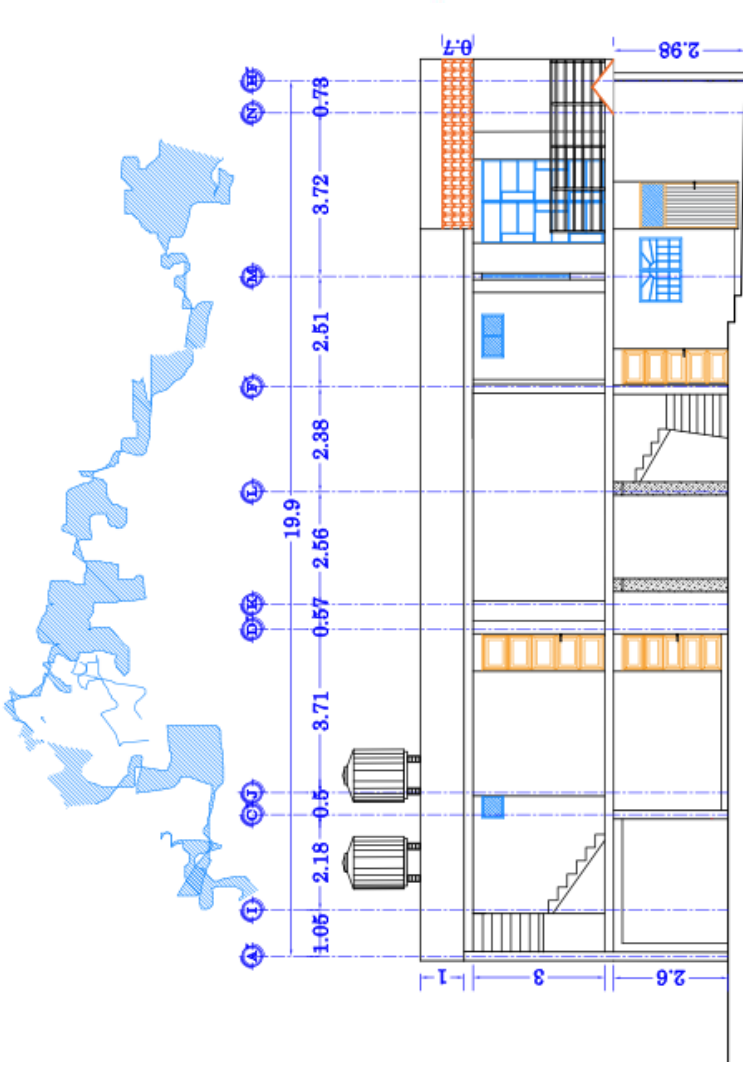
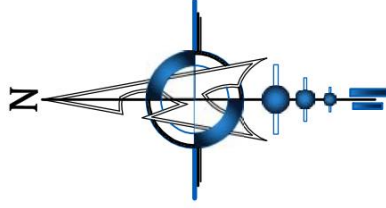
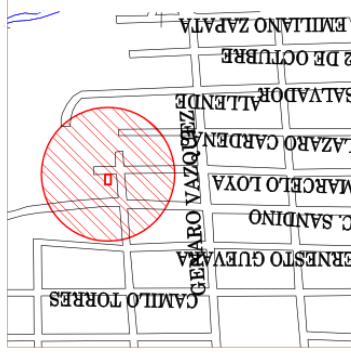


CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo
PROPIETARIO:
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS
FECHA:
ESCALA: 1/100
COTAS: M
ANEXOS:
01

MACROLOCALIZACION

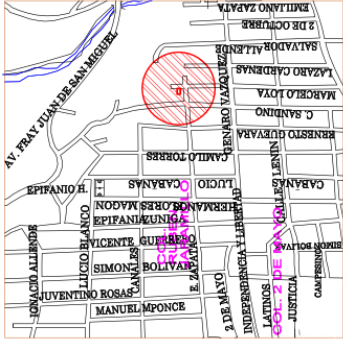


MICROLOCALIZACION

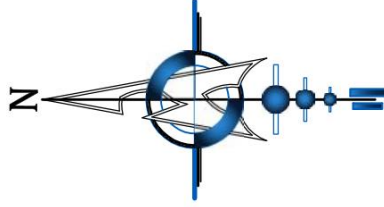
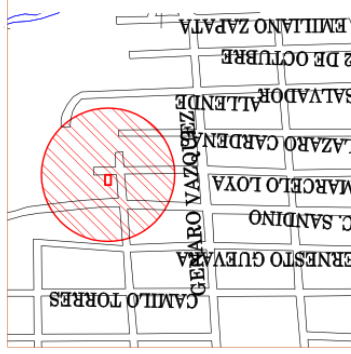


CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo
PROPIETARIO:
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS
FECHA:
ESCALA: 1/100
COTAS: M
ANEXOS:
01

MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



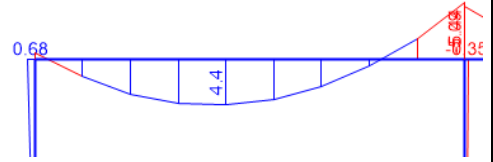
FACHADA PRINCIPAL

CONTENIDO: PLANO ARQUITECTONICO, CORTES Y FACHADAS	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	COTAS: M
ESCALA: 1/100	ANEXOS: 01

ANEXO 2

TRABE 2

$\mu(+)=$	4.4	ton-m (negativo)	616,000.00
$b=$	25	cm	
$h=$	50	cm	FACTOR MU= 1.4
$d=$	45	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00335834$$

FR= PARA FLEXION= 0.9
FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$ $e_{nec} = 0.00335834$ $e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

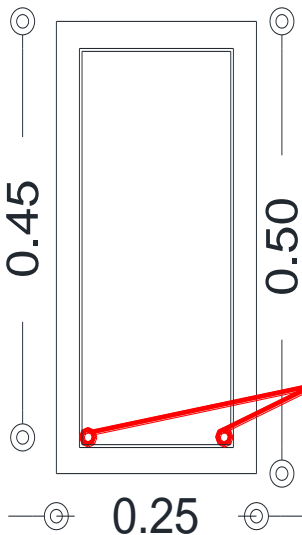
CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 3.77813678 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5 $a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

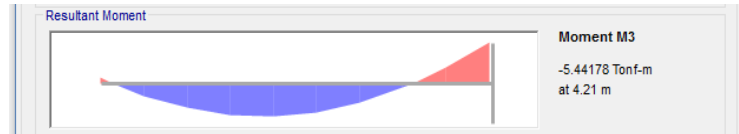
$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.9088012 = 2$$



para momento último positivo se
usarán 2var. del #5

$\mu(-) = 5.44$ ton-m (negativo) **761,600.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00419753$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00419753$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 4.722222222 \text{ cm}^2$$

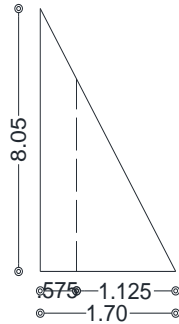
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.3857748 = 3$$





8.05	1.7
VSC	1.125

0.575

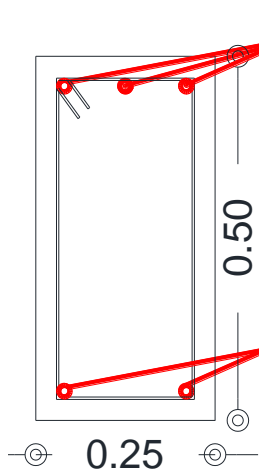
$$VSC = 5.3272059$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 7.4580882 \text{ Ton} \quad 7458.0882 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 3var. del #5

para momento último positivo se usarán 2var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0075559$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0075559 < 0.01$$

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,885.42 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} =$$

$$28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

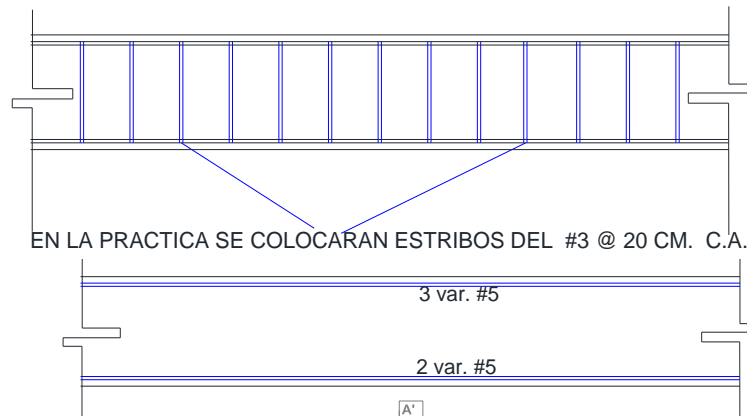
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 22.767 > V_u = 7.4580882$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

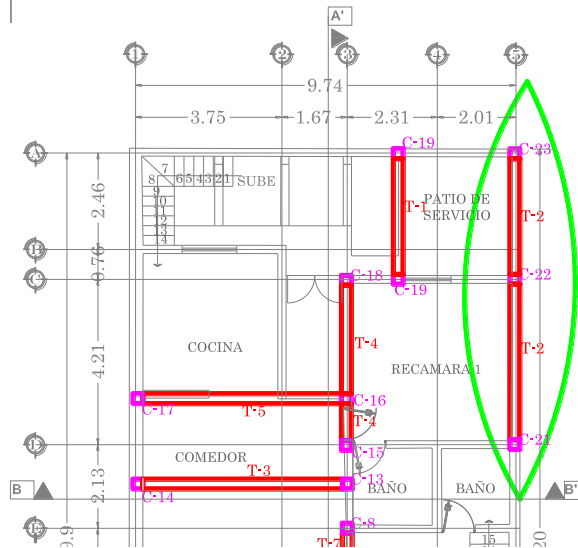
$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 52.822998 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

TRABE #2



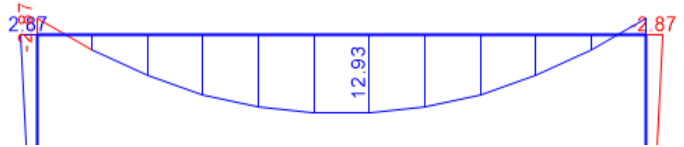
EN LA PRACTICA SE COLOCARÁN ESTRIBOS DEL #3 @ 20 CM. C.A.C.



TRABE 3

TRABE-3

$\mu(+)=$ **12.93** ton-m (negativo) **1,810,200.00**
 $b=$ **25** cm
 $h=$ **50** cm
 $d=$ **45** cm
 $f'c=$ **250** kg/cm²
 $f_y=$ **4200** kg/cm³

FACTOR MU= 1.4**CONSTANTES DE DISEÑO**

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \quad \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \quad \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.01093723$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.01093723$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

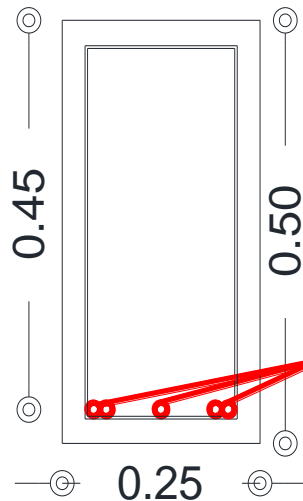
$$AS = e * b * d = 12.304383 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 6

$a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$

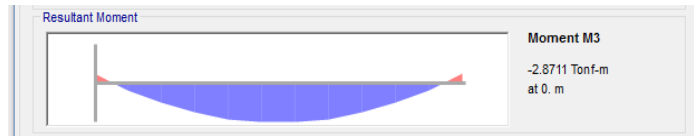
$$N = \frac{AS}{a_0} = 4.3169833 = 4$$



para momento último positivo se
usarán 5var. del #5

$\mu(-) = 2.87$ ton-m (negativo) **401,800.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00215716$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00215716$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

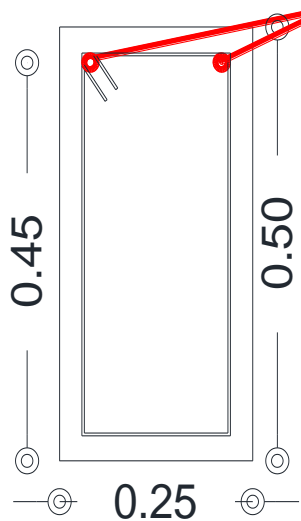
$$AS = e * b * d = 2.426807796 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

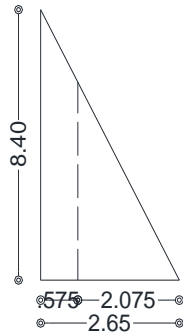
V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.2260788 = 2$$



para momento último negativo se
usarán 2var. del #5



8.4	2.65
VSC	2.075

0.575

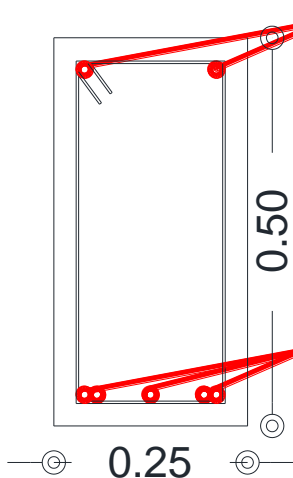
$$VSC = 6.5773585$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$V_u = (F.C) * (VSC) = 9.2083019 \text{ Ton} \quad 9208.3019 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2 var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0130944$$

b = 25

d = 45

como e = 0.0130944 > 0.01

para momento último positivo se usarán 5 var. del #5

FR CON SISMO = 0.8

FR SIN SISMO = 0.9

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,901.28 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{V_u - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$V_u \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * C} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

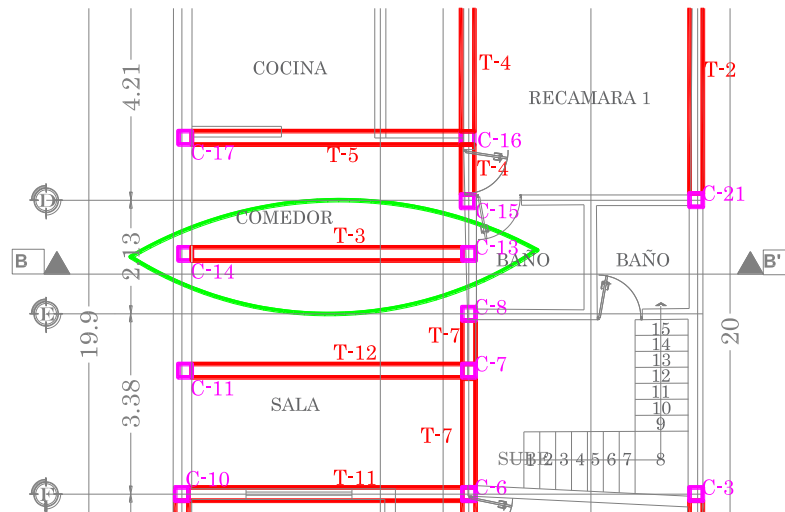
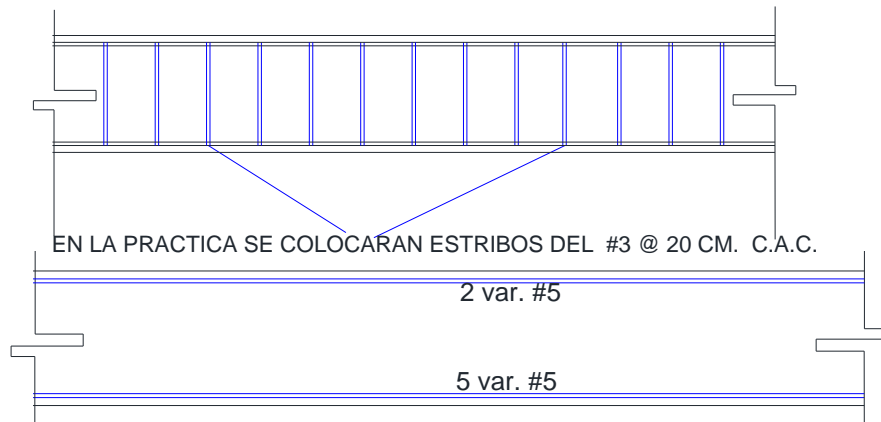
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F' * C} = 22.767 > V_u = 9.2083019$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 117.89175 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

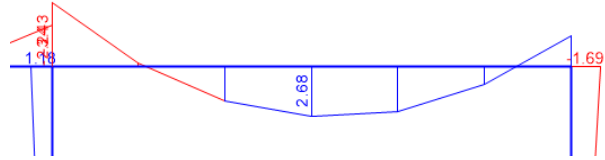
TRABE #3



TRABE 4

TRABE-4

$\mu(+)=$ **2.68** ton-m (negativo) **375,200.00**
 $b=$ **15** cm
 $h=$ **30** cm
 $d=$ **25** cm
 $f'c=$ **250** kg/cm²
 $f_y=$ **4200** kg/cm³

FACTOR MU= 1.4**CONSTANTES DE DISEÑO**

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.01252577$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.01252577$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

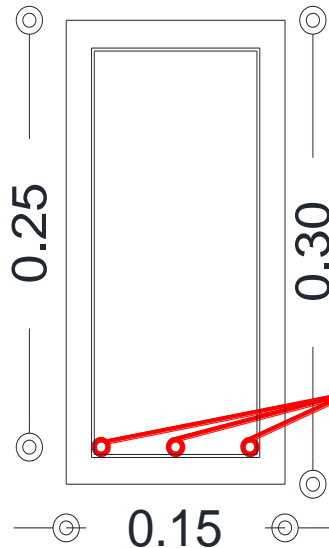
$$AS = e * b * d = 4.69716265 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

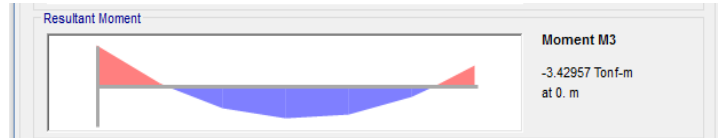
$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.3731141 = 3$$



para momento último positivo se
usarán 3var. del #5

$\mu(-) = 7.76$ ton-m (negativo) **1,086,400.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR **NO** EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00614340$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00614340$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 6.911325265 \text{ cm}^2$$

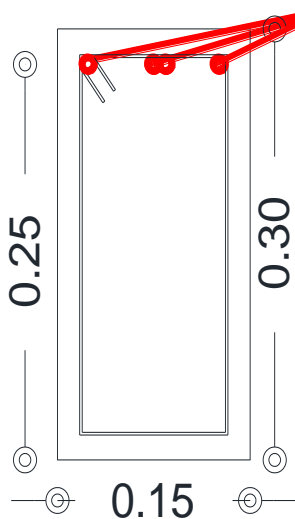
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

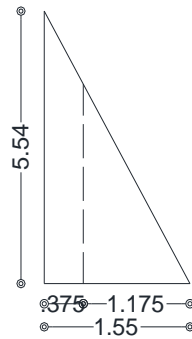
V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 3.4917597 = 4$$

para momento último negativo se
usarán 4var. del #5





5.54	1.55
VSC	1.175

0.375

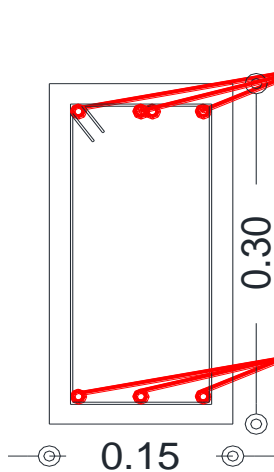
$$VSC = 4.1996774$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 5.8795484 \text{ Ton} \quad 5879.5484 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 4var. del #5

para momento último positivo se usarán 3var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.030956$$

$$b = 15$$

$$d = 25$$

$$\text{como } e = 0.030956 > 0.01$$

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 984.14 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 2,386.49 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 9,545.94 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

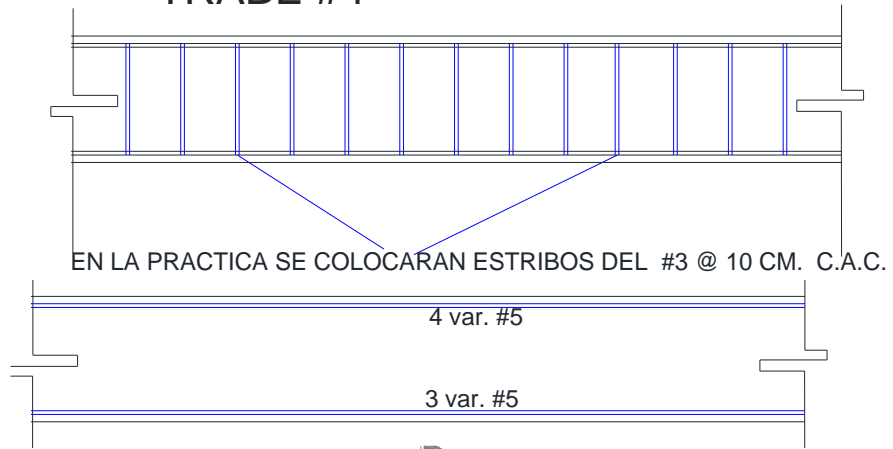
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 7.589 > V_u = 5.8795484$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 10 \quad \text{CM}$$

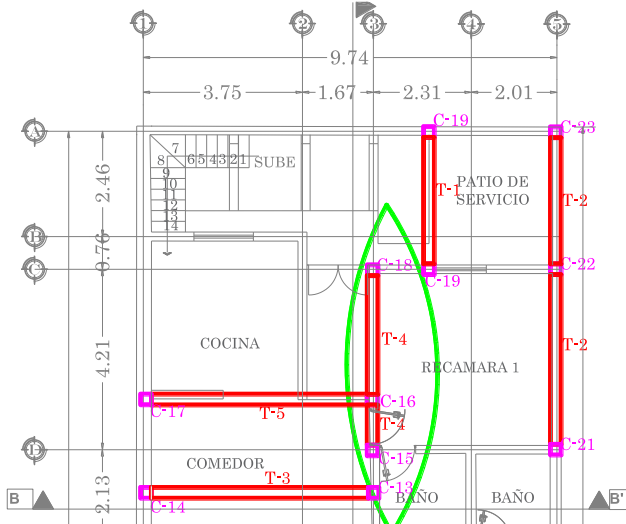
$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 38.416141 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 102.24 \text{ cm}$$

TRABE #4



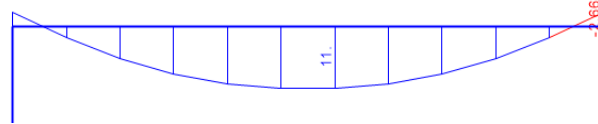
EN LA PRACTICA SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL #3 @ 10 CM. C.A.C.



TRABE 5

TRABE-5

$\mu(+)=$ **11** ton-m (negativo) **1,540,000.00**
 $b=$ **25** cm
 $h=$ **50** cm **FACTOR MU= 1.4**
 $d=$ **45** cm
 $f'c=$ **250** kg/cm²
 $f_y=$ **4200** kg/cm³

**CONSTANTES DE DISEÑO**

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00906197$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00906197$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

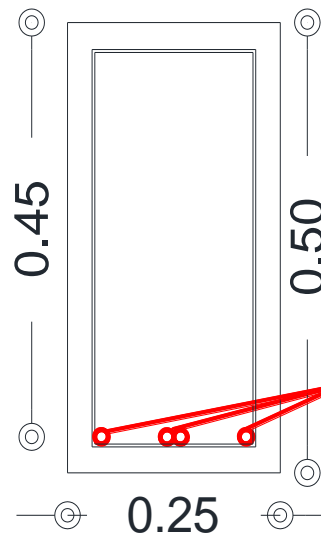
$$AS = e * b * d = 10.1947142 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 6

$a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$

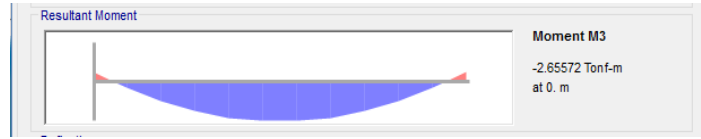
$$N = \frac{AS}{a_0} = 3.5768076 = 4$$



para momento último positivo se
usarán 4var. del #6

$\mu(-) = 2.65$ ton-m (negativo) **371,000.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00198753$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00198753$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 2.235966959 \text{ cm}^2$$

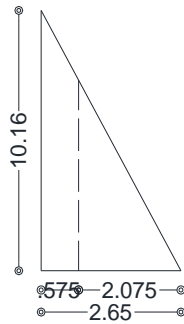
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.1296617 = 2$$





10.16	2.65
VSC	2.075

0.575

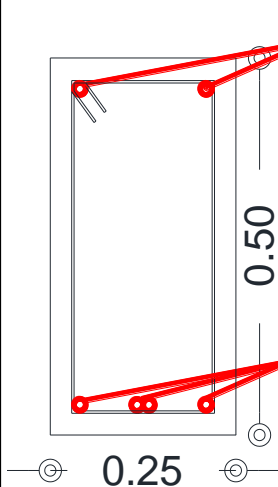
$$VSC = 7.9554717$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 11.13766 \text{ Ton} \quad 11137.66 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2 var. del #5

para momento último positivo se usarán 4 var. del #6

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0110495$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0110495 > 0.01$$

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,895.43 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

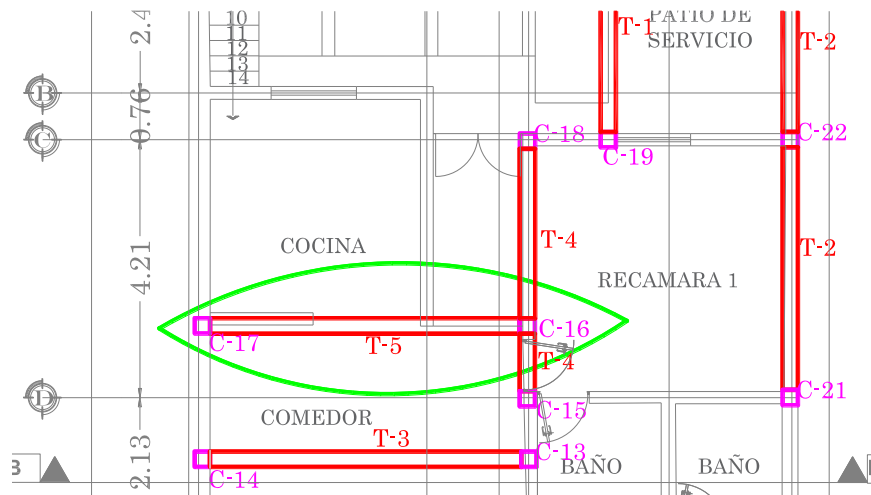
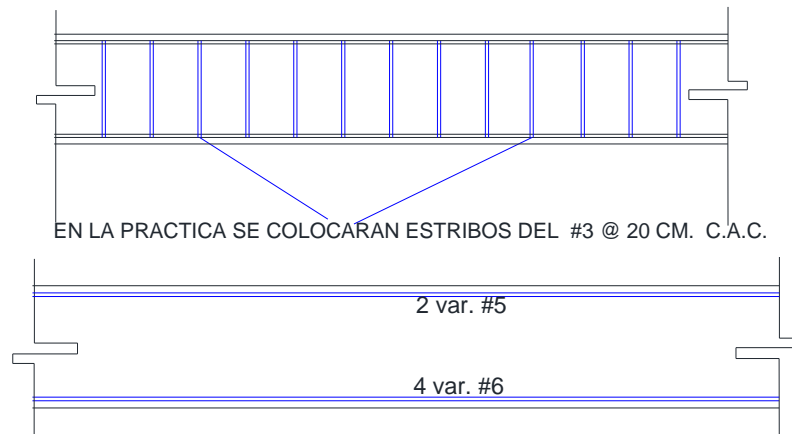
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 22.767 > V_u = 11.13766$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 60.71634 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

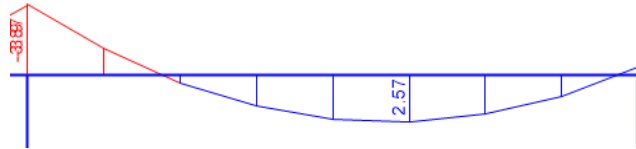
TRABE #5



TRABE 6

$\mu(+)=$	2.57	ton-m (negativo)	359,800.00
$b=$	25	cm	
$h=$	50	cm	
$d=$	45	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \quad \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \quad \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR **NO** EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00192603$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00192603$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

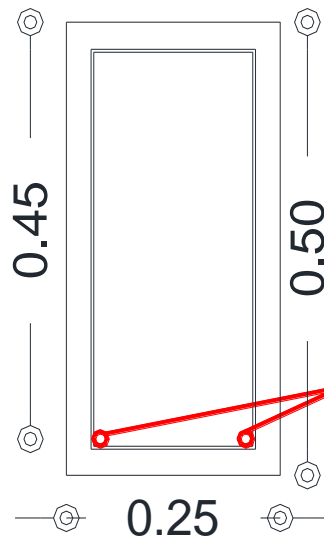
$$AS = e * b * d = 2.96463531 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

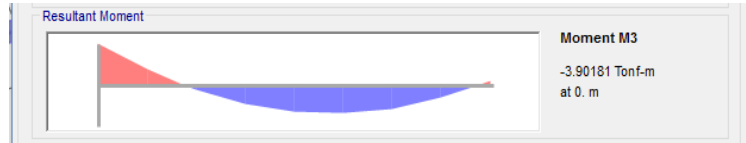
$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.4978016 = 2$$



para momento último positivo se usarán 2var. del #5

$\mu(-) = 3.9$ ton-m (negativo) **546,000.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR **NO** EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00296157$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00296157$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 3.33176621 \text{ cm}^2$$

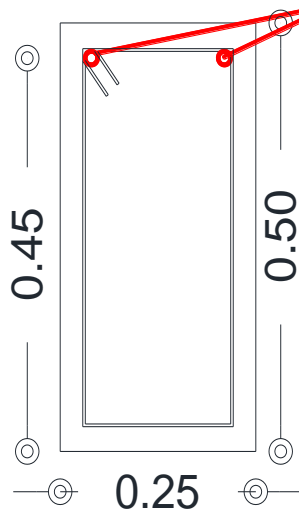
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

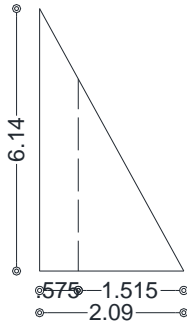
V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.6832845 = 2$$

para momento último negativo se
usarán 2var. del #5





6.14	2.09
VSC	1.515

0.575

$$VSC = 4.4507656$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 6.2310718 \text{ Ton} \quad 6231.0718 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0055968$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0055968 < 0.01$$

para momento último positivo se usarán 2var. del #5

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,879.81 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

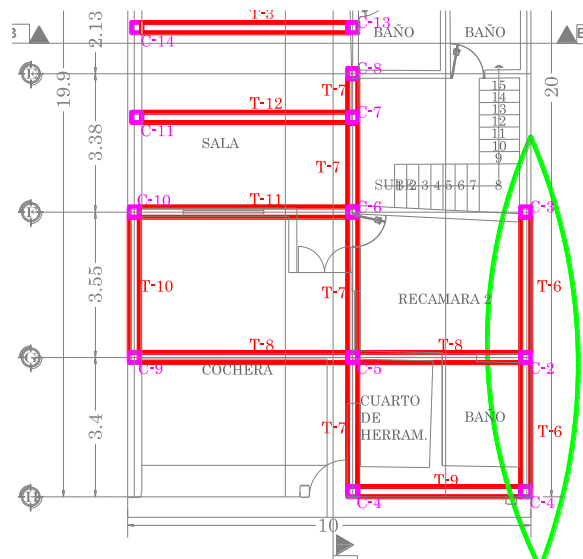
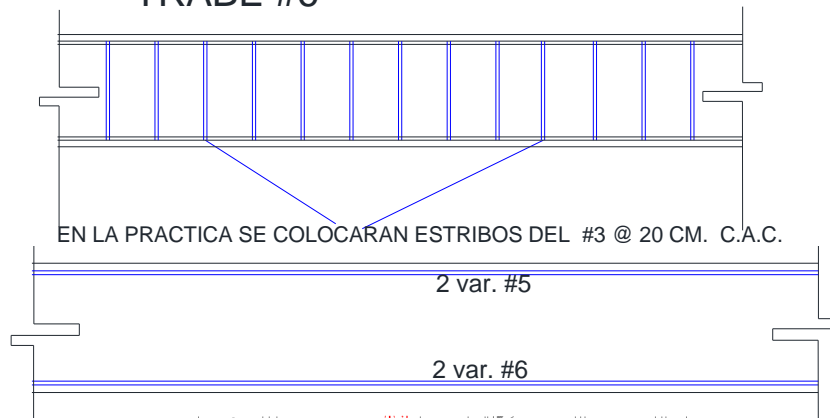
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F_y} * C = 22.767 > V_u = 6.2310718$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y * d}{V_u - V_{CR}} = 72.074953 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

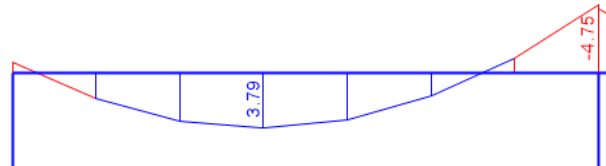
TRABE #6



TRABE 7

TRABE-7

$\mu(+)=$ **3.79** ton-m (negativo) **530,600.00**
 $b=$ **25** cm
 $h=$ **50** cm **FACTOR MU= 1.4**
 $d=$ **45** cm
 $f'c=$ **250** kg/cm²
 $f_y=$ **4200** kg/cm³

**CONSTANTES DE DISEÑO**

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00287484$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00287484$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

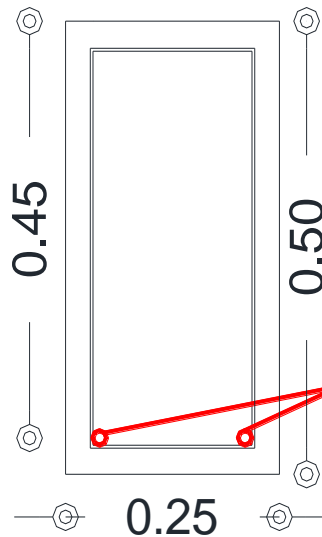
$$AS = e * b * d = 3.23419678 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

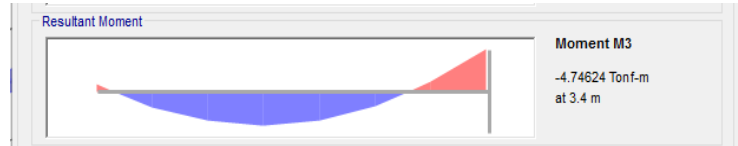
$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.6339902 = 2$$



para momento último positivo se
usarán 2var. del #5

$\mu(-) = 4.74$ ton-m (negativo) **663,600.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00363059$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00363059$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 4.084414303 \text{ cm}^2$$

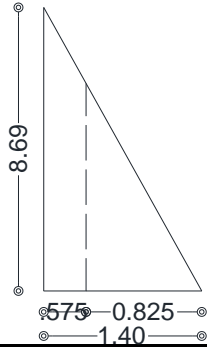
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.0635396 = 2$$





8.69	1.4
VSC	0.825

0.575

$$VSC = 5.1208929$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 7.16925 \text{ Ton} \quad 7169.25 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$

para momento último negativo se usarán 2var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0065054$$

b = 25
d = 45

como e = 0.0065054 < 0.01

para momento último positivo se usarán 2var. del #5

FR CON SISMO = 0.8
FR SIN SISMO = 0.9

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,882.41 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

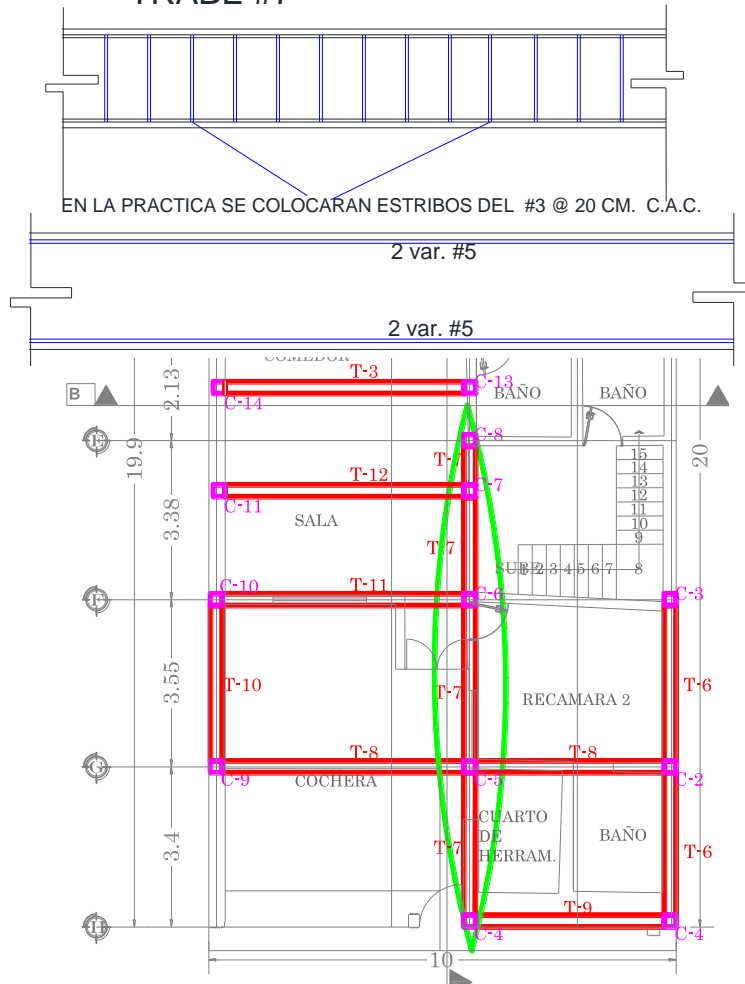
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 22.767 > V_u = 7.16925$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 56.345034 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

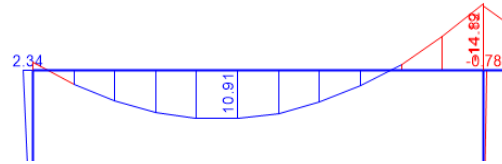
TRABE #7



TRABE 8

TRABE-8

$\mu(+)=$ **10.91** ton-m (negativo) **1,527,400.00**
 $b=$ **25** cm
 $h=$ **50** cm **FACTOR MU= 1.4**
 $d=$ **45** cm
 $f'c=$ **250** kg/cm²
 $f_y=$ **4200** kg/cm³

**CONSTANTES DE DISEÑO**

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \quad \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \quad \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \quad \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00897725$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00897725$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

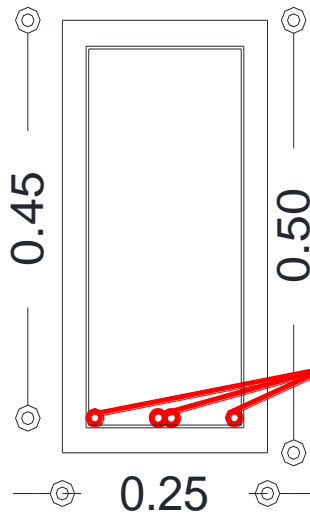
$$AS = e * b * d = 10.0994008 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 6

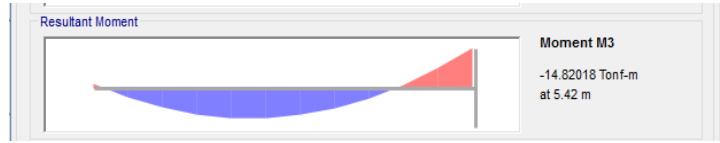
$a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 3.543367 = 4$$



para momento último positivo se
usarán 4var. del #6

$\mu(-) = 14.82$ ton-m (negativo) **2,074,800.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm **FACTOR MU= 1.4**
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR **NO** EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.01289692$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.01289692$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 14.50903682 \text{ cm}^2$$

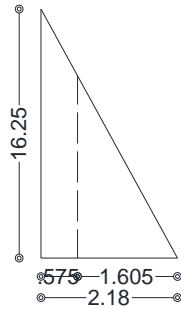
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 7

$a_0 = 3.88 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 3.7399477 = 4$$





16.25	2.18
VSC	1.605

0.575

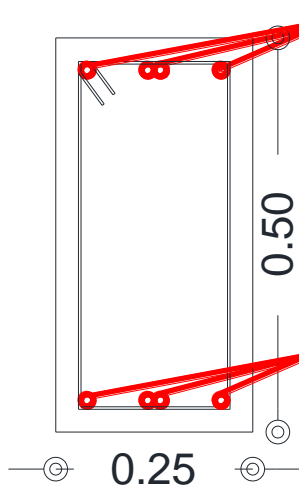
VSC= 11.963876

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$V_u = (F.C) * (VSC) = 16.749427 \text{ Ton} \quad 16749.427 \text{ kg}$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$VCR = \begin{cases} FR * b * d(0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$



para momento último negativo se usarán 4var. del #7

$e = \frac{As}{b * d} = 0.0218742$

b= 25

d= 45

como e= 0.0218742 > 0.01

para momento último positivo se usarán 4var. del #6

FR CON SISMO= 0.8

FR SIN SISMO= 0.9

$VCR = FR * b * d(0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,926.43 \text{ KG}$

$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$

$S = \frac{FR * A_v * F_Y * d}{V_u - VCR} \leq \frac{FR * A_v * F_Y}{3.5 * b}$

$V_u \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

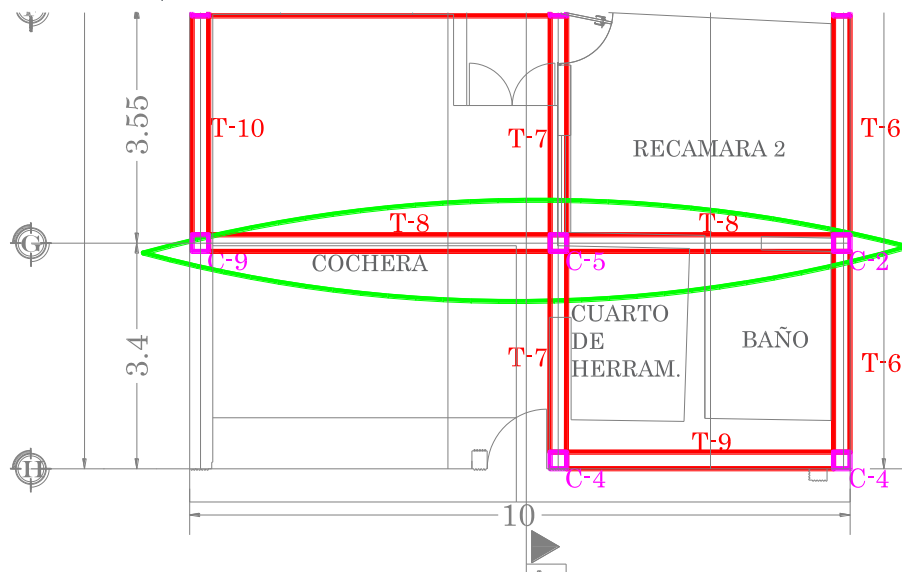
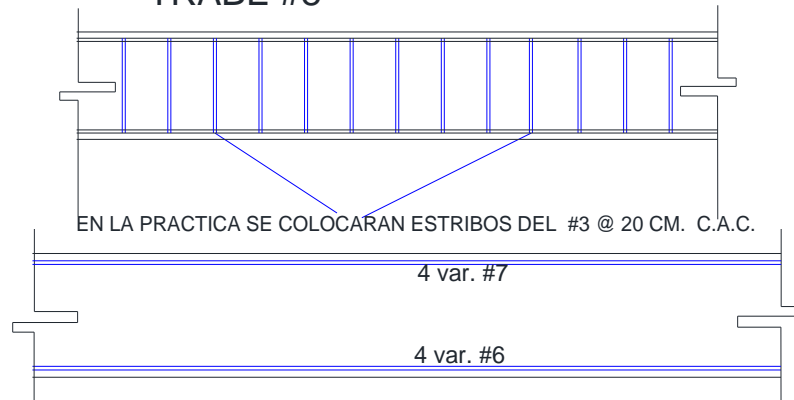
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 22.767 > V_u = 16.749427$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 17.473919 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

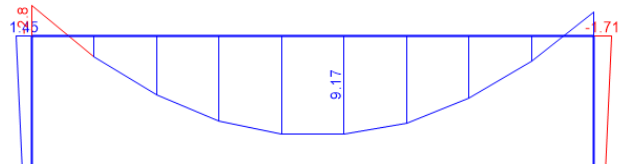
TRABE #8



TRABE 9

$\mu(+)=$	9.17	ton-m (negativo)	1,283,800.00
$b=$	25	cm	
$h=$	50	cm	
$d=$	45	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = \quad \mathbf{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = \quad \mathbf{170} \quad \text{kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.002635231}$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR **NO** EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = \quad \mathbf{0.019047619}$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00738187$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00738187$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

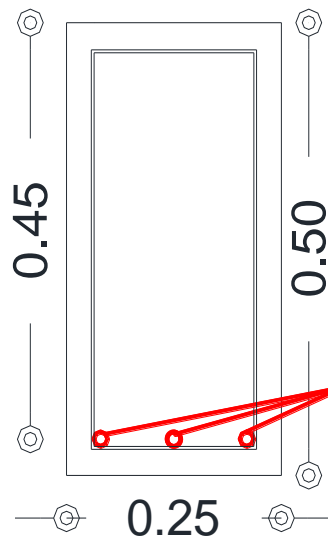
$$AS = e * b * d = 8.30460369 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 6

$a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$

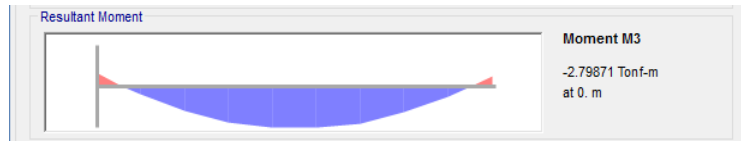
$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.9136638 = 3$$



para momento último positivo se
usarán 3var. del #6

$\mu(-) = 2.79$ ton-m (negativo) **390,600.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00209539$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00209539$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 2.964635306 \text{ cm}^2$$

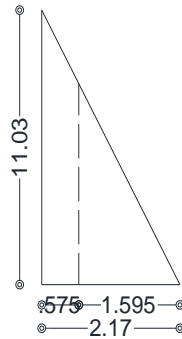
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.4978016 = 2$$





11.03	2.17
VSC	1.595

0.575

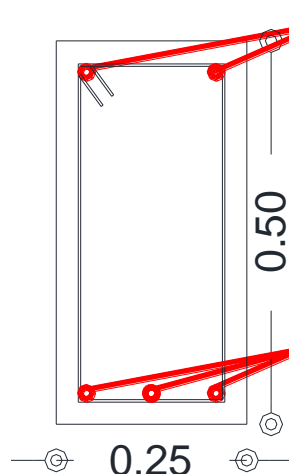
$$VSC = 8.1073041$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 11.350226 \text{ Ton} \quad 11350.226 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2 var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0100171$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0100171 > 0.01$$

para momento último positivo se usarán 3 var. del #6

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,892.47 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * C} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

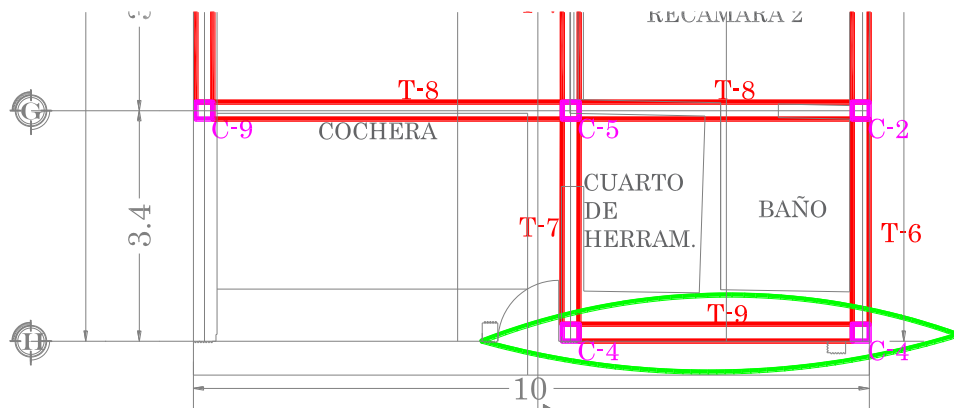
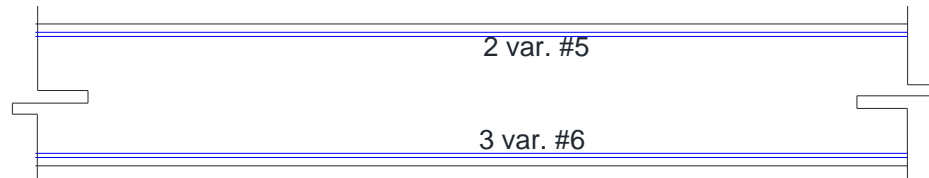
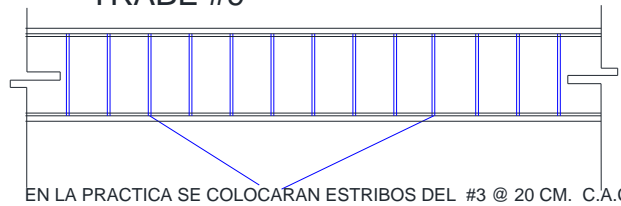
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F * C} = 22.767 > V_u = 11.350226$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 28.558637 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

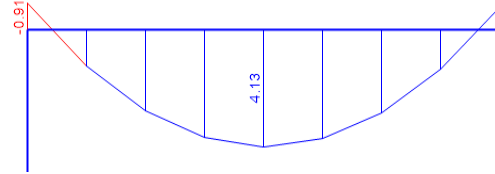
TRABE #9



TRABE 10

$\mu(+)=$	4.13	ton-m (negativo)	578,200.00
$b=$	25	cm	
$h=$	50	cm	
$d=$	45	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00314356$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$$e_{min} = 0.0026352$$

$$e_{nec} = 0.00314356$$

$$e_{max} = 0.01904762$$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

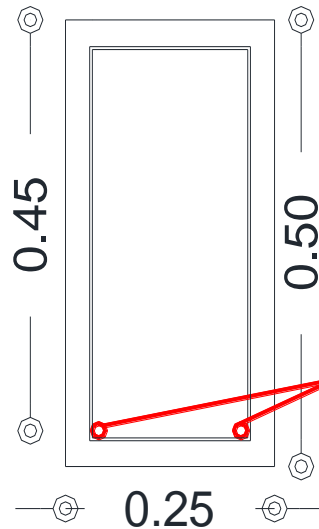
$$AS = e * b * d = 3.53650746 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 5

$$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$$

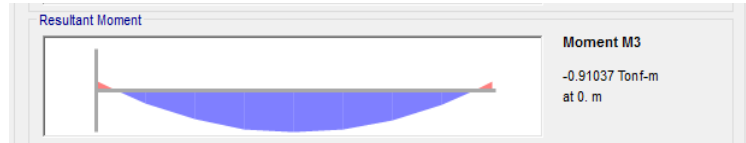
$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.7867245 = 2$$



para momento último positivo se
usarán 2var. del #5

$\mu(-) = 0.91$ ton-m (negativo) **127,400.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00067132$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00067132$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 2.964635306 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

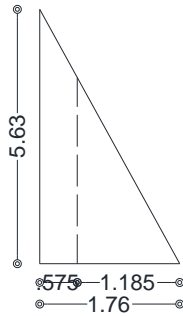
V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.4978016 = 2$$

para momento último negativo se
usarán 2var. del #5





5.63	1.76
VSC	1.185

0.575

$$VSC = 3.7906534$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 5.3069148 \text{ Ton} \quad 5306.9148 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0057788$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0057788 < 0.01$$

para momento último positivo se usarán 2var. del #5

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,880.33 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

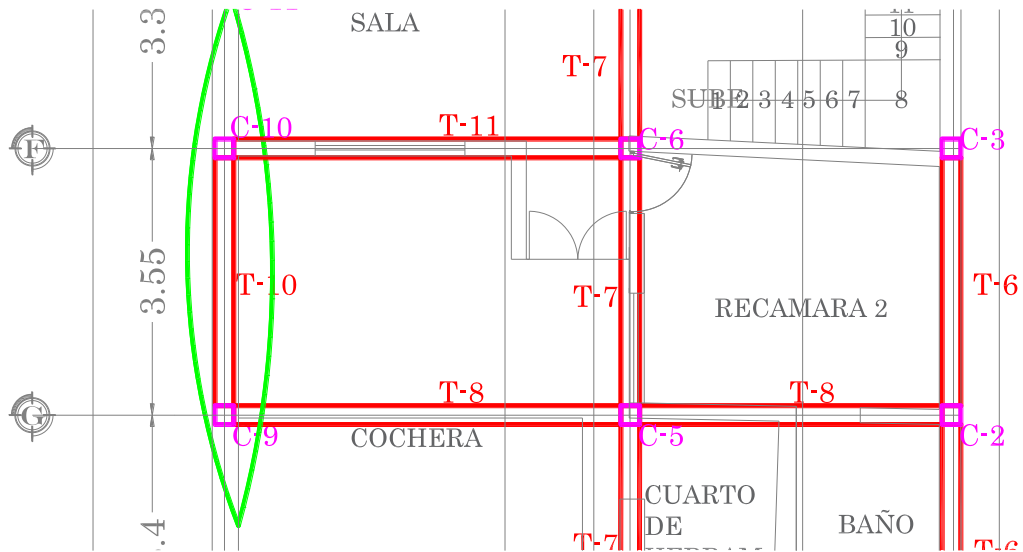
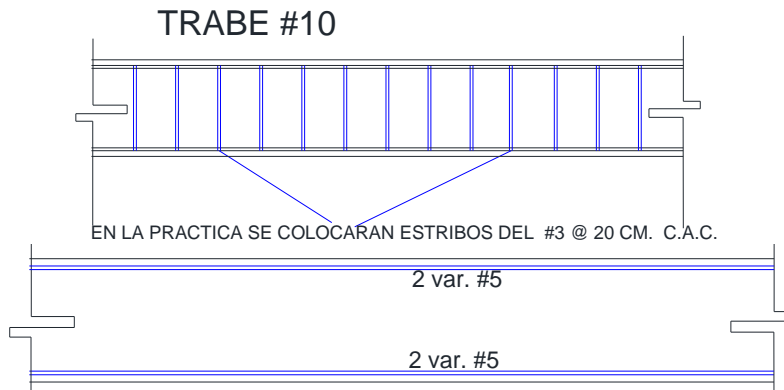
SEPARACION MAXIMA:

$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F' * C} = 22.767 > V_u = 5.3069148$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y * d}{V_u - V_{CR}} = 99.539966 \text{ cm}$$

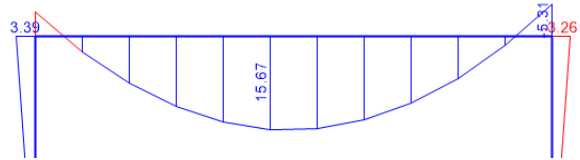
$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$



TRABE 11

$\mu(+)=$ 15.67 ton-m (negativo) 2,193,800.00
 $b=$ 25 cm
 $h=$ 50 cm
 $d=$ 45 cm
 $f'c=$ 250 kg/cm²
 $f_y=$ 4200 kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.01382520$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.01382520$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 15.5533496 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 7

$a_0 = 3.88 \text{ cm}^2$

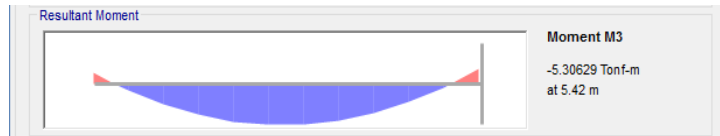
$$N = \frac{AS}{a_0} = 4.0091368 = 4$$



para momento último positivo se
usarán 4var. del #7

$\mu(-) = 5.3$ ton-m (negativo) **742,000.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00408344$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00408344$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$AS = e * b * d = 4.593865749 \text{ cm}^2$$

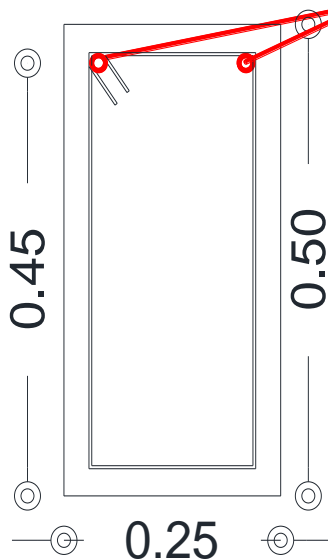
SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

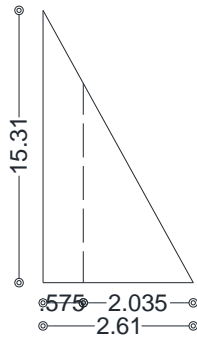
V. DEL # 6

$a_0 = 2.85 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.6117543 = 2$$

para momento último negativo se
usarán 2var. del #6





15.31	2.61
VSC	2.035

0.575

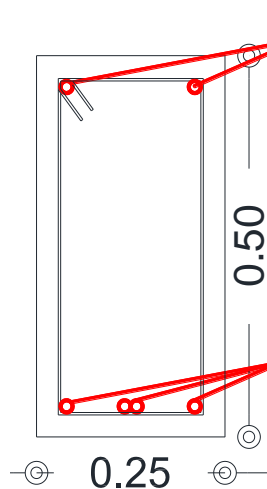
$$VSC = 11.937107$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 16.71195 \text{ Ton} \quad 16711.95 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d (0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2var. del #6

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0179086$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0179086 > 0.01$$

para momento último positivo se usarán 4var. del #7

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d (0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,915.07 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S \leq \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_Y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

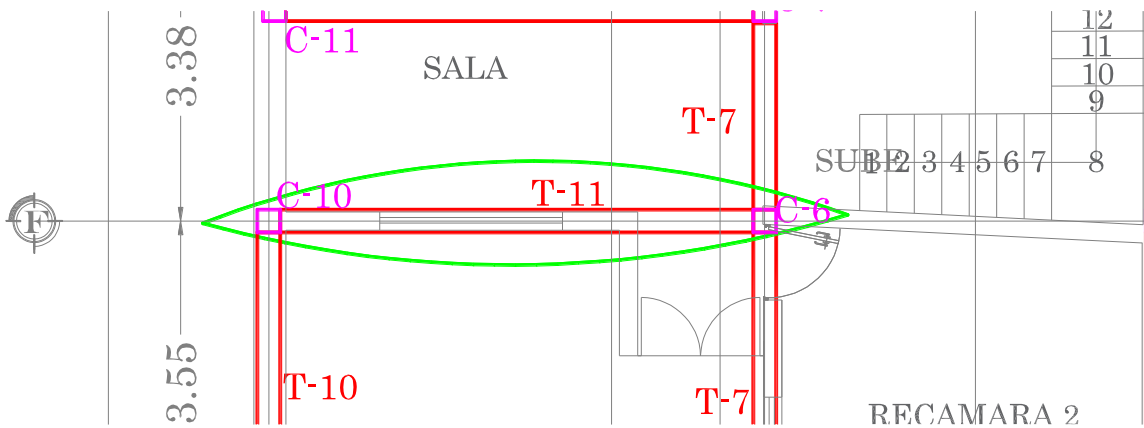
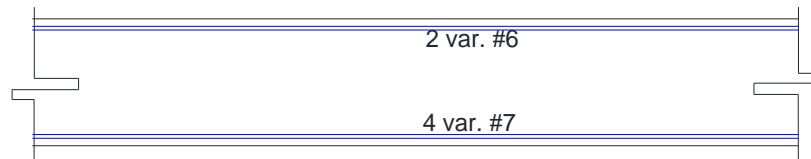
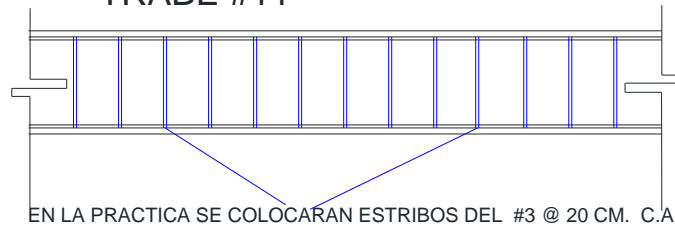
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F' * C} = 22.767 > V_u = 16.71195$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y * d}{V_u - V_{CR}} = 25.285753 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_Y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

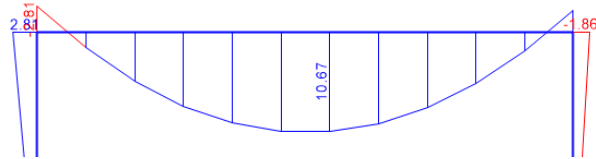
TRABE #11



TRABE 12

$\mu(+)=$	10.67	ton-m (negativo)	1,493,800.00
$b=$	25	cm	
$h=$	50	cm	
$d=$	45	cm	
$f'c=$	250	kg/cm ²	
$f_y=$	4200	kg/cm ³	

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00875242$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00875242$

$e_{max} = 0.01904762$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

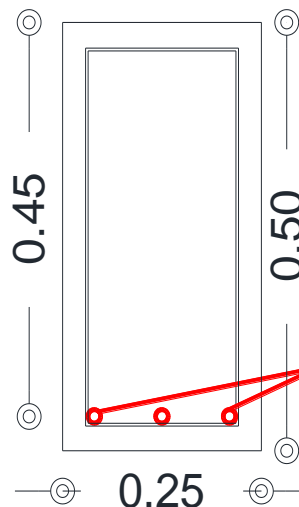
$$AS = e * b * d = 9.84647593 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

V. DEL # 7

$a_0 = 3.88 \text{ cm}^2$

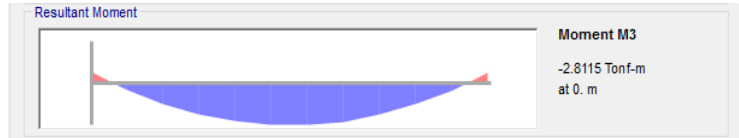
$$N = \frac{AS}{a_0} = 2.5380944 = 3$$



para momento último positivo se
usarán 3var. del #7

$\mu(-) = 2.81$ ton-m (negativo) **393,400.0**
 $b = 25$ cm
 $h = 50$ cm
 $d = 45$ cm
 $f'c = 250$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm³

FACTOR MU= 1.4



CONSTANTES DE DISEÑO

$$F^* C = (0.8) * (F' C) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'' C = (0.85) * (F^* C) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

PORCENTAJE DE ACERO MÍNIMO

$$e_{\min} = (0.7) \left(\frac{\sqrt{F'' C}}{F_Y} \right) = 0.002635231$$

PORCENTAJE DE ACERO BALANCEADO

$$e_b = \left(\frac{F'' C}{F_Y} \right) * \left(\frac{4,800}{6,000 + F_Y} \right) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO POR NO EXISTIR SISMO

$$e_{\max} = (e_b) = 0.019047619$$

PORCENTAJE DE ACERO NECESARIO

$$e_{nec} = \left(\frac{F''C}{FY} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mu}{FR * b * d^2 * f''c} \right)} \right) = 0.00211082$$

FR= PARA FLEXION= 0.9

FR= PARA CORTANTE= 0.8

VERIFICANDO SI EL ACERO FLUYE

$e_{min} = 0.0026352$

$e_{nec} = 0.00211082$

$e_{max} = 0.019047619$

SI EL e_{nec} SALE MENOS QUE EL e_{min}
SE TRABAJA CON e_{min} .

SI EL e_{nec} SALE MAYOR AL e_{max} SE
PROPONE LA SECCION MAS GRANDE Y
EMPEZAR DE NUEVO.

SI EL e_{min} SALE MENOS QUE EL e_{nec}
SE TRABAJA CON e_{nec} .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

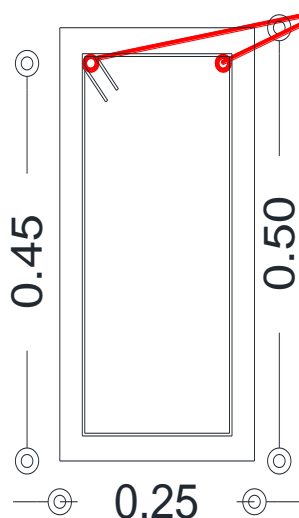
$$AS = e * b * d = 2.964635306 \text{ cm}^2$$

SE PROPONE EL NÚMERO DE VARILLAS

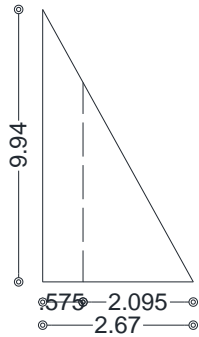
V. DEL # 5

$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$

$$N = \frac{AS}{a_0} = 1.4978016 = 2$$



para momento último negativo se
usarán 2var. del #5



9.94	2.67
VSC	2.095

0.575

$$VSC = 7.7993633$$

CONSTANTES DE DISEÑO (EN LOS EXTREMOS)=

$$Vu = (F.C) * (VSC) = 10.919109 \text{ Ton} \quad 10919.109 \text{ kg}$$

CORTANTES QUE RESISTE EN EL CONCRETO

$$VCR = \begin{cases} FR * b * d(0.20 + 30e) \sqrt{F * c} & \text{si } e < 0.01 \\ 0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} & \text{si } e > 0.01 \end{cases}$$



para momento último negativo se usarán 2var. del #5

$$e = \frac{As}{b * d} = 0.0113877$$

$$b = 25$$

$$d = 45$$

$$\text{como } e = 0.0113877 > 0.01$$

para momento último positivo se usarán 3var. del #7

$$FR \text{ CON SISMO} = 0.8$$

$$FR \text{ SIN SISMO} = 0.9$$

$$VCR = FR * b * d(0.20 + 20e) \sqrt{F * c} = 2,896.39 \text{ KG}$$

$$0.5 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 7,159.46 \text{ KG}$$

$$S = \frac{FR * Av * FY * d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR * Av * FY}{3.5 * b}$$

$$Vu \text{ max} = 2 * FR * b * d * \sqrt{F * c} = 28,637.82 \text{ KG}$$

SE PROPONEN ESTRIBOS #3 A DOS RAMAS

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4,200.00 \text{ KG/CM}^2$$

SEPARACION MAXIMA:

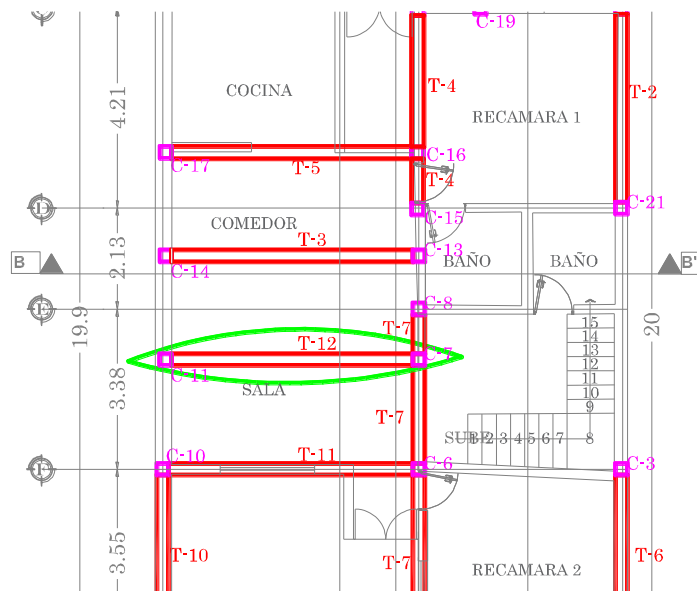
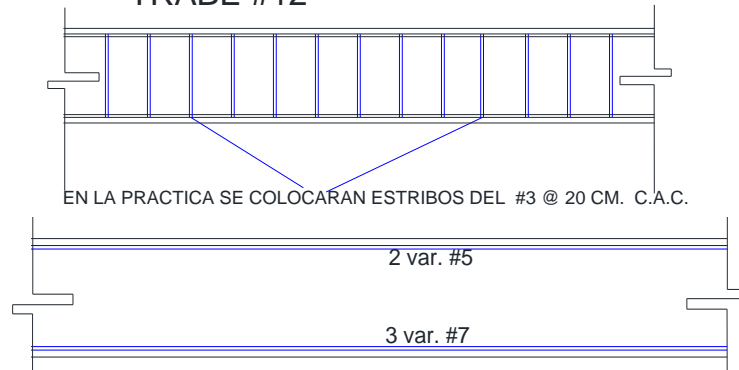
$$1.5 * F_R * b * d * \sqrt{F_y} * C = 22.767 > V_u = 10.919109$$

$$S_{max} = 0.5 * d = 22.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \quad 20 \quad \text{CM}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y * d}{V_u - V_{CR}} = 64.245832 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{F_R * A_v * F_y}{3.5 * b} = 61.344 \text{ cm}$$

TRABE #12

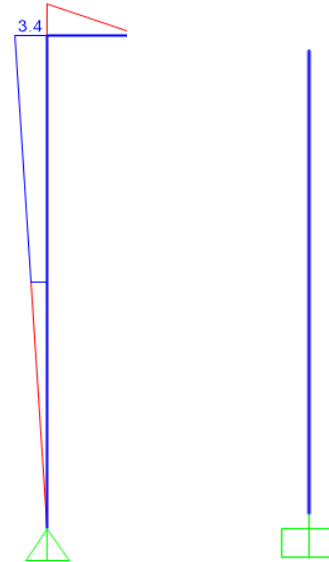


ANEXO 3

COLUMNAS 21-22-23

Pu= 18.28 ton
Mux (+)= 3.4 ton*m
Mux (-)= 1.7 ton*m
Muy (+)= 0 ton*m
Muy (-)= 0 ton*m
F'c= 250 kg/cm²
Fy= 4,200.00 kg/cm²
h= 25 cm
b= 25 cm
d= 20 cm
r= 5 cm
FR= 0.9
F*c= 200 kg/cm²
F''c= 170 kg/cm²

Considerando: d = h - r 20
d/h 0.8



MOMENTO EN (X)

MOMENTO EN (Y)

Se usará una sola gráfica

1° Tanteo Suponiendo

$$\rho = 0.025$$

$$As = \rho bh = 15.625 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{Fy}{F''c} = 0.6176471$$

Según el RCDF.

$$PRO = FR(Ag * F''c + As * Fy)$$

$$Ag = bh = 625 \text{ cm}^2$$

$$PRO = 154,687.5 \text{ kg}$$

Cálculo de excentricidades

$$\rho x = \frac{Mux}{Pu} = 0.1859956 \text{ m}$$

$$\frac{\rho x}{h} = 0.7439825$$

$$\rho y = \frac{Muy}{Pu} = 0 \text{ m}$$

$$\frac{\rho y}{h} = 0$$

PARA $\rho x/h$ 0.743982495 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K= 0.39$ $PRX= 37,293.75$ kg

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K= 1.61$ $PRY= 153,956.25$ kg

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 37,251.09 \text{ kg}$$

2° tanteo Suponiendo

$\rho = 0.01$

$As = \rho b h$ 6.25 cm^2

$PRO= 119,250.00$ kg

$q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ 0.25

PARA $\rho x/h$ 0.743982495 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K= 0.25$ $PRX= 23,906.25$ kg

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K= 1.3$ $PRY= 124,312.50$ kg

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 24,103.03 \text{ kg}$$

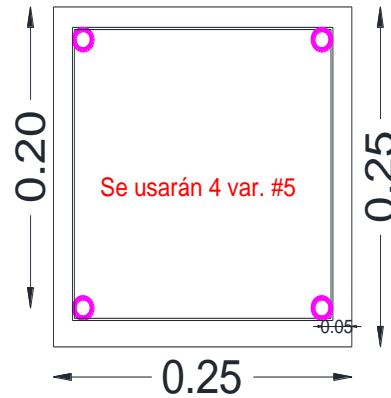
$PR= 24,103.0273$ > $PU= 18,280.00$

COMO "p" NO DE PUEDE REDUCIR
MÁS, SE UTILIZARÁ 0.01

$$A_s = \rho b h 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla

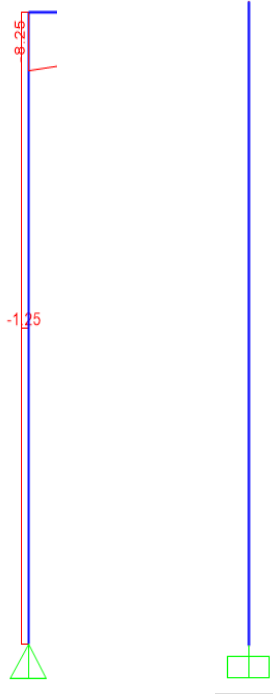
Var. del #=	5.00 cm ²
Área de var=	1.98
No. var=	3.1576 4
Área (AS)	7.92 cm ²



Diseño de Columna por Esfuerzo Cortante

CORTANTE EN (X)

CORTANTE EN (Y)



DATOS:

	18,280.00	kg
PU=	18.28	Ton
CORTANTE (Vu) X	1.25	Ton
CORTANTE (Vu) Y	0	Ton

Elementos mecánicos de diseño:

$$V_{ux} = 1,5V_x \quad 1.875 \quad \text{Ton}$$

$$V_{uy} = 1,5V_y \quad 0 \quad \text{Ton}$$

$$0.7 * F^* c * A_g + 2000A_s$$

$$103,334.60 \quad 103.33 \text{ Ton}$$

$$PU= \quad 18.28 \quad < \quad 103.3346 \text{ Ton}$$

se diseñará para cortante (Vu) 0 Ton
Vu 0.00 kg

$$A_s = No. var * a_o \quad 3.96 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad 0.0079173$$

$$\rho = 0.0079173 \quad < \quad \rho = 0.01$$

As= Área de acero de una de las caras de la columna.

$$Factor = 1 + 0,007 \frac{Pu}{Ag} \quad 1.20$$

$$VCR = Fr * b * d(0,20 + 30p)\sqrt{F'c} * Factor$$

$$VCR = 1,551.58891 \text{ kg}$$

$$VCR = 1.55 \text{ Ton}$$

Se debe cumplir que : $F_y \text{ estribo} > 0.06F_y$

En la esquina 1 var. #8 $F_y(\text{estribo}) = 8,313.16 \text{ kg}$

$$0.06F_y = 498.79 \text{ kg}$$

si usamos est. #3

Área var. = 0.71 cm^2 $F_y(\text{estribo}) = 2,982.00 \text{ kg}$

$$\text{como: } 2,982.00 > 498.79$$

\therefore El \emptyset de estribo es suficiente

Separacion Necesaria

$$S = \frac{FR * Av * Fy * d}{Vu - VCR} = -69.1884294 \text{ cm}$$

$$\emptyset b = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{est.} = 0.95 \text{ cm}$$

Requisitos Mínimos:

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} * db & 33.314093 \text{ cm} \\ 48d_{est.} & 45.6 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor}}{2} & 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

\therefore Se colocarán est. #3 @15 cm c. a. c

Revisión del parámetro.

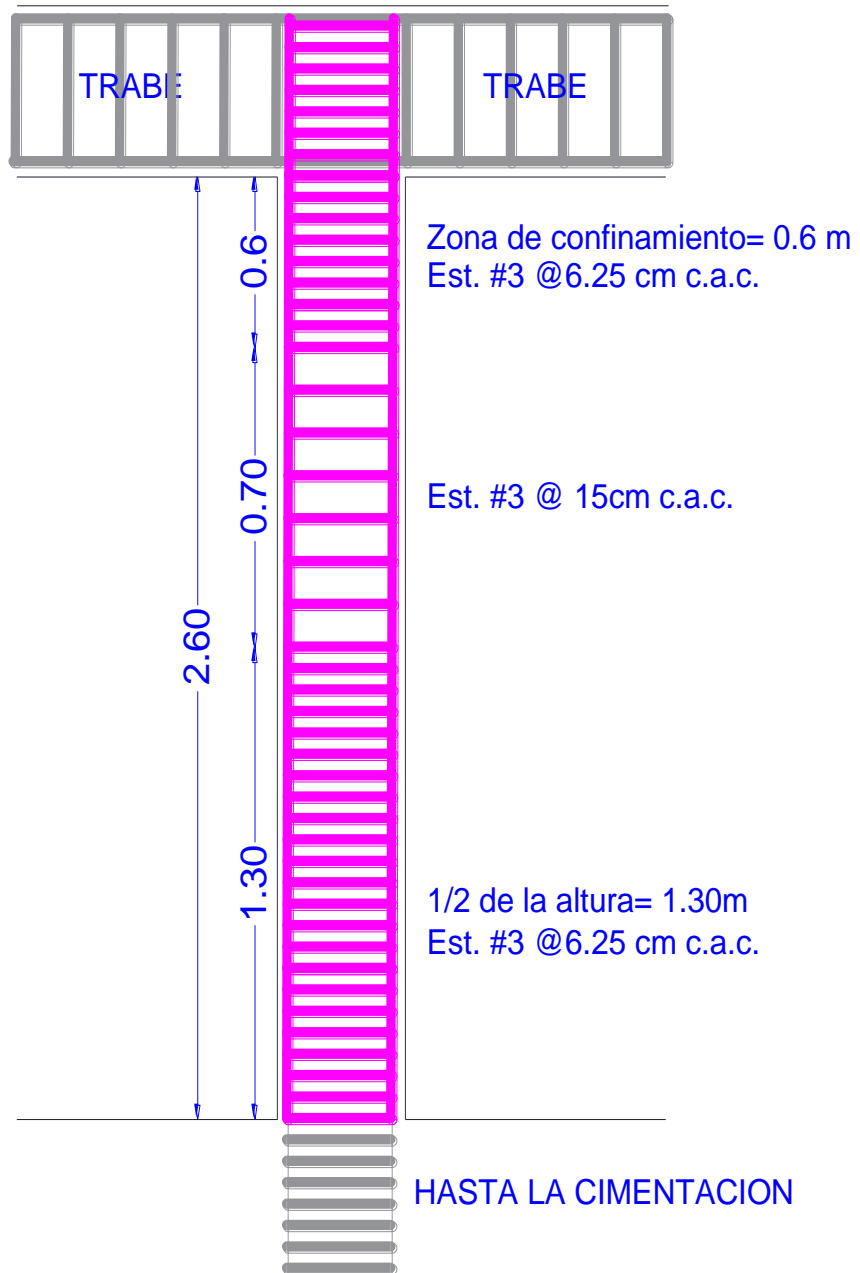
$$\frac{Ag * F'c}{10} = 15,625.00 \text{ kg} > 18,280.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx.}} = \begin{cases} \frac{bc}{4} = 6.25 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \\ 10 \end{cases}$$

Zonas de Confinamiento:

Se separan los est. A @ $12.5/2 = 6.25\text{cm}$ en una long mínima de:

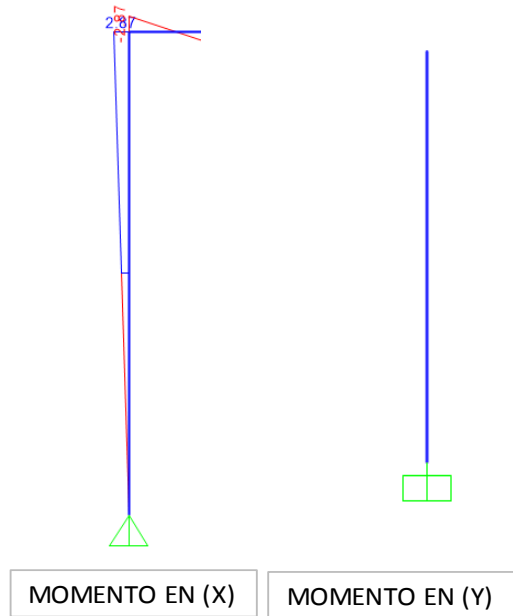
- Dimensión mayor de la columna.
- RCDF $1/6$ de la altura libre, suponiendo: 0.4333333 cm
- 60 cm. ← RIGE POR SER LA MAYOR



COLUMNAS 13-14

Pu= 12.33 ton
Mux (+)= 2.87 ton*m
Mux (-)= 1.43 ton*m
Muy (+)= 0 ton*m
Muy (-)= 0 ton*m
F'c= 250 kg/cm²
Fy= 4,200.00 kg/cm²
h= 25 cm
b= 25 cm
d= 20 cm
r= 5 cm
FR= 0.9
F*c= 200 kg/cm²
F''c= 170 kg/cm²

Considerando: **d = h - r** **20**
d/h **0.8**



Se usará una sola gráfica

1° Tanteo Suponiendo

$\rho = 0.025$

$As = \rho bh$ **15.625 cm²**
 $q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ **0.6176471**

Según el RCDF. **$PRO = FR(Ag * F''c + As * Fy)$**

$Ag = bh$ **625 cm²**

PRO= 154,687.5 kg

Cálculo de excentricidades

$\rho x = \frac{Mux}{Pu} =$ **0.2327656 m** **23.276561** $\frac{\rho x}{h} =$ **0.9310624**

$\rho y = \frac{Muy}{Pu} =$ **0 m** **0** $\frac{\rho y}{h} =$ **0**

PARA $\rho x/h$ 0.931062449 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 0.3$ $PRX = 28,687.50 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 1.61$ $PRY = 153,956.25 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 28,662.25 \text{ kg}$$

2° tanteo Suponiendo

$As = \rho b h$ 6.25 cm^2

$\rho = 0.01$

$q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ 0.25

$PRO = 119,250.00 \text{ kg}$

PARA $\rho x/h$ 0.931062449 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 0.2$ $PRX = 19,125.00 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 1.3$ $PRY = 124,312.50 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 19,250.73 \text{ kg}$$

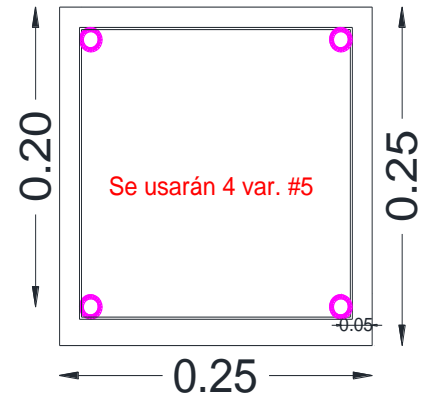
$PR = 19,250.7305$ $>$ $PU = 12,330.00$

COMO "p" NO DE PUEDE REDUCIR
MÁS, SE UTILIZARÁ 0.01

$$A_s = \rho b h \quad 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla

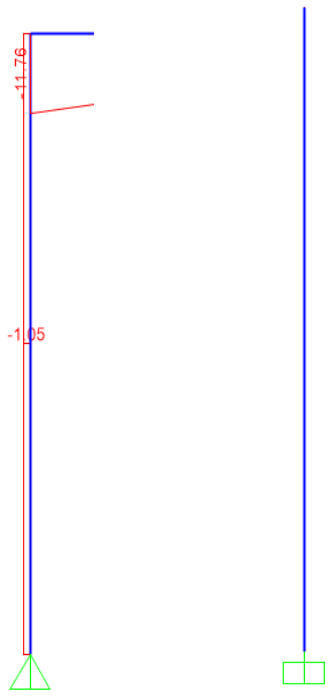
Var. del #=	5.00 cm ²
Área de var=	1.98
No. var=	3.1576 4
Área (AS)	7.92 cm ²



Diseño de Columna por Esfuerzo Cortante

CORTANTE EN (X)

CORTANTE EN (Y)



DATOS:

	12,330.00	kg
PU=	12.33	Ton
CORTANTE (Vu) X	1.05	Ton
CORTANTE (Vu) Y	0	Ton

Elementos mecánicos de diseño:

$$V_{ux} = 1,5V_x \quad 1.575 \quad \text{Ton}$$

$$V_{uy} = 1,5V_y \quad 0 \quad \text{Ton}$$

$$0.7 * F^*c * A_g + 2000A_s$$

$$103,334.60 \quad 103.33 \text{ Ton}$$

$$PU= \quad 12.33 \quad < \quad 103.3346 \text{ Ton}$$

se diseñará para cortante (Vu) $0 \quad \text{Ton}$
 $V_u \quad 0.00 \text{ kg}$

$$A_s = No. var * a_o \quad 3.96 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad 0.0079173$$

$$\rho = 0.0079173 < \rho = 0.01$$

As= Área de acero de una de las caras de la columna.

$$Factor = 1 + 0,007 \frac{Pu}{Ag} \quad 1.14$$

$$VCR = Fr * b * d(0,20 + 30p)\sqrt{F'c} * Factor$$

$$VCR = 1,465.76274 \text{ kg}$$

$$VCR = 1.47 \text{ Ton}$$

Se debe cumplir que : $F_y \text{ estribo} > 0.06F_y$

En la esquina 1 var. #8 $F_y(\text{estribo}) = 8,313.16 \text{ kg}$

$$0.06F_y = 498.79 \text{ kg}$$

si usamos est. #3

Área var. = 0.71 cm^2 $F_y(\text{estribo}) = 2,982.00 \text{ kg}$

$$\text{como: } 2,982.00 > 498.79$$

\therefore El \emptyset de estribo es suficiente

Separacion Necesaria

$$S = \frac{FR * Av * Fy * d}{Vu - VCR} = -73.2396843 \text{ cm}$$

$$\emptyset b = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{est.} = 0.95 \text{ cm}$$

Requisitos Mínimos:

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} * db & 33.314093 \text{ cm} \\ 48d_{est.} & 45.6 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor}}{2} & 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

\therefore Se colocarán est. #3 @15 cm c. a. c

Revisión del parámetro.

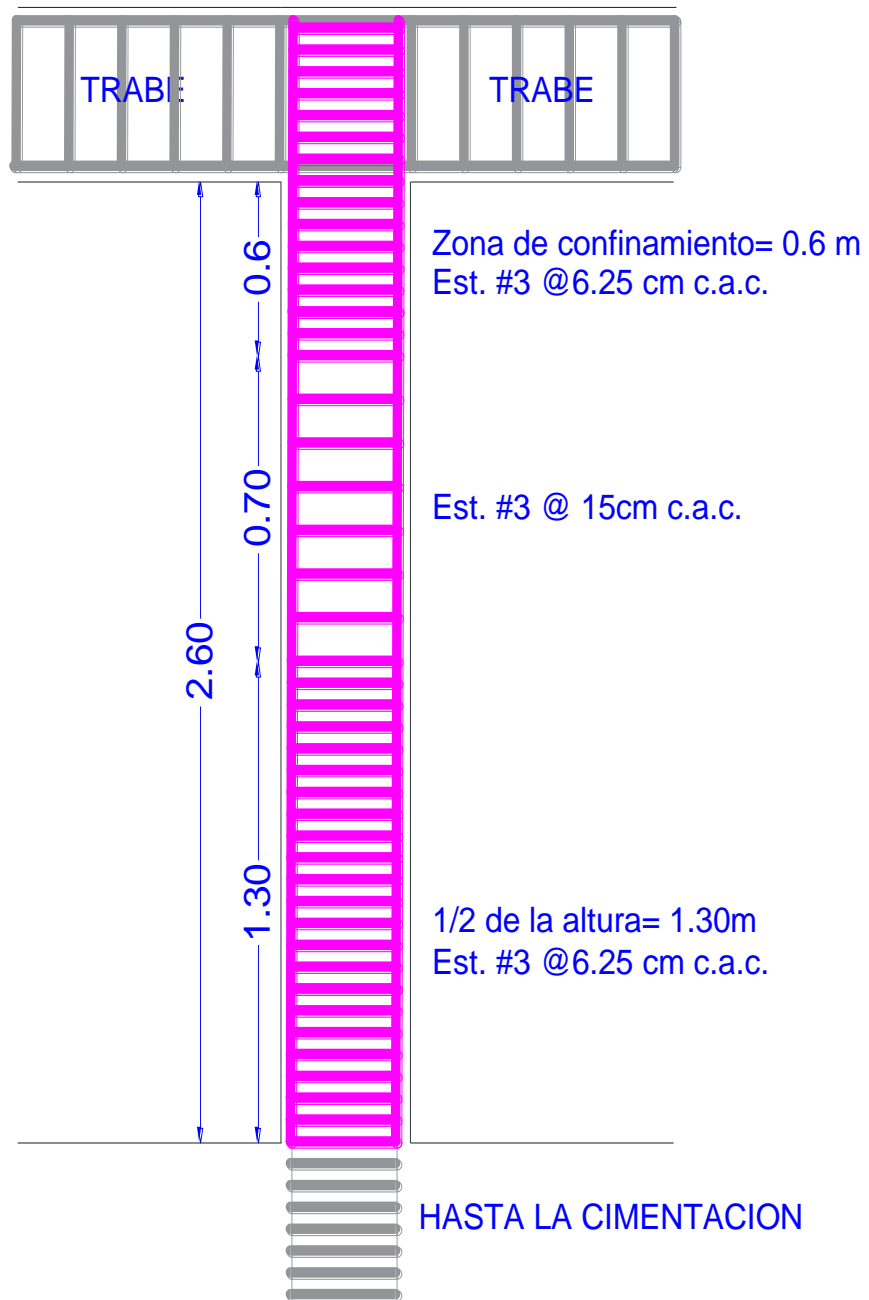
$$\frac{Ag * F'c}{10} = 15,625.00 \text{ kg} > 12,330.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx.}} = \begin{cases} \frac{bc}{4} = 6.25 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \\ 10 \end{cases}$$

Zonas de Confinamiento:

Se separan los est. A @ $12.5/2 = 6.25\text{cm}$ en una long mínima de:

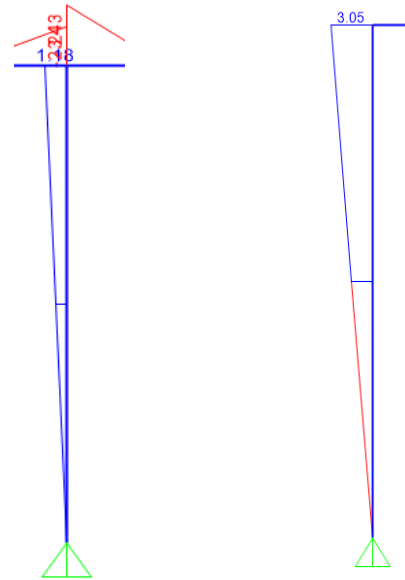
- Dimensión mayor de la columna.
- RCDF $1/6$ de la altura libre, suponiendo: 0.4333333 cm
- 60 cm. ← RIGE POR SER LA MAYOR



COLUMNAS 15-16-17-18

Pu= 27.99 ton
Mux (+)= 1.18 ton*m
Mux (-)= 0 ton*m
Muy (+)= 3.05 ton*m
Muy (-)= 1.53 ton*m
F'c= 250 kg/cm²
Fy= 4,200.00 kg/cm²
h= 25 cm
b= 25 cm
d= 20 cm
r= 5 cm
FR= 0.9
F*c= 200 kg/cm²
F''c= 170 kg/cm²

Considerando: d = h - r 20
d/h 0.8



MOMENTO EN (X)

MOMENTO EN (Y)

Se usará una sola gráfica

1° Tanteo Suponiendo

$$\rho = 0.025$$

$$As = \rho bh = 15.625 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{Fy}{F''c} = 0.6176471$$

Según el RCDF.

$$PRO = FR(Ag * F''c + As * Fy)$$

$$Ag = bh = 625 \text{ cm}^2$$

$$PRO = 154,687.5 \text{ kg}$$

Cálculo de excentricidades

$$\rho x = \frac{Mux}{Pu} = 0.0421579 \text{ m}$$

$$4.2157914 \quad \frac{\rho x}{h} = 0.1686317$$

$$\rho y = \frac{Muy}{Pu} = 0.1089675 \text{ m}$$

$$10.896749 \quad \frac{\rho y}{h} = 0.43587$$

PARA $\rho x/h$ 0.168631654 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 1.14$

$PRX = 109,012.50 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0.435869954 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 0.6$

$PRY = 57,375.00 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 49,657.84 \text{ kg}$$

2° tanteo Suponiendo

$\rho = 0.01$

$As = \rho b h$ 6.25 cm^2

$q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ 0.25

$PRO = 119,250.00 \text{ kg}$

PARA $\rho x/h$ 0.168631654 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K = 0.9$

$PRX = 86,062.50 \text{ kg}$

PARA $\rho y/h$ 0.435869954 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K = 0.48$

$PRY = 45,900.00 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 39,967.69 \text{ kg}$$

$PR = 39,967.6889$

>

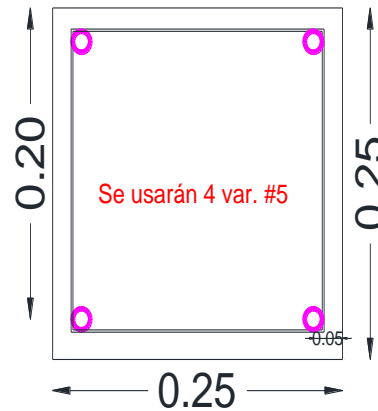
$PU = 27,990.00$

COMO "ρ" NO DE PUEDE REDUCIR
MÁS, SE UTILIZARÁ 0.01

$$As = \rho b h 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla

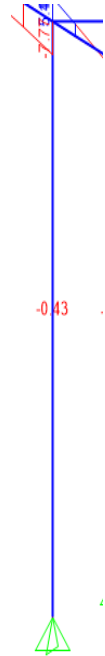
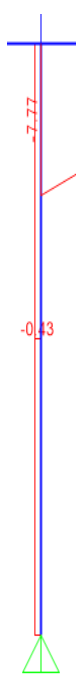
Var. del #=	5.00 cm ²
Área de var=	1.98
No. var=	3.1576 4
Área (AS)	7.92 cm ²



Diseño de Columna por Esfuerzo Cortante

CORTANTE EN (X)

CORTANTE EN (Y)



DATOS:

	27,990.00 kg
PU=	27.99 Ton
CORTANTE (Vu) X	0.43 Ton
CORTANTE (Vu) Y	0.43 Ton

Elementos mecánicos de diseño:

$$Vux = 1,5Vx \quad 0.645 \text{ Ton}$$

$$Vuy = 1,5Vy \quad 0.645 \text{ Ton}$$

$$0.7 * F^*c * Ag + 2000As$$

$$103,334.60 \quad 103.33 \text{ Ton}$$

$$PU= 27.99 < 103.3346 \text{ Ton}$$

se diseñará para cortante (Vu)

$$Vu \quad 430.00 \text{ kg}$$

$$0.43 \quad \text{Ton}$$

$$As = No. var * a_o \quad 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad 0.0079173$$

$$\rho = 0.0079173 < \rho = 0.01$$

As= Área de acero de una de las caras de la columna.

$$Factor = 1 + 0,007 \frac{Pu}{Ag} \quad 1.31$$

$$VCR = Fr * b * d(0,20 + 30p)\sqrt{F'c} * Factor$$

$$VCR = 1,691.65146 \text{ kg}$$

$$VCR = 1.69 \text{ Ton}$$

Se debe cumplir que : $F_y \text{ estribo} > 0.06F_y$

En la esquina 1 var. #8 $F_y(\text{estribo}) = 8,313.16 \text{ kg}$

$$0.06F_y = 498.79 \text{ kg}$$

si usamos est. #3

Área var. = 0.71 cm² $F_y(\text{estribo}) = 2,982.00 \text{ kg}$

$$\text{como: } 2,982.00 > 498.79$$

\therefore El \emptyset de estribo es suficiente

Separacion Necesaria

$$S = \frac{FR * Av * Fy * d}{Vu - VCR} = -85.0884757 \text{ cm}$$

$$\emptyset b = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{est.} = 0.95 \text{ cm}$$

Requisitos Mínimos:

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} * db & 33.314093 \text{ cm} \\ 48dest. & 45.6 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor}}{2} & 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

\therefore Se colocarán est. #3 @15 cm c. a. c

Revisión del parámetro.

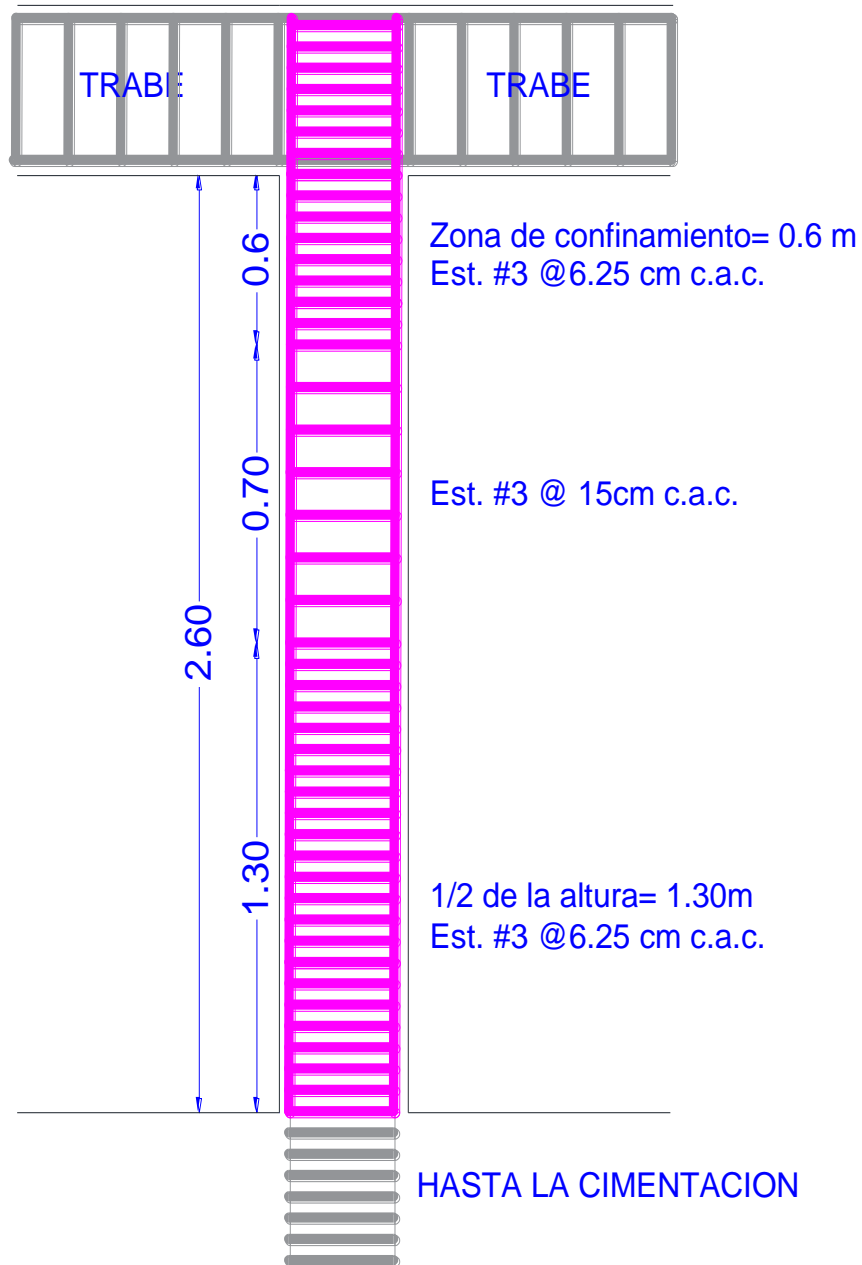
$$\frac{Ag * F'c}{10} = 15,625.00 \text{ kg} > 27,990.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx.}} = \begin{cases} \frac{bc}{4} = 6.25 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \\ 10 \end{cases}$$

Zonas de Confinamiento:

Se separan los est. A @ $12.5/2 = 6.25\text{cm}$ en una long mínima de:

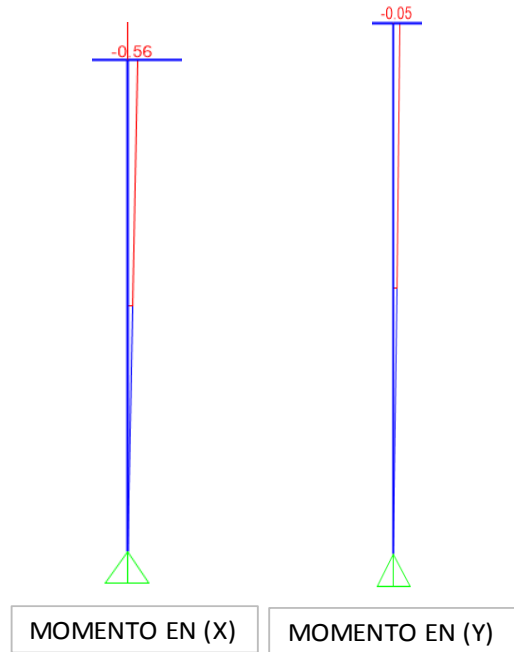
- Dimensión mayor de la columna.
- RCDF 1/6 de la altura libre, suponiendo: **0.4333333 cm**
- 60 cm. **← RIGE POR SER LA MAYOR**



COLUMNAS 1-2-3-4-5-6-7-
8-9-10-11

Pu= 47.33 ton
Mux (+)= 0.27 ton*m
Mux (-)= 0.56 ton*m
Muy (+)= 0 ton*m
Muy (-)= 0.05 ton*m
F'c= 250 kg/cm²
Fy= 4,200.00 kg/cm²
h= 25 cm
b= 25 cm
d= 20 cm
r= 5 cm
FR= 0.9
F*c= 200 kg/cm²
F''c= 170 kg/cm²

Considerando: **d = h - r** **20**
d/h **0.8**



Se usará una sola gráfica

1° Tanteo Suponiendo

$$\rho = 0.025$$

$$As = \rho bh = 15.625 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{Fy}{F''c} = 0.6176471$$

Según el RCDF.

$$PRO = FR(Ag * F''c + As * Fy)$$

$$Ag = bh = 625 \text{ cm}^2$$

$$PRO = 154,687.5 \text{ kg}$$

Cálculo de excentricidades

$$\rho x = \frac{Mux}{Pu} = 0.0118318 \text{ m} \quad 1.1831819 \quad \frac{\rho x}{h} = 0.0473273$$

$$\rho y = \frac{Muy}{Pu} = 0.0010564 \text{ m} \quad 0.1056412 \quad \frac{\rho y}{h} = 0.0042256$$

PARA $\rho x/h$ 0.047327277 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K= 1.5$ $PRX= 143,437.50$ kg

PARA $\rho y/h$ 0.00422565 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K= 1.5$ $PRY= 143,437.50$ kg

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 133,712.92 \text{ kg}$$

2° tanteo Suponiendo

$As = \rho b h$ 6.25 cm^2

$\rho = 0.01$

$q = \rho \frac{Fy}{F''c}$ 0.25

$PRO= 119,250.00$ kg

PARA $\rho x/h$ 0.047327277 $P_{ux} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{ux} = PRX$

$K= 1.25$ $PRX= 119,531.25$ kg

PARA $\rho y/h$ 0.00422565 $P_{uy} = FR * K * b * h * F''c$ $P_{uy} = PRY$

$K= 1.25$ $PRY= 119,531.25$ kg

Aplicando la fórmula de Bresler:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \quad 119,813.83 \text{ kg}$$

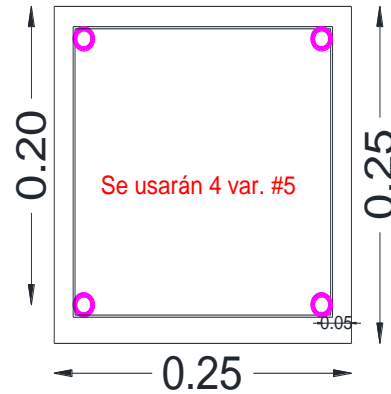
$PR= 119,813.8298$ > $PU= 47,330.00$

COMO "p" NO DE PUEDE REDUCIR
MÁS, SE UTILIZARÁ 0.01

$$As = \rho b h 6.25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla

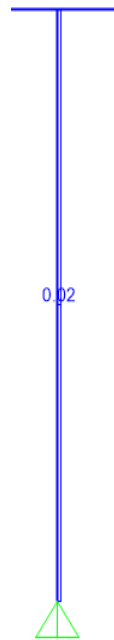
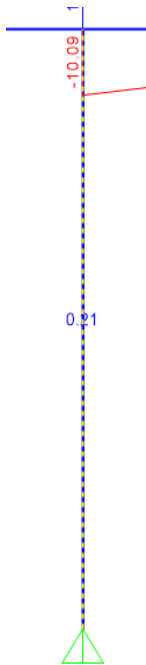
Var. del #=	5.00 cm ²
Área de var=	1.98
No. var=	3.1576 4
Área (AS)	7.92 cm ²



Diseño de Columna por Esfuerzo Cortante

CORTANTE EN (X)

CORTANTE EN (Y)



DATOS:

	47,330.00	kg
PU=	47.33	Ton
CORTANTE (Vu) X	0.21	Ton
CORTANTE (Vu) Y	0.02	Ton

Elementos mecánicos de diseño:

$$Vux = 1,5Vx \quad 0.315 \quad \text{Ton}$$

$$Vuy = 1,5Vy \quad 0.03 \quad \text{Ton}$$

$$0.7 * F^*c * Ag + 2000As$$

$$103,334.60 \quad 103.33 \quad \text{Ton}$$

$$PU= \quad 47.33 \quad < \quad 103.3346 \quad \text{Ton}$$

se diseñará para cortante (Vu)

$$0.02 \quad \text{Ton}$$

$$Vu \quad 20.00 \quad \text{kg}$$

$$As = No. var * a_o \quad 3.96 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad 0.0079173$$

$$\rho = 0.0079173 \quad < \quad \rho = 0.01$$

As= Área de acero de una de las caras de la columna.

$$Factor = 1 + 0,007 \frac{Pu}{Ag} \quad 1.53$$

$$VCR = Fr * b * d(0,20 + 30p)\sqrt{F'c} * Factor$$

$$VCR = 1,970.62260 \text{ kg}$$

$$VCR = 1.97 \text{ Ton}$$

Se debe cumplir que : $F_y \text{ estribo} > 0.06F_y$

En la esquina 1 var. #8 $F_y(\text{estribo}) = 8,313.16 \text{ kg}$

$$0.06F_y = 498.79 \text{ kg}$$

si usamos est. #3

Área var. = 0.71 cm^2 $F_y(\text{estribo}) = 2,982.00 \text{ kg}$

$$\text{como: } 2,982.00 > 498.79$$

\therefore El \emptyset de estribo es suficiente

Separacion Necesaria

$$S = \frac{FR * Av * Fy * d}{Vu - VCR} = -55.0347361 \text{ cm}$$

$$\emptyset b = 2.54 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{est.} = 0.95 \text{ cm}$$

Requisitos Mínimos:

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} * db & 33.314093 \text{ cm} \\ 48d_{est.} & 45.6 \text{ cm} \\ \frac{\text{Dimension menor}}{2} & 12.5 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

\therefore Se colocarán est. #3 @15 cm c. a. c

Revisión del parámetro.

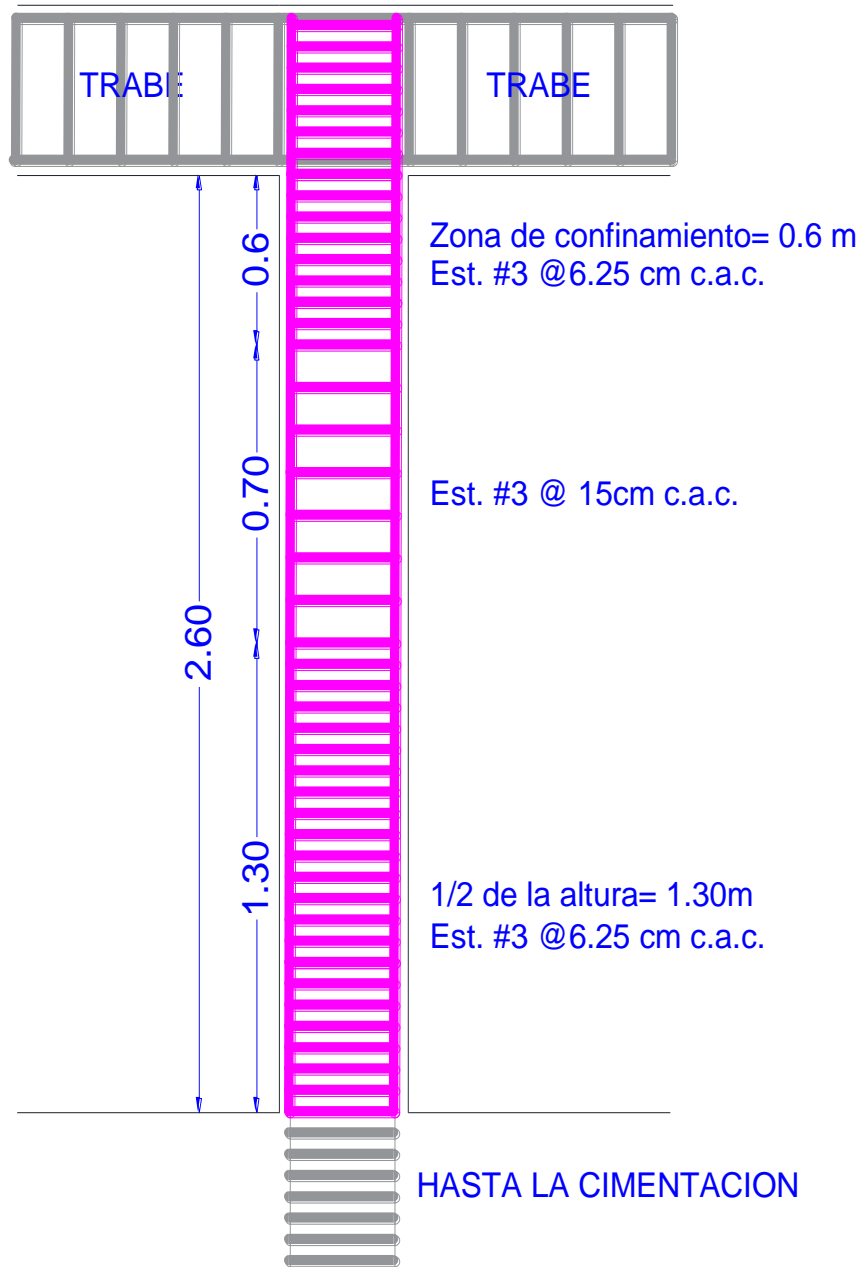
$$\frac{Ag * F'c}{10} = 15,625.00 \text{ kg} > 47,330.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx.}} = \begin{cases} \frac{bc}{4} = 6.25 \text{ cm} \leftarrow \text{RIGE} \\ 10 \end{cases}$$

Zonas de Confinamiento:

Se separan los est. A @ $12.5/2 = 6.25\text{cm}$ en una long mínima de:

- Dimensión mayor de la columna.
- RCDF $1/6$ de la altura libre, suponiendo: **0.4333333 cm**
- 60 cm. ← RIGE POR SER LA MAYOR



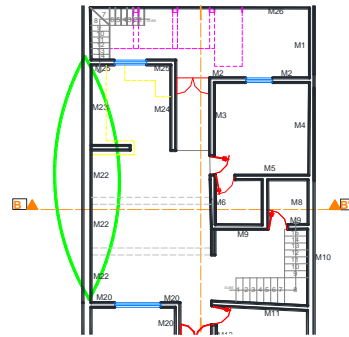
ANEXO 4

CIMENTACIONES

COLINDANCIA

DATOS

qr	5	t/m ²
df	1.1	m
γs	1.05	t/m ²
L muro	6.6	m
H muro	2.6	m
espesor	0.21	m



1.- DESARGA SOBRE LA ZAPATA

A. tributaria=	1.3374	m ²	A. tributaria=	1.2004	m ²
W losa =	1.167	t	W losa =	1.446	t
A. tribu. T=	1.3153	m ²			
W losa T =	2.194	t			

Wentre piso= Atrib* Wlosa= 6.1823 t

MUROS

A muro = L* H= 17.16 m²

CALCULO DEL PESO DEL MURO

Mamposteria	0.378	t/m ²	W muro	7.568	t
Rec. Mortero	0.063	t/m ²			
W	0.441	t/m ²	W total	13.750	t

COMO CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$P = \frac{W \text{ total}}{L} = 2.083 \text{ t/m}$$

EL PESO SUPUESTO DE LA CIMENTACIÓN SE CALCULARÁ CON LA EXPRESIÓN:

SE CONSIDERA UNA LONGITUD UNITARIA DE 1 M.

$$W_s = \left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) * (B_s) * (L) * (DF)$$

$$Bs = 1.25 \left(\frac{P}{qr} \right) \quad 0.52083 \quad \rightarrow \quad 0.7 \quad m$$

$$Ws = 1.32825 \quad t/m$$

EL PESO TOTAL ES

$$PT = P + Ws = 3.412 \quad t/m$$

2.- DIMENSIONAMIENTO

$$B = \frac{PT}{qr} \quad 0.682 \quad \rightarrow \quad 0.700 \quad m$$

3.- REVISIÓN DE LA PRESIÓN

$$q = \frac{PT}{BL} \quad 4.874 \quad t/m^2$$

$$q = 4.874 < qr = 5.000 \quad t/m^2$$

CUMPLE

4.- PRESIÓN DE DISEÑO

$$qnu = fc \left(\frac{P}{BL} \right) \quad 4.167 \quad t/m^2$$

$$0.417 \quad kg/cm^2$$

5.- DISEÑO DE LA LOSA DE LA ZAPATA

$$d = \frac{qnu * l}{qnu + vcr}$$

$$l = \frac{B-c}{2} = \frac{21.00}{2} \quad cm$$

PARA EL CALCULO DEL VCR SE PROPONE UTILIZAR F'C $200 \quad kg/cm^2$

$$vcr = 0.5 * Fr * \sqrt{f * c} = 5.06 \quad kg/cm^2$$

$$d = 1.60 \quad cm \quad \rightarrow \quad 10.00 \quad cm$$

$$rec = 5.00 \quad cm \quad d = 10.00 \quad cm \quad H = 15.00 \quad cm$$

REVISIÓN DEL PESO REAL

	B	H	γ	
plantilla	0.700	0.05	2.2	0.077
losa	0.700	0.15	2.4	0.252
muro	0.28	0.950	1.8	0.4788
relleno	0.420	0.950	1.3	0.5187
			W real =	1.3265 t/m

$$W_{real} = 1.3265 \text{ t/m} < W_s = 1.3283 \text{ t/m}$$

$$T = \left(1 - \frac{W_{real}}{W_s}\right) * 100 = 0.13\%$$

SE ACEPTA LA TOLERANCIA POR LO TANTO SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES

6.- DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_u = \frac{q_n u * b * l^2}{2} = 0.092 \text{ t*m}$$

PORCENTAJE DE ACERO

$$e_{nec} = \frac{f''c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m_u}{F_r * b * d^2 * f''c}}\right] = 0.00024397$$

$$AS = 0.24397 \text{ cm}^2$$

COMPARANDO CON EL MÍNIMO

$$e_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f''c}}{f_y} = 0.00236$$

$$AS = 2.35702 \text{ cm}^2$$

COMPARANDO CON EL ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = \left(\frac{660 x_1}{f_y (100 + x_1)}\right) * (b) * (1.5) = 3.07453 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ a utilizar} = 3.07453 \text{ cm}^2$$

SEPARACIÓN DE VARILLA (PROPONIENDO VARILLA #3)

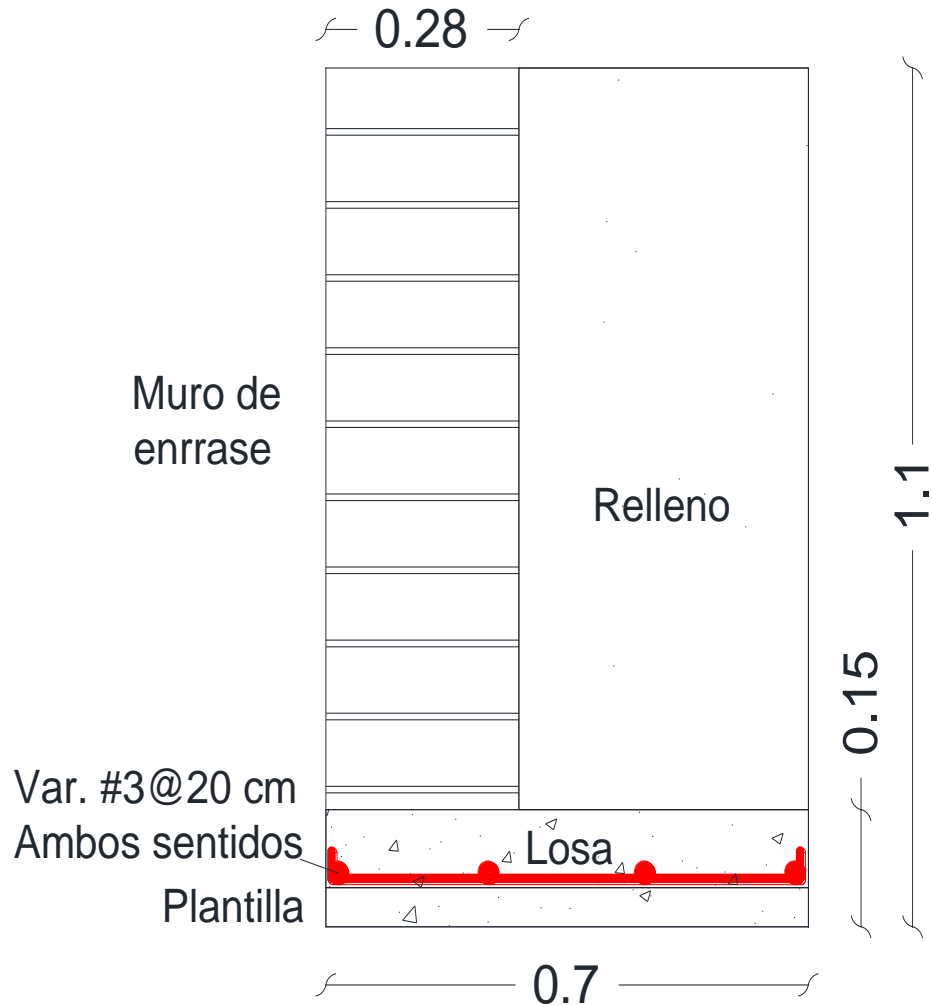
3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 * a_o}{A_s} = 23.093 \longrightarrow 20 \text{ cm}$$

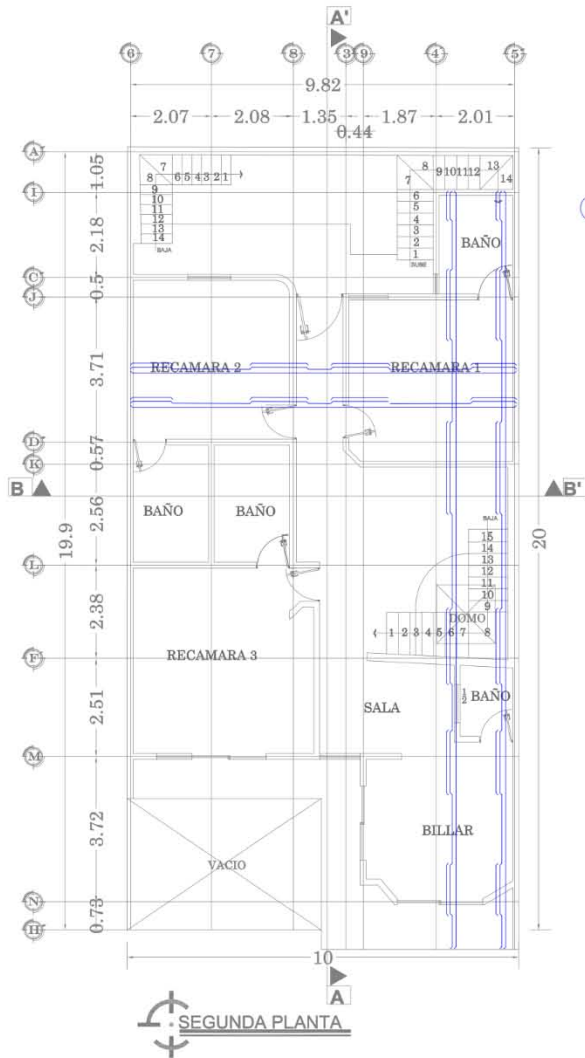
SE USARÁ VARILLA DEL N = 3 @ 20 CM EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

PARA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL SOLO SE COLOCA EL ACERO POR TEMPERATURA EL CUAL YA SE CALCULO.

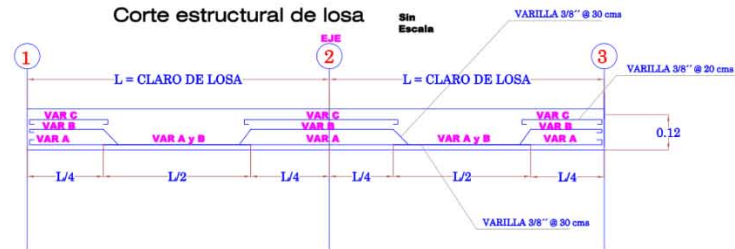
USAR VAR. DEL N = 3 @ 20 CM EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL



ANEXO 5



LOSA MACIZA DE AZOTEA



LOSA DE AZOTEA DE CONCRETO 12 CMS DE ESPESOR

VARILLAS ESTRUCTURA LOSA

VARILLA (A)
SE COLOCARA EN EL LECHO BAJO DE LA LOSA SERA DE 3/8" Y ESTARA A UNA SEPARACION DE 30 CMS

VARILLA (B)
EN EL CENTRO DE LA LOSA IRA EN EL LECHO BAJO Y EN LOS EXTREMOS EN EL LECHO SUPERIOR SEGUN SE INDICA, SERA DE 3/8" A UNA SEPARACION DE 30 CMS

VARILLA (C)
SE COLOCARA EN EL LECHO SUPERIOR DE LA LOSA SERA DE 3/8" Y ESTARA A UNA SEPARACION DE 30 CMS



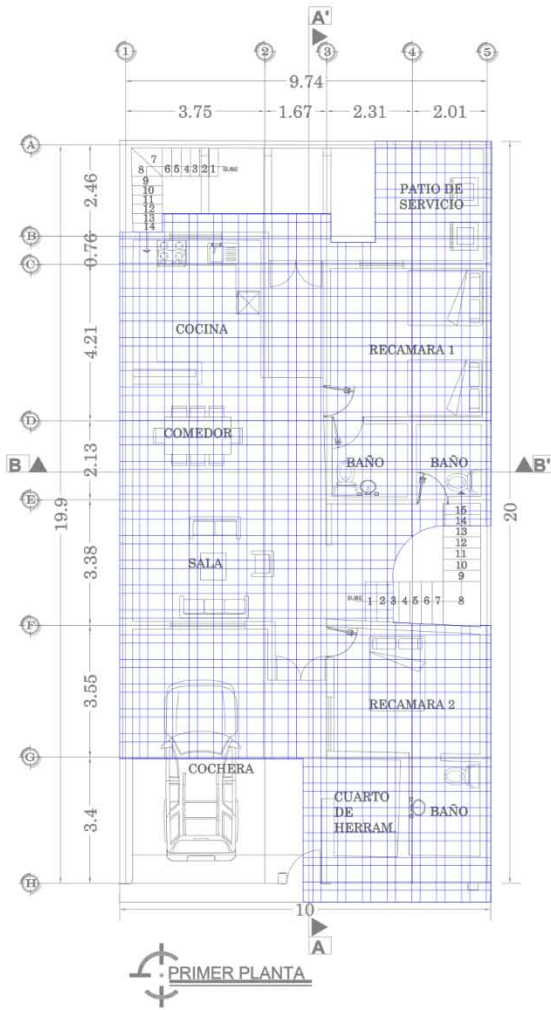
MACROLOCALIZACION



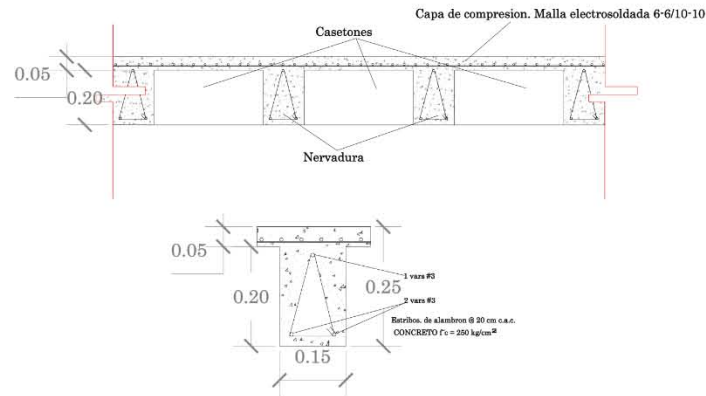
MICROLOCALIZACION



CONTENIDO: PLANO ESTRUCTURAL	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	
ESCALA: SN	COTAS: M
ANEXOS: 05	



Entre piso (Encasetonada)



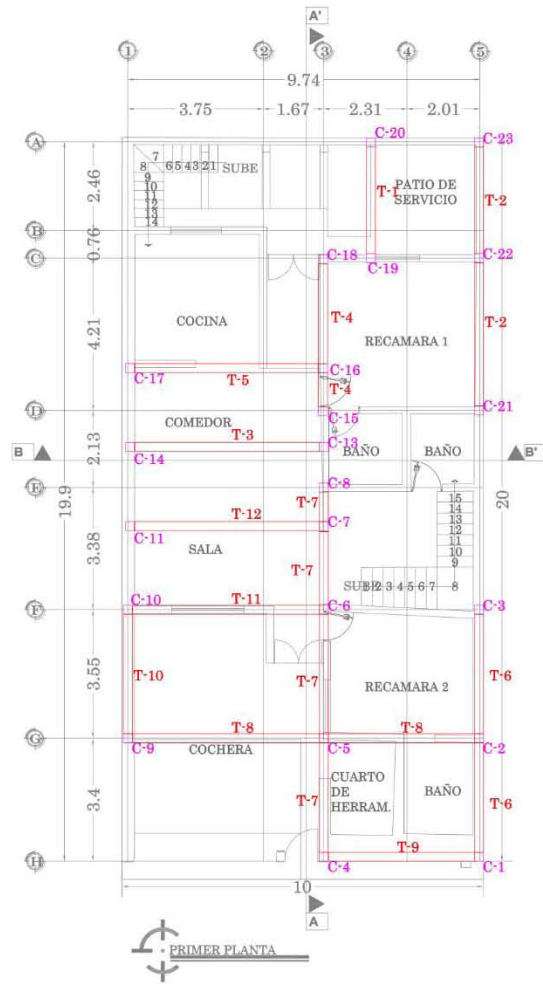
MACROLOCALIZACION



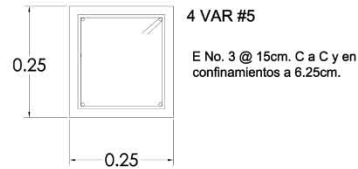
MICROLOCALIZACION



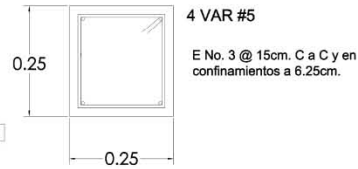
CONTENIDO: PLANO ESTRUCTURAL	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	
ESCALA: SN	COTAS: M
ANEXOS:	
05	



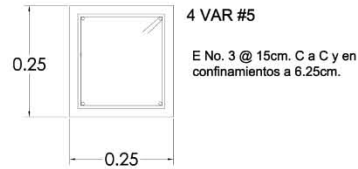
COLUMNA 21-22-23



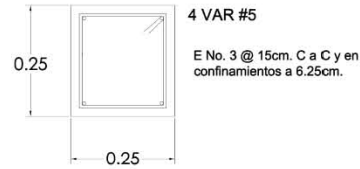
COLUMNA 13-14



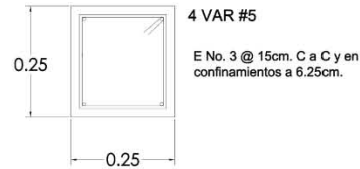
COLUMNA 15-16-17-18



COLUMNA 1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11



COLUMNA 19-20



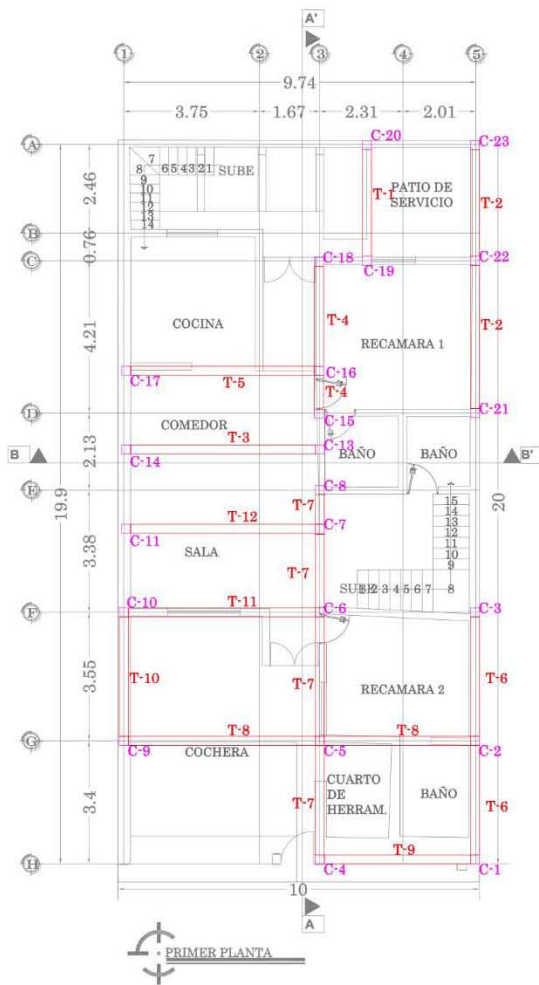
MACROLOCALIZACION



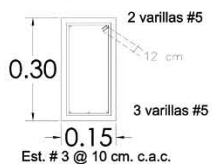
MICROLOCALIZACION



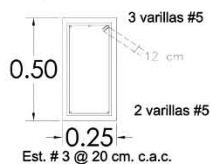
CONTENIDO: PLANO ESTRUCTURAL	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	
ESCALA: SN	COTAS: M
ANEXOS:	
05	



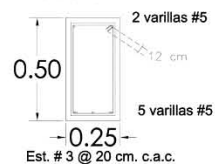
Trabe-1



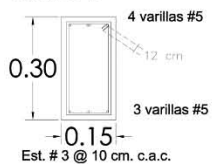
Trabe-2



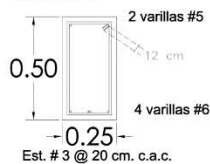
Trabe-3



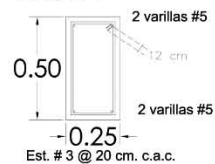
Trabe-4



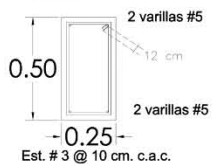
Trabe-5



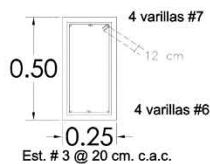
Trabe-6



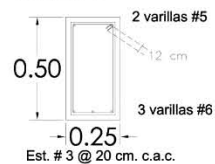
Trabe-7



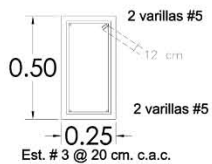
Trabe-8



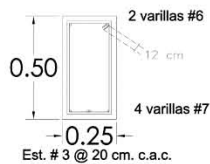
Trabe-9



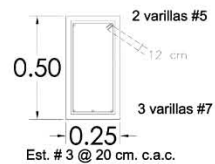
Trabe-10



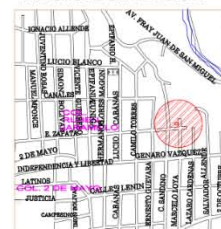
Trabe-11



Trabe-12



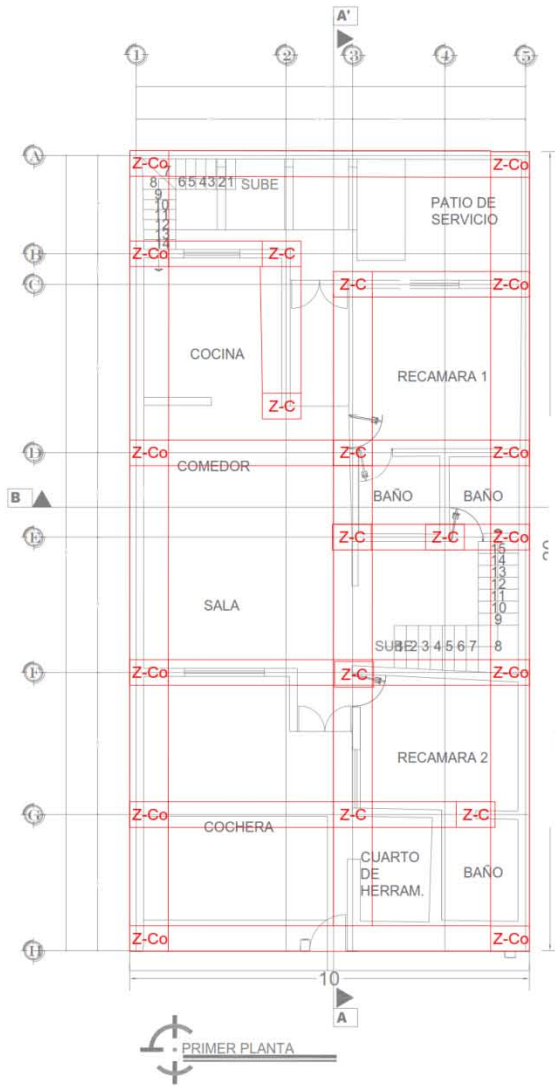
MACROLOCALIZACION



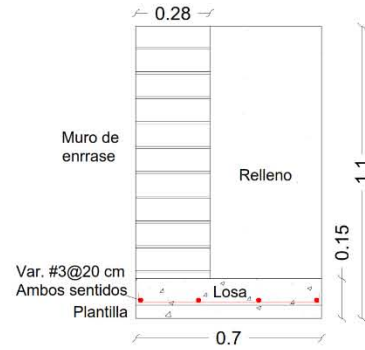
MICROLOCALIZACION



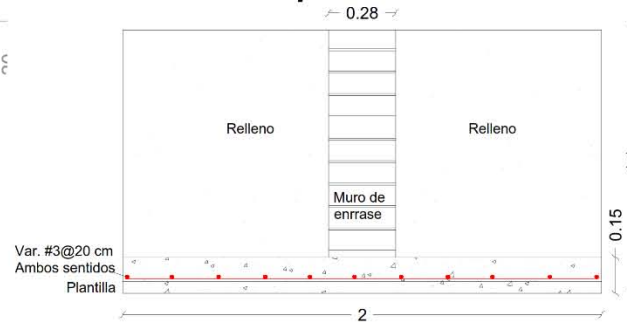
CONTENIDO: PLANO ESTRUCTURAL	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	
ESCALA: SN	COTAS: M
ANEXOS:	
05	



Zapata Z-Co



Zapata Z-C



MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



CONTENIDO: PLANO ESTRUCTURAL	
UBICACION: Priv. de Marcelo loya #68 Col. Ruben Jaramillo	
PROPIETARIO:	
ELABORO: GUILLERMO CAMARENA PAREDES	
APROBO: ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
FECHA:	
ESCALA: SN	COTAS: M
ANEXOS: 05	