



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

**PROPUESTA DE AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA
DE LA UNIVERSIDAD DON VASCO A.C. EN EL MUNICIPIO DE
URUAPAN, MICH.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Omar Daniel Molina Fernández.

Asesor:

M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo

Uruapan, Michoacán, a 07 de septiembre del 2018.



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

Quiero, primero que nada, agradecer infinitamente a mi Padre Santísimo Jehová mi Dios, por apoyarme en todo lo que pudo, por ayudarme a aguantar mi etapa universitaria que fue muy difícil para mí, con compañeros y profesores que me humillaron y se burlaron de mí, gracias por darme la fuerza de resistir tantos años y por ayudarme a pasar las asignaturas, muchas gracias.

En segunda instancia, agradecer a mi hermosa madre María de Lourdes Raquel Fernández Gómez que me apoyo, me permitió seguir estudiando, por ayudarme a elegir carrera universitaria que siempre me observó y me tuvo mucho en cuenta, que estuvo para mí cuando me hicieron injusticias, cuando me hicieron pasar tristezas, por estar conmigo cuando más me derrumbaba, y que ninguna madre merece recibir a un hijo triste después de regresar de clases, muchas gracias. A mi padre técnico electricista Carlos Molina León y a mi hermana mayor doctora especialista en medicina familiar Carla Adriana Molina Fernández, les agradezco su apoyo.

A continuación quiero agradecer a mi profesora de preparatoria arquitecta maestra en educación María Eréndira Zacarías Zepeda, que gracias a sus buenas clases de matemáticas me impulsó a decidirme a tomar esta carrera universitaria, y por apoyarme y sus buenos consejos que siempre los recordaré.

Por último quiero agradecer a mi asesor de tesis ingeniero civil maestro en ingeniería en el área de estructuras Luis Arturo Muñoz Galindo, que desde el primer semestre fue un gran profesor, que me defendió cuando nadie más lo hizo, gracias.

ÍNDICE

Introducción.

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

Capítulo 1.- Diseño y construcción de concreto.

1.1. El diseño estructural.	6
1.2. Definición del concreto.	7
1.3. Resistencia a la compresión.. . . .	8
1.4. Resistencia a la tensión.	9
1.5. Resistencia al cortante.	12
1.6. Curva esfuerzo-deformación.	12
1.7. Módulo de elasticidad.	13
1.8. Contracción.	16
1.9. Flujo plástico.	20
1.10. Efectos del flujo plástico.	25
1.11. Las acciones.	25
1.12. El análisis de las estructuras de concreto.	27

1.13. Diseño por estados límite	27
1.13.1. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.	28
1.14. Forma del edificio en planta.	31
1.15. Separación entre edificios adyacentes:	38

Capítulo 2.- Análisis estructural.

2.1 Trabajo y energía.	41
2.1.1. Trabajo y energía en sistemas estructurales.	42
2.1.2. Energía de deformación.	43
2.2 Trabajos virtuales.	44
2.2.1. Principio de los trabajos virtuales.. . . .	45
2.3 Método de las flexibilidades.	46
2.3.2. Concepto de redundante.	47
2.3.3. Fundamentos del método de flexibilidades.	49
2.4. Método general de rigideces.	55
2.4.1. Bases del método.	56
2.4.2 Análisis matricial de armaduras empleando el método directo de rigideces	60

Capítulo 3.- Cimentaciones.

3.1. Objetivo.. . . .	64
3.2. Partes de una estructura.	64
3.3. Tipos de cimentación.. . . .	65
3.4. Cómo escoger la cimentación más adecuada.	69
3.5. Zapatas aisladas.	70

3.6. Zapatas en terrenos inclinados.	71
3.7. Cajones acampanados.	74
3.8. Zapatas corridas.	77
3.9. Losas de cimentación.	78
3.10. Cimentaciones planas.	79
3.11. Cargas temporales.	79
3.12. Cimentaciones de suelos compactados.	80
3.13. Ubicación de las zapatas.	81
3.14. Excavaciones excesivas.	82
3.15. Cargas excéntricas.	83
3.16. Zapatas inclinadas.	85
3.17. Cimentaciones en suelos expansivos.	85
3.18. Cimentaciones en suelos corrosivos.	88

Capítulo 4.- Resumen de macro y microlocalización.

4.1. Generalidades.	90
4.1.1. Objetivo.	90
4.1.2. Alcance de proyecto.	91
4.1.3. Resumen ejecutivo.	91
4.3. Entorno geográfico.	92
4.3.1. Macro y microlocalización.	92
4.3.1.1. Macrolocalización.	92
4.3.1.2. Microlocalización.	93
4.3.2. Geología regional y de la zona en estudio.	95

4.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.	97
4.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio.	98
4.3.5. Zona urbana.	100
4.4. Reporte fotográfico.	102
4.4.1. Problemática.	111
4.4.2. Estado físico actual.	114
4.5. Alternativas de solución.	117
4.5.1. Planteamiento de alternativas.	117
4.6 Procesos de análisis.	118

Capítulo 5.- Metodología.

5.1. Método empleado.	119
5.1.1. Método matemático.	119
5.2. Enfoque de la investigación.	120
5.2.1. Alcance de la investigación.	121
5.3. Diseño de la investigación.	121
5.4. Instrumentos de recopilación de datos.	122
5.5. Descripción del proceso de investigación.	123

Capítulo 6.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados.

6.1 Planteamiento de dimensión.	125
6.2 Estructuración y modelo.	128

6.2.1. Materiales empleados.	134
6.3. Análisis de cargas y diseño de losas.	135
6.3.1. Métodos de cálculos de losas.	135
6.3.2. Método de coeficientes.	135
6.3.3. Descripción de las losas.	136
6.3.4. Distribución de la retícula.	137
6.3.5. Análisis de carga de la losa.	139
6.3.6. Análisis estructural.	143
6.4. Diseño de vigas.	145
6.4.1. Diseño por flexión.	146
6.4.1.1. Teoría de resistencia última.	146
6.4.2 Descripción de las vigas.	147
6.4.2.1. Especificaciones adicionales.	147
6.4.3. Diseño de vigas por flexión.	148
6.4.4. Diseño por cortante.. . . .	155
6.4.4.1. Método a utilizar.	156
6.4.4.2. Diseño por cortante según el criterio de resistencia última.	156
6.5. Diseño de columnas.	161

6.5.1. Diseño de columnas por flexocompresión biaxial.	163
6.5.2. Diseño de columnas por cortante.	170
6.6. Cimentación.	176
6.6.1. Diseño de zapatas aisladas con carga axial y momento.	179
6.6.1.1. Procedimiento de diseño.	179
6.7. Planos estructurales.	206
Conclusiones.	208
Bibliografía..	211
Anexos.	

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Las estructuras de concreto son importantes hoy en día, ya que facilita al ingeniero civil la construcción rápida y sencilla, ayuda a resolver problemas de análisis y diseño estructural y comportamiento del concreto ya que es lo que conforma a las estructuras de concreto.

En el estado de Michoacán se utilizan mucho las estructuras de concreto para diversas actividades, por ejemplo el almacenamiento de productos agrícolas, y para esto se utiliza una nave industrial.

Al investigar en la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. se encontraron 2 tesis, que sirvieron como apoyo para poder hacer la presente tesis, la primera tesis tiene como título: Análisis y diseño de un edificio de concreto de cuatro niveles para la ampliación del Instituto Morelos secundaria y preparatoria, con autoría de Zoila Lizbeth Sandra Selene Lezcano Álvarez, el objetivo de esta tesis es plantear una alternativa de solución viable al problema de espacios adecuados para salones que existe actualmente en el Instituto Morelos A.C. en las secciones de preparatoria y secundaria, proponiendo la construcción de un edificio de cuatro niveles con espacio para 9 salones de clase, y una biblioteca, ubicado en Uruapan, Michoacán, en septiembre de 2007, se llegó a la conclusión de que es de gran importancia tomar en cuenta todos los factores que afectan un proyecto, ya que todos ellos lo pueden modificar. La segunda tesis tiene como título: Comparativa de comportamiento estructural en acero y en concreto para el edificio 6 de la Universidad Don Vasco, con una autoría de

Brandon Iván Flores Valdovinos e Ignacio Rafael Luna López, con el objetivo de realizar la comparativa del edificio 6 de la Universidad Don Vasco, construido en acero y otro de propiedades geométricas similares construidos en concreto, con la finalidad de conocer ventajas y desventajas de uno y otro en el aspecto estructural, en Uruapan, Michoacán, el 22 de septiembre de 2014, se llegó a la conclusión de que la opción óptima es trabajar con concreto ya que es un material que se encuentra disponible en el mercado local y además existe mayor mano de obra calificada en la región sin necesidad de traerla de fuera.

Al momento de analizar y diseñar un edificio se tienen varios métodos analíticos para estructuras de concreto y es conveniente saber cual conviene utilizar para cada caso.

Planteamiento del problema.

La Universidad Don Vasco nació como una Escuela Secundaria, en el año de 1964, con el nombre de "Instituto Cultural Don Vasco". Al terminar los alumnos de la primera generación, se inició una Preparatoria, en 1967. Y después de que la primera generación terminó la preparatoria, se comenzó con una carrera profesional (Administración de Empresas), en el año de 1971. Después, a través de los años, se siguieron abriendo nuevas carreras, actualmente son 10. En 1988 se hace el cambio de nombre a: "Universidad Don Vasco".

El edificio C es donde se encuentra actualmente la biblioteca. La biblioteca se diseñó originalmente para almacenar un número menor de libros que los que hoy en día tiene que son 46,000. Siendo así que la biblioteca está incumpliendo con la

normativa que pone la UNAM a las bibliotecas que dice: Debe dejarse vacío aproximadamente un 25% de cada entrepaño, para el crecimiento futuro. La biblioteca está saturada, utilizando el 100% de sus estantes sin dejar este vacío de cada entrepaño.

El edificio C es compartido por 3 establecimientos que son: biblioteca, laboratorios de computación y control escolar.

Por consiguiente, ¿Cómo saber que método es mejor para ampliaciones de este tipo de edificio de la biblioteca, sabiendo la importancia que tiene el edificio para la Universidad Don Vasco A.C.?

Debido a todo lo dicho anteriormente, se propone hacer una ampliación para que la biblioteca pueda cumplir con esta normativa.

Objetivo.

Determinar con qué método es más conveniente llevar a cabo el diseño de esta ampliación, para que así también la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. cumpla de mejor manera con su normativa y a tener más capacidad de almacenamiento.

Objetivos particulares.

1. Definir el término concreto.
2. Establecer las resistencias del concreto.
3. Establecer las acciones en el Diseño Estructural.
4. Mencionar los métodos más relevantes para el diseño de estructuras.

5. Establecer con que método se desarrollará el diseño estructural de la ampliación.
6. Analizar la ampliación de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C., con programa SAP 2000.

Pregunta de investigación.

Ya que es de gran importancia saber por cuál método se analizará esta ampliación, ¿Cuál método nos ayudará de mejor manera a diseñar la ampliación del edificio C para cumplir las necesidades que tiene la biblioteca ante la UNAM?

Justificación.

Este proyecto ayudará a todo aquel estudiante de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco, que esté interesado en ampliaciones y/o modificaciones de edificios existentes. También servirá de apoyo para los lectores, aumentando sus conocimientos.

Con la presente tesis se podrá decidir con que método es mejor hacer la ampliación del edificio C.

Se podrá cumplir correctamente con la normativa que tiene la UNAM para bibliotecas del sistema incorporado:

Los pasillos entre la estantería tendrán una amplitud tal para permitir una circulación cómoda entre ellos, tanto para la búsqueda de material como para su acomodo. En la modalidad de estantería abierta se sugiere una distancia en los pasillos de .90 a 2 metros, dependiendo de la intensidad del tráfico y del tipo de colección (por ejemplo

consulta requiere pasillos más amplios por la mayor afluencia); si se ofrece estantería cerrada la distancia mínima entre estantes ha de ser de .60 metros.

Debe dejarse vacío aproximadamente un 25% de cada entrepaño, para el crecimiento futuro.

Marco de referencia.

La universidad está ubicada en el entronque carretera a Pátzcuaro número 1100, Colonia Don Vasco, 60110 en Uruapan del Progreso, Michoacán de Ocampo, México.

El edificio C de la Universidad Don Vasco A.C. tiene tres niveles. El edificio C se utiliza para: biblioteca, laboratorios de computación y control escolar.

El edificio está ubicado en zona urbanizada. Unido a su izquierda mediante un pasillo al edificio 1, colinda a su derecha con un estacionamiento, en frente de este se encuentra la cafetería 1, y atrás se encuentra un terreno de la misma universidad.

CAPÍTULO 1

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO

En este capítulo se explican las características generales del concreto, así como su análisis y diseño. Adicionalmente se explica la forma correcta que debe tomar un edificio y la separación necesaria que debe de tener a un edificio próximo.

1.1 El diseño estructural.

Se puede decir que “el concreto tiene un uso extenso como material de construcción debido a sus muchas características favorables”. (S. Merritt y colaboradores; 1992:8-1)

Con base en lo anterior, se puede mencionar que de las más importantes características es la elevada resistencia-costo. Otra característica es que mientras está plástico, puede ponerse con facilidad dentro de cimbras para generar cualquier figura. Por último el concreto resiste el fuego y resiste la penetración de agua.

Por otro lado, el concreto tiene desventajas como que en casos, el control de calidad no es lo mejor como en otros materiales de construcción, ya que S. Merritt y colaboradores (1992) dicen que el concreto se prepara generalmente en sitio en donde puede que no haya un responsable absoluto de su producción. Hay que mencionar también que el concreto es un material frágil. Su resistencia a la tensión es baja en comparación con su resistencia a la compresión. Esta desventaja puede contrarrestarse reforzando el concreto con acero. El concreto reforzado, tiene las mejores propiedades de cada uno.

Para poder definir “una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada”. (Robles, González; 2005: 13)

Debido a lo anteriormente dicho, según Robles y González (2005), una estructura debe cumplir: la función a la que está destinada, tener un grado razonable de seguridad, tener un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, su costo debe mantenerse dentro de límites económicos, debe satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Según Robles y González (2005), los problemas de diseño no suelen tener una solución única sino una solución razonable. En el proceso del diseño se debe plantear el problema, consecutivamente suponer acciones razonables, después definir dimensiones generales, seguido de esto se ensaya diversas estructuraciones y por último resolver.

“El análisis estructural, es decir, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos”. (Robles, González; 2005: 14)

1.2 Definición del concreto.

“El concreto es realmente una suspensión concentrada de partículas sólidas (agregados) en un líquido viscoso (pasta de cemento), la pasta de cemento a su vez no es un fluido homogéneo y está compuesta de partículas (granos de cemento) en un líquido (agua). Por lo tanto el concreto en estado fresco en una escala macroscópica fluye como un líquido”. (Portugal Barriga; 2003: 2)

1.3 Resistencia a la compresión

La resistencia a compresión del concreto dice G. Nawy (1990) puede lograrse de 14,000 psi (984.29741 kg/cm²) o más, esto depende del tipo de mezcla, las propiedades que componen al agregado, el tiempo y la calidad del curado. Las resistencias mas usuales comercialmente hablando son las que se encuentran en el rango de entre 3,000 (210.9209 kg/cm²) a 6000 psi (421.8417 kg/cm²).

La resistencia a compresión, f'_c se sostiene en cilindros de 6 pulgadas por 12 pulgadas curados bajo criterios normales de laboratorio y comprobados a las 4 semanas de edad a un tipo de carga. En la auténtica estructura la resistencia del concreto es muy posible que no sea la misma que la del cilindro, esto se debe a que la compactación y el curado son diferentes.

Debido a que esta prueba se usa con regularidad, la norma específica que hay dos maneras de que pase la prueba de resistencia, primero, si el promedio de todos los juegos de tres pruebas de resistencia seguidas es igual o mayor a la f'_c y segundo, ninguna prueba individual de resistencia cae por debajo del f'_c , necesitada por más de 500 psi (35.1535 kg/cm²). La resistencia promedio del concreto para la que deba diseñarse alguna mezcla de concreto debe ser mayor de f'_c .

Debe hacerse hincapié que el f'_c de diseño no será la resistencia promedio de cilindro sino de acuerdo con la resistencia mínima de cilindro posible.

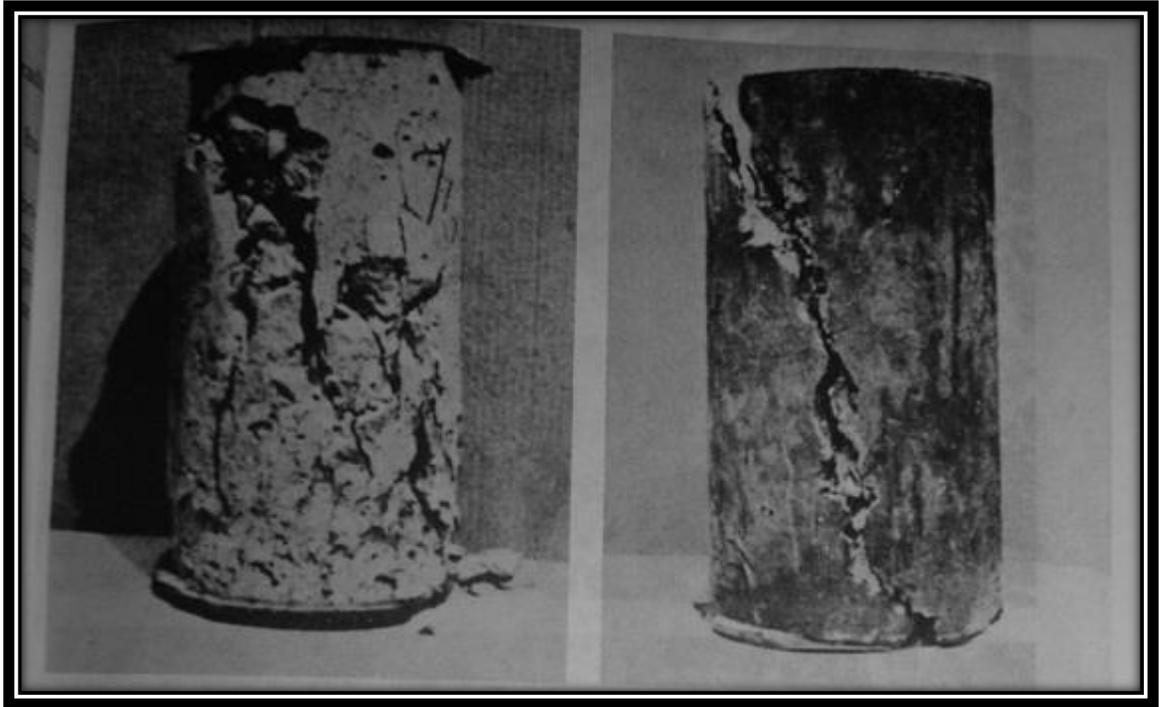


Figura 1.1 Cilindros de concreto probados a la falla en compresión

Fuente: G. Nawy; 1990: 45.

1.4 Resistencia a la tensión

“La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión f_{ct} es $0.10f'_c < f_{ct} < 0.20f'_c$ ”. (G. Nawy; 1990: 45)

Concordando con G. Nawy es más problemático medir la resistencia a tensión que a compresión debido a los problemas de agarre con las máquinas de prueba. Hay varios métodos para poder calcular la tensión, el que más se usa es la prueba de rotura.

Para el diseño de miembros sujetos a flexión, se utiliza el valor del módulo de ruptura f_u , en lugar de la resistencia de rotura. El módulo de ruptura se mide trayendo

a la falla traves de concreto de 6 pulgadas cuadradas de sección transversal con una crujía de 18 pulgadas y cargadas en sus tercios de la crujía. El módulo de ruptura tiene un valor mayor que la resistencia de rotura. De acuerdo con el ACI, especifica un valor de $7.5\sqrt{f'_c}$ para el módulo de ruptura del concreto de peso normal.

La mayoría de las veces, el concreto ligero tiene una resistencia menor a la tensión que el concreto de peso normal. En seguida se muestran las condiciones de la norma para el concreto ligero:

1. Si la resistencia de rotura f_{ct} se especifica.

$$f_c = 1.09f_{ct} \leq 7.5\sqrt{f'_c}$$

2. Si f_{ct} no es especificada, utilice un factor de 0.75 para cualquier concreto ligero.

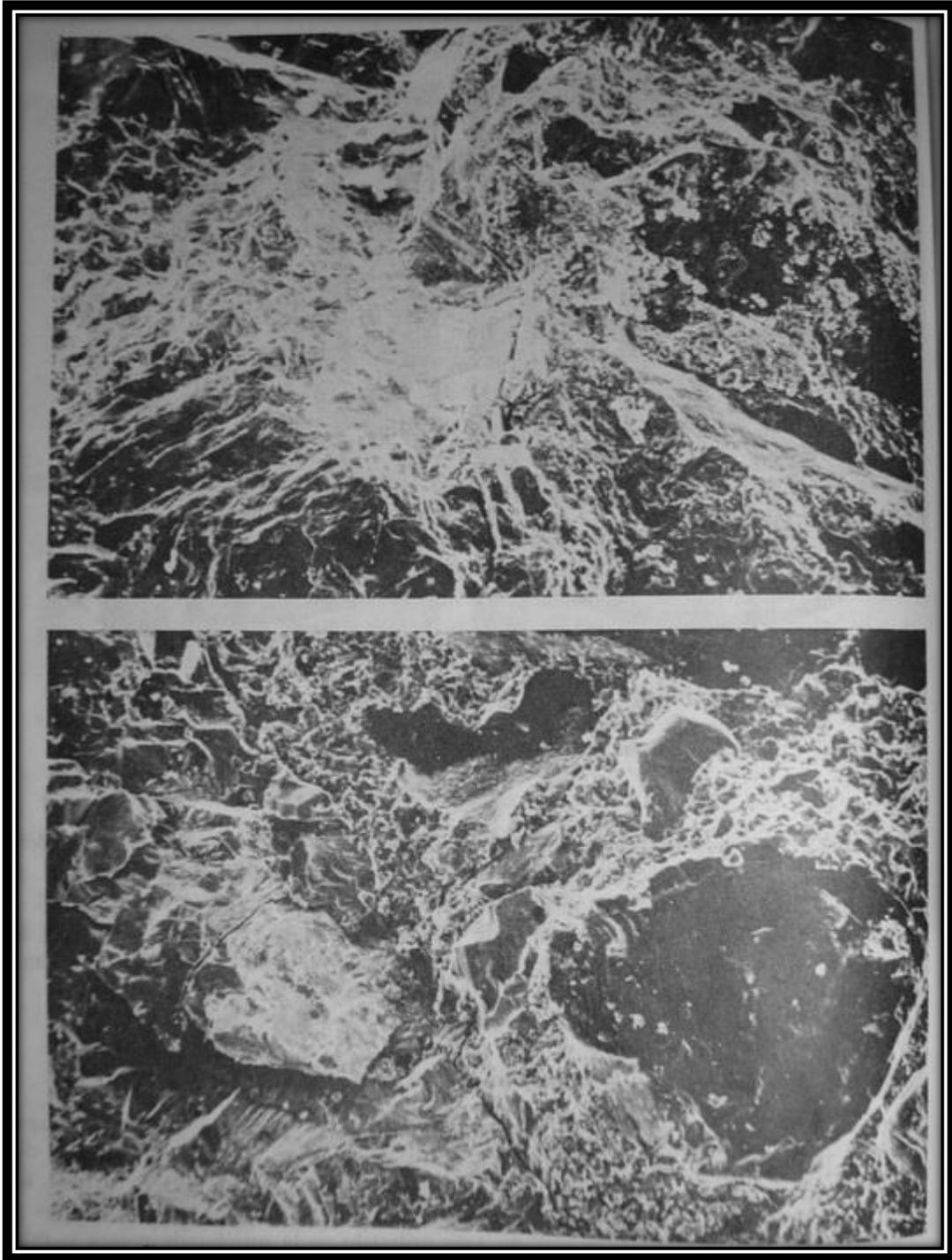


Figura 1.2 Fotografías microscópicas del concreto de los especímenes de la figura anterior.

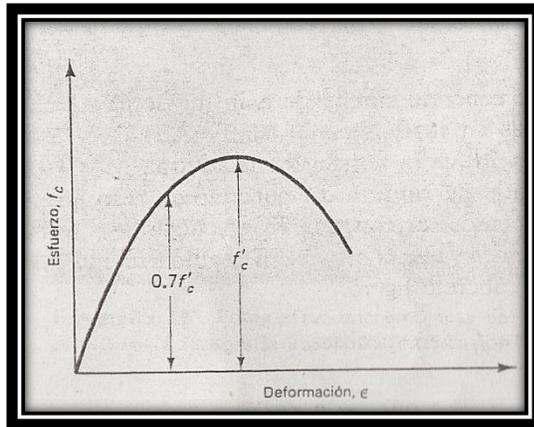
Fuente: G. Nawy; 1990: 45.

1.5 Resistencia al cortante.

La resistencia al cortante es complicada de determinar ya que es difícil de aislar de otros esfuerzos. Debido a esto hay variaciones en la literatura que va desde un 20% de resistencia a compresión bajo carga normal hasta un 85% bajo cortante directo en combinación con la compresión. Los esfuerzos cortantes se les designan valores bajos para proteger al concreto de una falla por tensión diagonal, todo esto según G. Nawy (1990).

1.6 Curva esfuerzo-deformación.

La grafica 1.1 describe una curva normal de esfuerzo-deformación traída de resultados de pruebas con cilindros de concreto sometidos a compresión uniaxial por un tiempo determinado. Como explica G. Nawy (1990). La primera fase de la curva, que es hasta el 40% de esta, se puede decirse que tiene un comportamiento lineal para todos los casos. Después del 70% de la curva del esfuerzo de falla, el concreto pierde rigidez, con esto se hace más grande la curvatura de la gráfica. Bajo la carga última, se puede ver con facilidad grietas acorde a la dirección de la carga. La grafica 1.2 describe las curvas esfuerzo-deformación para concretos de varias resistencias reportadas por la Asociación del Cemento Portland (PCA). Puede verse que entre más bajo se comporte la resistencia del concreto, mayor será la deformidad de la falla, la longitud lineal inicial crece con el aumento de la resistencia a la compresión del concreto y existe una disminución en la ductilidad con la resistencia aumentada.



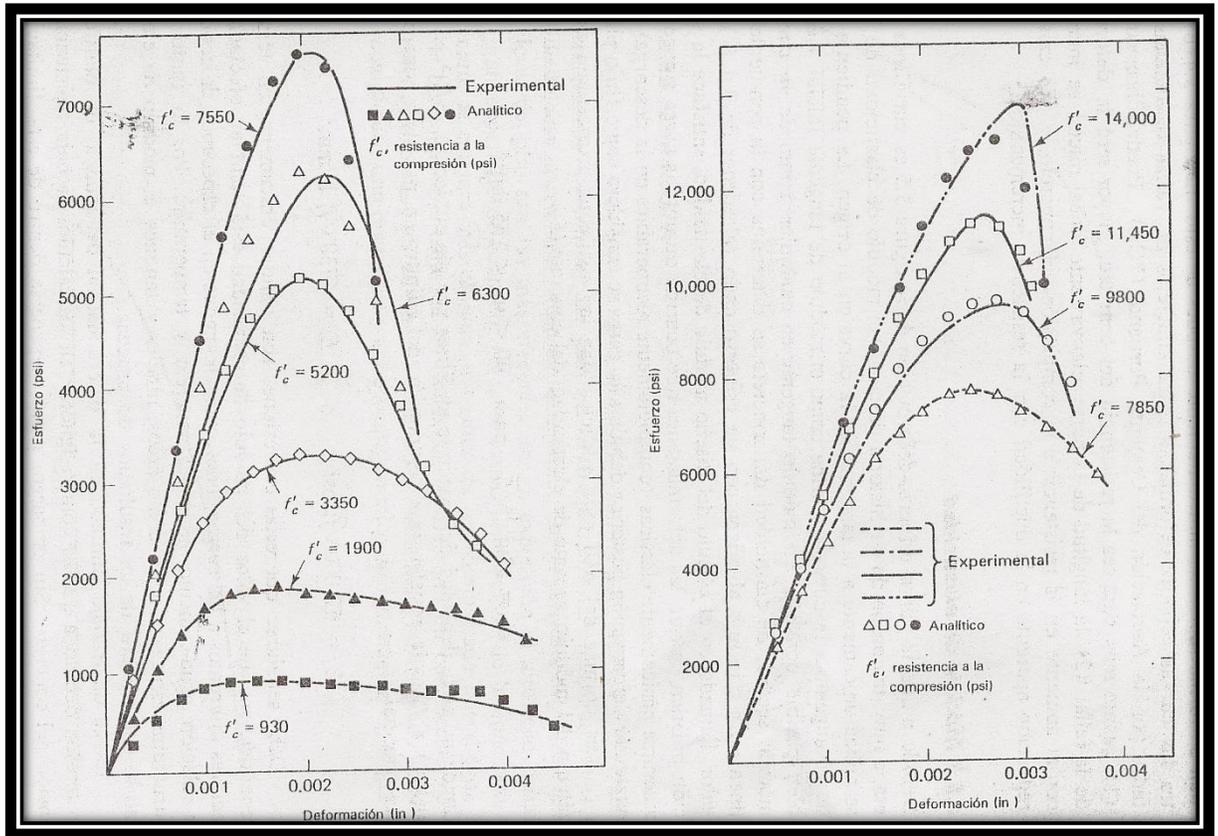
Grafica 1.1 Curva típica esfuerzo deformación del concreto

Fuente: G. Nawy ; 1990: 48

1.7 Módulo de elasticidad.

Ya que la curva esfuerzo-deformación de la gráfica 1.3 es curvilínea a una etapa muy pronta de su historia de carga, el módulo de elasticidad de Young se emplea únicamente a la tangente de la curva en el origen. La inclinación inicial de la tangente a la curva se le conoce como el módulo de la tangente inicial y también se pueden realizar un módulo tangente en cualquier punto de la curva concordando con G. Nawy (1990).

“El módulo secante de elasticidad del concreto se determina con la pendiente de la línea recta que une al origen con un esfuerzo dado (alrededor de $0.4 f_c$)”. (G. Nawy; 1990: 50)



Gráfica 1.2 Curvas esfuerzo-deformación para varias resistencias de concreto

Fuente: G. Nawy; 1990: 49

Este valor, el módulo de elasticidad, según el mismo autor satisface la teoría de que al retirar las cargas aplicadas el material regresa a su estado original y que cualquier deformidad posterior debida a la carga se trata como flujo plástico y ya no vuelve a su estado original.

Las normas del ACI para edificios dan las siguientes expresiones para el cálculo del módulo secante de elasticidad del concreto (E_c).

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ para } 90 < w_c < 155 \text{ lb/ft}^3$$

Donde w_c es la densidad del concreto en libras por pie cúbico ($1lb/ft^3 = 16.02 kg/m^2$) y f'_c es la resistencia a compresión. Para concreto de peso normal.

$$E_c = 5700\sqrt{f'_c} \text{ psi} \quad \text{o} \quad E_c = 4730\sqrt{f'_c} \text{ N/mm}^2$$

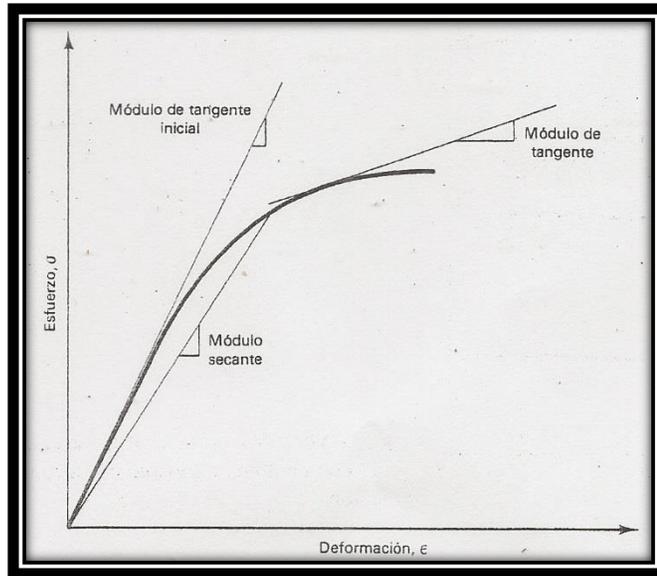
$$E = 14000\sqrt{f'_c} \text{ para concreto clase 1}$$

$$E = 11000\sqrt{f'_c} \text{ para concreto clase 1 con agregado grueso calizo}$$

$$E = 8000\sqrt{f'_c} \text{ para concreto clase 2}$$

Debe subrayarse que estas expresiones son válidas únicamente para términos generales, debido a que el módulo de elasticidad está también afectado por otros factores, como la humedad del ejemplar del concreto, la relación agua-cemento, edad del concreto y temperatura. Por lo tanto dice G. Nawy (1990), para estructuras especiales como arcos, túneles y tanques, el módulo de elasticidad dependerá de los resultados de las pruebas.

Existe un trabajo escaso en la determinación del módulo de elasticidad en tensión ya que es frecuente omitir en los cálculos la baja resistencia en tensión del concreto. Pero, puede suponerse que el valor del módulo de tensión es igual al de compresión.



Gráfica 1.3 Módulo tangente y secante del concreto.

Fuente: G. Nawy; 1990: 51

1.8 Contracción.

Con base en lo dicho por G. Nawy (1990), existen dos tipos básicos de contracción: contracción plástica y contracción por desecación. La primera transcurre durante las primeras horas después de colocar el concreto fresco en los moldes. Las superficies expuestas como las losas debido a que tienen una gran superficie de contacto son las más afectadas por la exposición del aire seco. En tales situaciones, la saturación de la superficie de concreto se evapora más rápido antes de ser reemplazada por el agua que sale fuera del propio concreto. El segundo tipo de contracción tiene lugar después de que el concreto ha conseguido su fraguado final.

La contracción por desecación se debe a la reducción del volumen de cualquier elemento de concreto. Lo contrario a esto es lo que se le conoce como esponjamiento y es el aumento del volumen de cualquier tipo de elemento de concreto debido a la

absorción del agua. De otra manera, dice el mismo autor, la contracción y el esponjamiento son el movimiento dentro o fuera del elemento de concreto debido a las diferencias en los niveles de saturación entre el elemento y el medio, exceptuando la carga externa.

La contracción no es un procedimiento del todo reversible. Si un elemento de concreto se satura con agua después de haber sido contraído, éste no regresara a su volumen original. La grafica 1.4 relaciona el aumento en la deformación por contracción respecto al tiempo. La relación se reduce con el tiempo debido a que los concretos más viejos son más resistentes a esfuerzos y debido a esto presentan menos contracción.

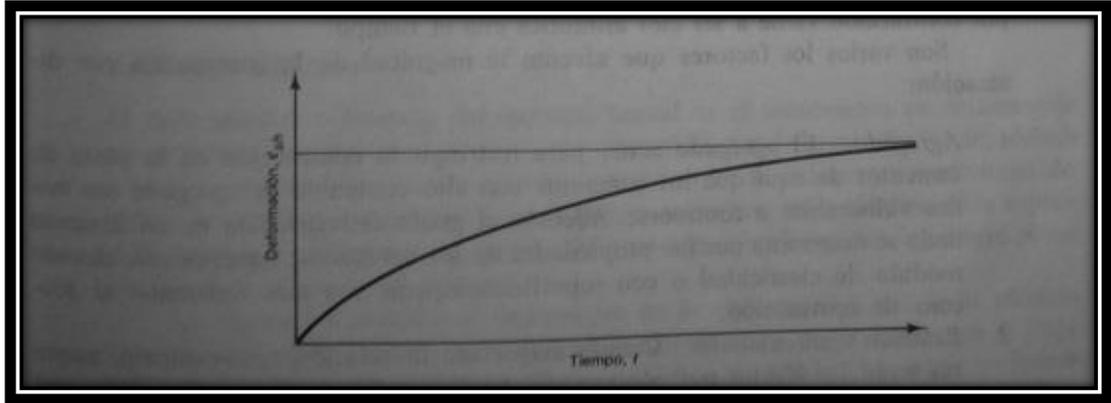
Se tienen varios factores que afectan a la contracción desecación:

1. Agregado. El agregado ayuda a restringir la contracción en el cemento, debido a esto se dice que el concreto con mucho agregado tiene menos facilidad de tener contracción. Adicionalmente, lo que determina que tanta restricción tiene un concreto se debe a las propiedades de los agregados, aquellos con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.
2. Relación agua-cemento. Entre más grande sea la relación agua-cemento mayor será la contracción. La gráfica 1.5 relaciona el contenido de agregado con la relación agua-cemento.
3. Dimensión del elemento de concreto. Así como la relación, la magnitud se reduce con un incremento en el volumen del elemento de concreto. Pero la durabilidad de la contracción es más larga para grandes miembros ya que

se ocupa más tiempo para que el secado consiga alcanzar las zonas internas. Pudiera ocuparse 1 año para que el procedimiento de desecación empiece a una profundidad de 10 pulgadas de la cara expuesta y de 10 años para 24 pulgadas bajo la cara externa.

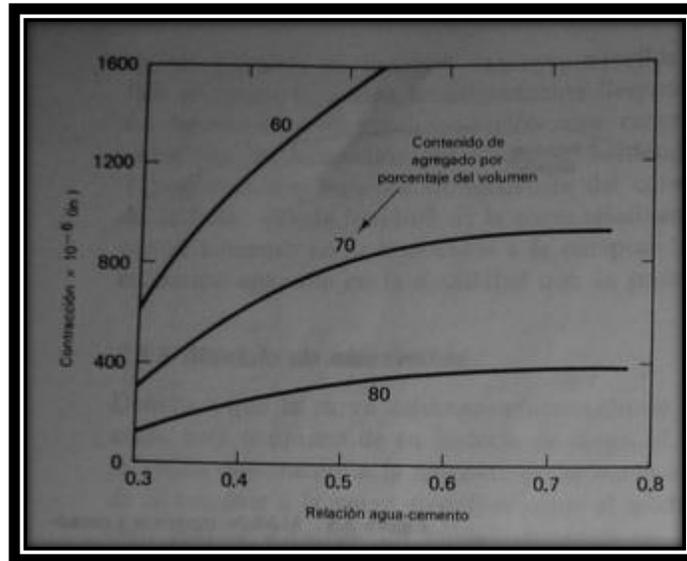
4. Condiciones del medio ambiente. La saturación referente al medio afecta en gran medida la magnitud de la contracción, la relación de la contracción es más disminuida a condiciones altas de saturación relacionada. Otro componente es la temperatura del medio ambiente, en la que la contracción se estabiliza a temperaturas menores.
5. Cantidad de refuerzo. El concreto reforzado se contrae menos que el concreto simple, la desigualdad conforme es función del porcentaje de refuerzo.
6. Aditivos. Este efecto cambian dependiendo del tipo de aditivo. Un acelerante como el cloruro de calcio, empleado para apresurar el endurecimiento y fraguado del concreto, incrementa la contracción. Las puzolanas (rocas volcánicas muy fragmentadas y constitución basáltica) pueden incrementar la contracción por desecación.
7. Tipo de cemento. Se tienen cementos de endurecimiento rápido que se contraen más que otros tipos, en cambio los cementos compensadores de contracción disminuyen o suprimen el agrietamiento por contracción si se usan junto con el refuerzo.
8. Carbonatación. La contracción por carbonatación se llega a dar por la reacción del dióxido de carbono que se encuentra en la atmosfera y el dióxido de carbono que está en el cemento. La cantidad de la contracción

combinada cambia en función de la persistencia de ocurrencia de los procedimientos de carbonatación y desecación. Si los dos fenómenos se dan al mismo tiempo, se dará menos contracción.



Gráfica 1.4 Curva contracción-tiempo.

Fuente: G. Nawy; 1990: 51



Gráfica 1.5 Efecto de la relación agua-cemento y del contenido de agregado en la contracción.

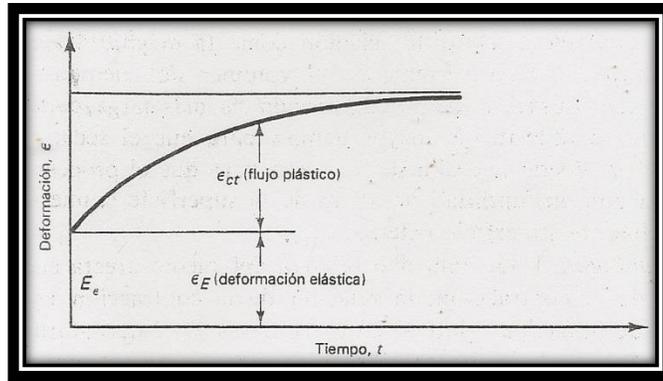
Fuente: G. Nawy; 1990: 52

1.9 Flujo plástico.

“El flujo plástico o fluencia del material lateral es el incremento en deformación respecto al tiempo debido a una carga sostenida. La deformación inicial debida a la carga es la deformación elástica, mientras que la deformación adicional debida a la misma carga sostenida es la deformación de flujo plástico”. (G. Nawy; 1990: 53)

Respecto a lo anterior dicho por G. Nawy (1990), la gráfica 1.6 indica el aumento en la deformidad por flujo plástico relativo al tiempo, y como en la contracción, el flujo plástico se reduce con el tiempo. El flujo plástico no se consigue ver de manera directa y solo se consigue describirse restando la deformación elástica y la deformación por contracción a la deformación total. A pesar de que el flujo plástico y la contracción no

son manifestaciones independientes, puede considerarse válida la superposición de deformaciones.



Gráfica 1.6 Curva deformación-tiempo.

Fuente: G. Nawy; 1990: 54

$$\text{deformación total } (\epsilon_t) = \text{deformación elástica } (\epsilon_e) + \text{flujo elástico } (\epsilon_c) + \text{contracción } (\epsilon_{sh})$$

Se presenta a continuación un ejemplo de los valores numéricos de deformación debido a los tres agentes anteriores para el modelo de concreto normal con una compresión de 900 psi (63.2763 kg/cm²):

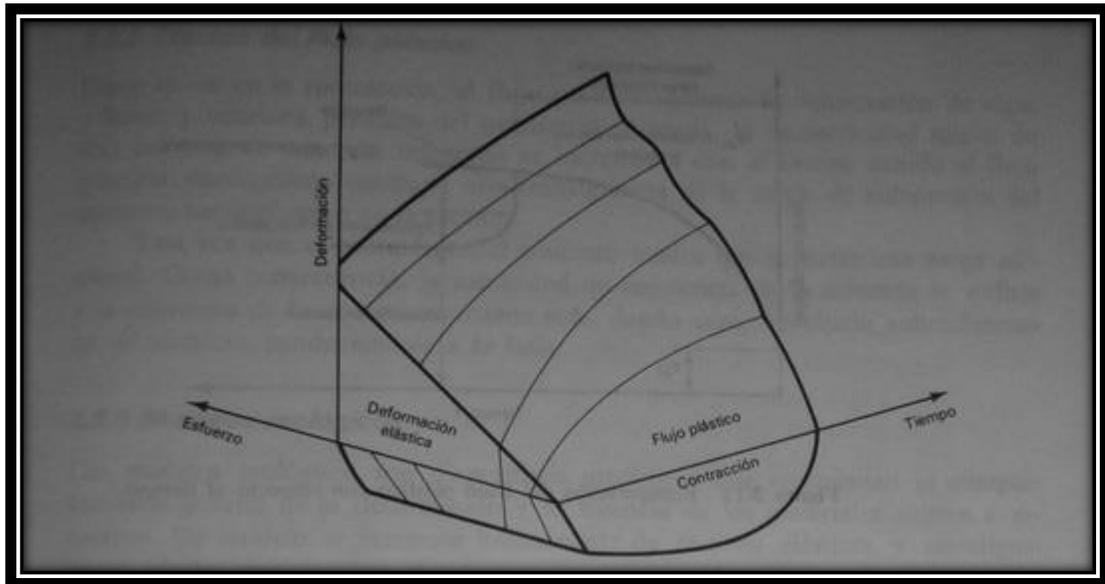
$$\begin{aligned} \text{Deformación elástica inmediata, } (\epsilon_e) &= 250 \times 10^{-6} \text{ in-in} \\ \text{Deformación por contracción después de 1 año, } (\epsilon_{sh}) &= 500 \times 10^{-6} \text{ in-in} \\ \text{Deformación por flujo plástico después de 1 año, } (\epsilon_c) &= 750 \times 10^{-6} \text{ in-in} \end{aligned}$$

$$\epsilon_t = 1500 \times 10^{-6} \text{ in-in}$$

Estos valores referentes señalan que las relaciones esfuerzo-deformación para cargas de poca durabilidad en un tipo tridimensional los tres tipos de deformación analizadas que son efectos de esfuerzos de compresión sostenidos y por contracción. Ya que el flujo plástico dice el mismo autor, está supeditado al tiempo, este tipo debe

de quedar de tal manera que sus ejes ortogonales deban ser deformación, esfuerzo y tiempo.

Ya que se han hecho demasiadas pruebas se puede demostrar que la deformación por flujo plástico es proporcional a los esfuerzos concentrados, pero esta proporcionalidad solo aplica para niveles bajos de esfuerzo. El límite superior de la relación no se puede obtener de una manera precisa pero oscila entre 0.2 y 0.5 de resistencia última f'_c . Este rango se determinó debido a las microgrietas que se generan alrededor del 40% de la carga última.

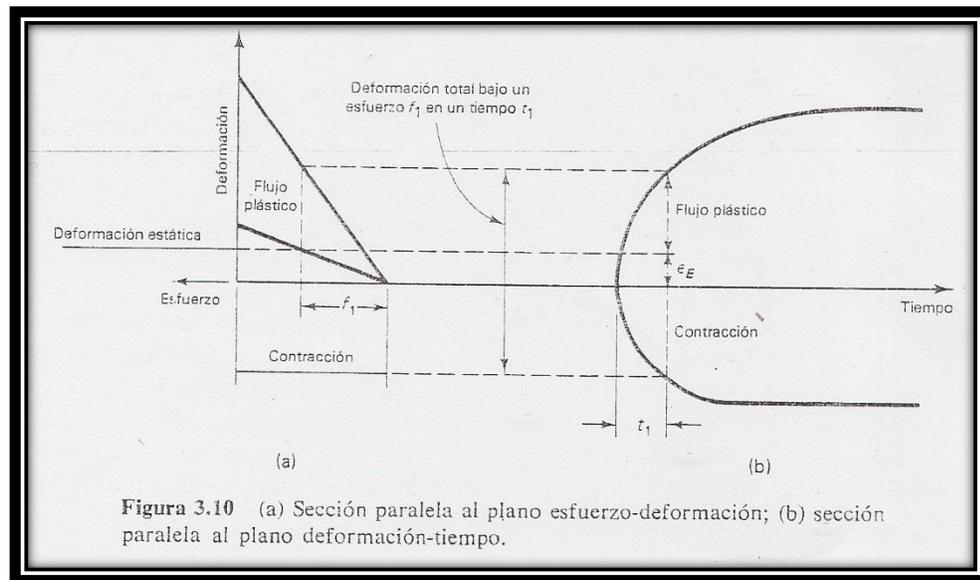


Gráfica 1.7 Modelo tridimensional del comportamiento estructural respecto al tiempo.

Fuente: G. Nawy; 1990: 55

La gráfica 1.8 expone una sección de manera tridimensional de la gráfica 1.5 paralela al plano que tiene los ejes de esfuerzo y deformación en un tiempo t_1 . Esto señala que así como la deformación elástica como la del flujo plástico son linealmente

proporcionales a los esfuerzos aplicados. De manera parecida, en la misma gráfica 1.8 exhibe una sección paralela al plano que tiene los ejes de tiempo y deformación en un esfuerzo f_1 ; de esto que demuestra las relaciones habituales de flujo plástico-tiempo y contracción-tiempo.

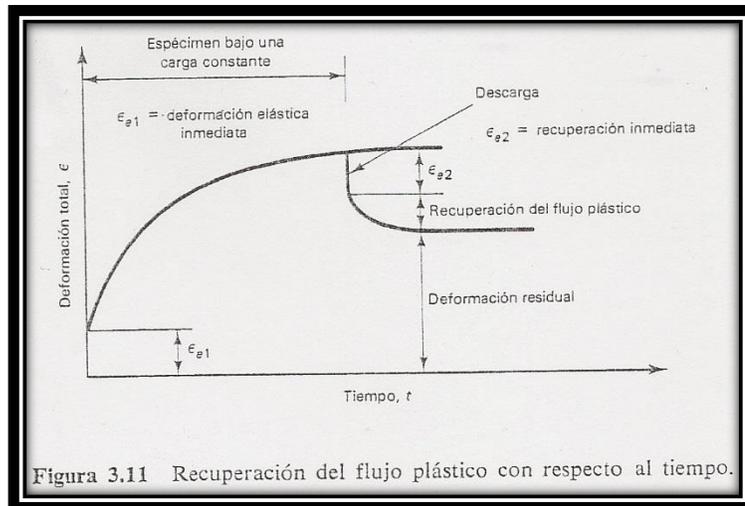


Gráfica 1.8 Sección paralela al plano esfuerzo-deformación y sección paralela al plano deformación-tiempo.

Fuente: G. Nawy; 1990: 55

Así como en la contracción, el flujo plástico no es enteramente reversible. Si un prototipo de concreto se descarga después de haber estado bajo una carga sostenida, se consigue una recuperación elástica rápida que es menor que la deformación obtenida por la carga. La recuperación rápida es continua por una reducción paulatina en deformación, nombrado recuperación por flujo plástico. La magnitud depende del tiempo que tenga el concreto cuando se carga, con concretos con más edad se

manifiestan mayores recuperaciones por flujo plástico, entretanto las deformaciones residuales que llegan a ser detenidos en el elemento estructural. (Gráfica 1.9)



Gráfica 1.9 Recuperación del flujo plástico con respecto al tiempo.

Fuente: G. Nawy; 1990: 56

El flujo plástico se relaciona de manera angosta con la contracción ya que un concreto resistente a la contracción también tiene propensión baja al flujo plástico, ya que ambas manifestaciones se vinculan con la pasta de cemento hidratada. De esto dice el mismo autor el flujo plástico está influido por la constitución del concreto, las características del medio ambiente y el tamaño del modelo, pero primordialmente el flujo plástico depende de la carga en función del tiempo.

La constitución del modelo de concreto puede determinarse de manera sustancial por la relación agua-cemento, tipo del agregado y del cemento y por la composición de agregado y cemento. Por consiguiente, así como en la contracción, un aumento en la relación agua-cemento y en la composición del cemento hará que incremente el flujo plástico. Por otro lado, de igual manera como en la contracción, el

agregado da un resultado de restricción de tal forma que un incremento en la composición del agregado disminuirá el flujo plástico.

1.10 Efectos del flujo plástico.

El flujo plástico incrementa la deformidad en trabes y losas, como consecuencia provoca pérdidas del presfuerzo. En adición, según G. Nawy (1990), la excentricidad inicial de una columna de concreto reforzado se aumenta con el tiempo por el flujo plástico, debido a esto se produce una transferencia de la carga de compresión del concreto al acero en la sección.

Ya que el acero fluya, el concreto deberá sostener una carga aparte. Como resultado, la capacidad de resistencia de la columna disminuye y la curvatura de la columna se incrementa, como consecuencia se producen sobrefuerzos en el concreto, guiándola a la falla.

1.11 Las acciones.

Las acciones primordiales a las que está sometida una estructura, según Robles y González (2005), son: cargas estáticas por el peso propio de la estructura, cargas vivas y cargas constantes, cargas por viento, por sismo y por la acción repetida de cargas vivas. Las deformaciones de las estructuras debido a los asentamientos, contracciones, flujo plástico y cambios de temperatura.

Al estimar las acciones, dicen los mismo autores es vital suponer las circunstancias más perjudiciales para la estructura pueda llegar a tener. Para poder hacer un análisis detallado sería necesario saber las intensidades y distribuciones de las cargas a través de su vida útil, algo muy difícil de lograr.

Al ser el caso del diseño estructural se ha recalcado en el desarrollo de procedimientos de análisis de estructuras, pero solo se han hecho análisis limitados de valores posibles de las cargas que se ejercen. En esta parte se cometen los peores errores y donde el conocimiento es limitado, concordando con los mismos autores.

La estimación de las cargas debido al peso propio puede hacerse con cierta precisión: los errores no pasaran del 20 por ciento, si se ha tomado las medidas adecuados respecto a los volúmenes de los materiales y los pesos volumétricos.

Sobre el caso de la carga viva, los errores de estimación pueden llegar a ser del 100 por ciento o más grande. La carga viva está establecida en todos los reglamentos como carga uniformemente repartida, donde puede variar las intensidades debido al uso que se le dé. Estos valores iguales establecidos se fundamentan en estudios exiguos. Los impactos de las cargas iguales en la estructura pueden ser muy diferentes de los impactos de las cargas reales.

La estimación de las cargas laterales por viento y sismo está sometida a un mayor grado de incertidumbre. Es muy fácil llegar a errores mucho más grandes que los anteriores en la estimación de las consecuencias de estas acciones.

Ya que el conocimiento que se tiene ahora está algo limitado, solo se espera, con base en la práctica, se determine un tipo de carga el cual esté sujeto a métodos apropiados de diseño y construcción, de una estructura que se comporte de manera adecuada.

1.12 El análisis de estructuras de concreto.

El análisis es muy importante ya que Robles y González (2005) comentan que se necesita valorar las acciones interiores en las diferentes partes de la estructura. Para esto es imperativo conocer o suponer la relación esfuerzo-deformación.

Un ejemplo muy común para analizar una estructura es considerarla como integrada por varios marcos planos en dos direcciones. De esta manera según los mismos autores se disminuye el dilema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Adicionalmente, se considera que las características mecánicas están concentradas a lo largo de sus ejes.

La hipótesis más sencilla que puede realizarse para relacionar carga y deformación, es suponer una dependencia lineal, el análisis elástico de estructuras se basa en esta hipótesis según Robles y González (2005).

Una hipótesis, es la de suponer que las acciones interiores, llegado a un valor crítico de la acción, son independientes de las deformaciones, en esta hipótesis se fundamenta el análisis límite. En este se tratan de conseguir los valores de las acciones en las que la estructura se vuelve inestable.

Se tienen otros análisis más rigurosos, con hipótesis menos sencillas que las anteriores, que se acercan más a la realidad. Ya que es mayor su rigurosidad, son más trabajosos, pero con la ayuda de computadoras se emplearán más.

1.13 Diseño por estados límites.

La gran parte de los reglamentos de construcción de hoy en día, como el del Distrito Federal, el del Comité Euro-Internacional del Concreto, los Eurocódigos

empleados en los países de la Unión Europea y el de Canadá, decretan preceptos para el diseño de estructuras fundamentas en el concepto de estados limite.

1.13.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

“Se consideran dos categorías de estados límites: los de falla y los de servicio. Los de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros. Los estados límite de servicio tienen lugar cuando la estructura a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad de soportar cargas”.
(Robles y González; 2005: 24)

Para revisar la seguridad de una estructura, de acuerdo con Robles y Cuevas (2005) se debe comprobar que la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura entera, sea más grande que las acciones que ejercen sobre los elementos o sobre la estructura. Esta comprobación se realiza siguiendo un procedimiento que se presenta a continuación.

- a) Inicialmente se establecen las acciones que trabajan sobre la estructura, las que se catalogan como permanentes que son cargas muertas, variables que son cargas vivas y accidentales tales como el sismo y viento.
- b) Se calculan, mediante un análisis estructural, los efectos de las acciones sobre la estructura, es decir, los valores de las fuerzas axiales y cortantes y de los momentos flexionantes y torsionantes que se ejercen en diferentes secciones de la estructura. Estos valores se llaman acciones internas S.

- c) Las fuerzas se multiplican por factores de carga F_C , para conseguir las fuerzas internas de diseño. Cuando se utilizan métodos lineales de análisis estructural, se consigue la misma solución multiplicando las acciones por los factores de carga antes de comenzar con el análisis.
- d) Se calculan las resistencias nominales, R de cada elemento de la estructura, y se multiplican por los factores reductivos, F_R , para obtener las resistencias de diseño.
- e) Se comprueba que las resistencias de diseño $F_R R$, sean iguales o mayores que las fuerzas internas de diseño, $F_C S$. Esta comprobación, que conforma el criterio básico de verificación de la seguridad de una estructura, según el Reglamento del Distrito Federal, puede mostrarse de la siguiente manera:

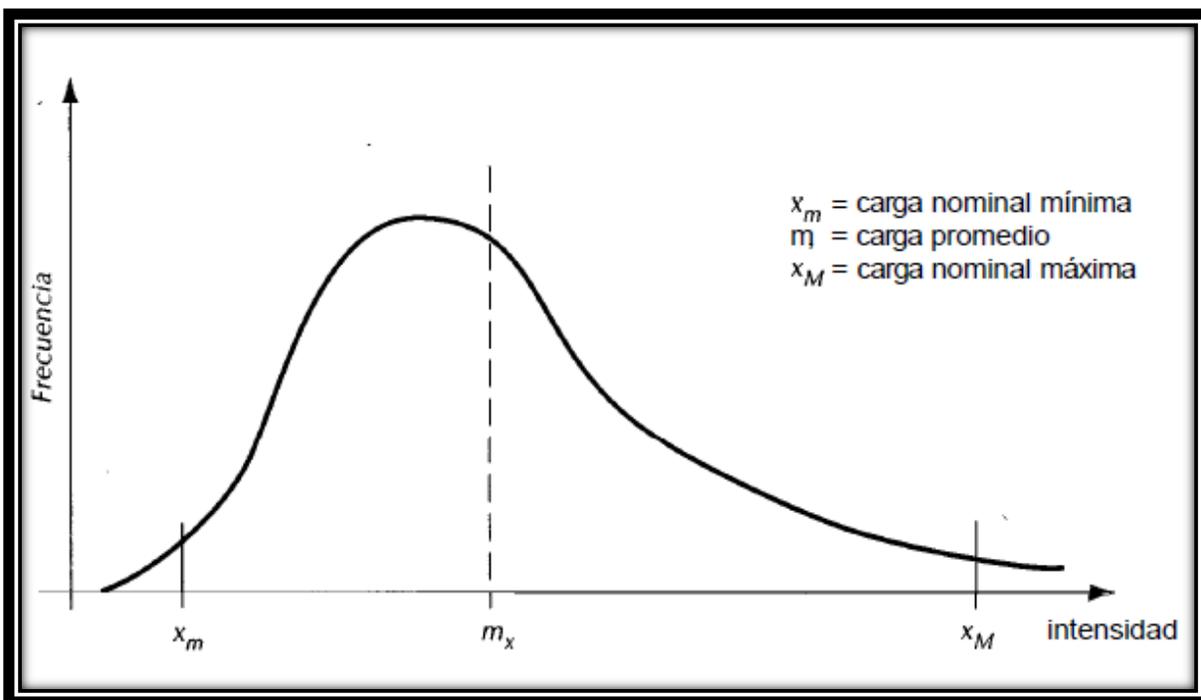
$$\frac{\text{Fuerza interna de diseño}}{F_C S} \leq \frac{\text{Resistencia de diseño}}{F_R R}$$

Se dijo que en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal las acciones se clasifican en permanentes, variables y accidentales.

Las acciones permanentes y variables tienen distribuciones de frecuencia como la mostrada en la gráfica 1.10. Se han marcado en ella tres valores de las intensidades de las acciones: una intensidad máxima nominal, x_M , la cual es la que su probabilidad de ser rebasada es de dos por ciento, es decir, que es un valor máximo posible de la carga, una intensidad nominal mínima, x_m , la cual su probabilidad de ser alcanzada es de dos por ciento, es decir, un valor mínimo

posible de carga y la intensidad promedio, m_x . Como se observa, las intensidades nominales máxima y mínima pueden ser muy distintas de la intensidad promedio.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal emplea estos conceptos de intensidad máxima e intensidad mínima para implantar las acciones de diseño permanentes y variables. Por su parte, las permanentes, fija establecer un valor máximo posible de su intensidad considerando la variación de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras características importantes de los materiales, salvo cuando la consecuencia de la acción permanente sea beneficioso a la estabilidad de la estructura, entonces se debe utilizar la intensidad mínima posible.



Grafica 1.10 Distribución de frecuencias de las cargas.

Fuente: Robles y González; 2005: 25.

1.14 Forma del edificio en planta.

Ciertas características de la figura en planta del edificio, según Bazán y Meli (2002), provocan una respuesta sísmica poco favorable y tienen que evitarse. Dentro de estas características lo primordial es la asimetría de la planta, la que propende a producir vibraciones torsionales del edificio, debido a lo anterior, se tienen que evitar figuras como las señaladas en la figura 1.3. A pesar de que es viable quitar o disminuir la vibración torsional a través de una repartición de componentes resistentes que hagan encajar el baricentro con el centro de torsión (figura 1.4), habitualmente esto conlleva concentraciones de fuerzas en determinadas regiones de la planta y vibraciones locales que son complicadas de calcular. Otra solución viable para los problemas de las plantas asimétricas es la división del edificio en partes independientes y regulares a través de juntas de construcción (también denominadas juntas sísmicas) (figura 1.5). Pero, cabe señalar que la separación que se debe respetar entre las partes adyacentes es importante y da serios problemas en el diseño de los elementos de conexión que son imperativos para admitir el paso entre uno y otro cuerpo. Otra manera de solucionar los problemas de asimetría de la planta es a través de elementos estructurales exteriores que unan los diferentes cuerpos del edificio y que lo conviertan más simétrico (figura 1.6).

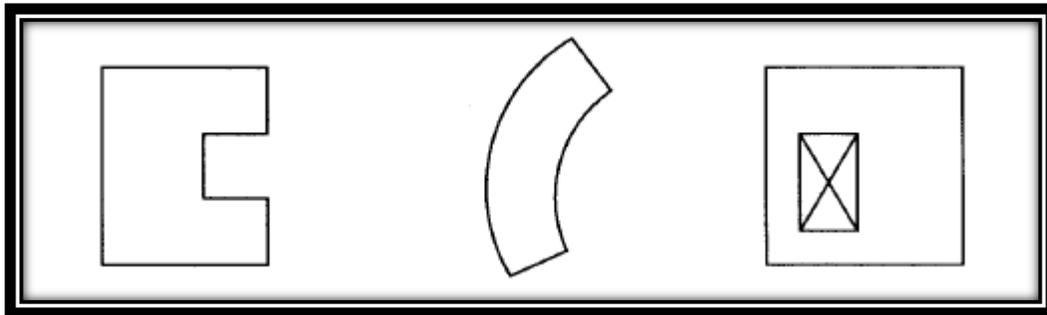


Figura 1.3 Figuras asimétricas en planta que no son deseables por producir vibración torsional

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 177

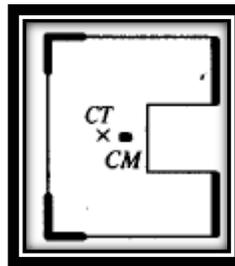


Figura 1.4 Repartición correcta de elementos rigidizantes para hacer que encajen centro de masa y centro de torsión.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 177

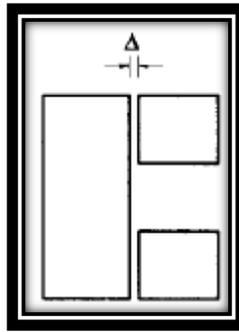


Figura 1.5 División en cuerpos simétricos a través de juntas sísmicas.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 177

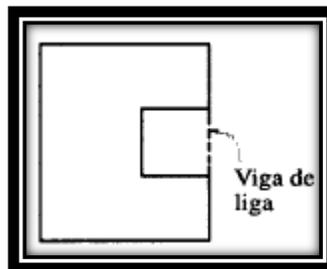


Figura 1.6 Vigas de liga entre salientes.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 177

Otra característica que hay que evitar en la planta del edificio, de acuerdo a los mismos autores, es la aparición de alas muy alargadas como en las situaciones que se muestran en la figura 1.7. Esto propende a realizar que las alas vibren en dirección diferentes, con lo que se crean fuertes concentraciones de solicitaciones en las esquinas interiores de la planta (figura 1.8). Para solucionar estos problemas se puede utilizar nuevamente la división de la planta en partes independientes y cortos o tiene que proporcionar gran rigidez a los extremos de las alas y fortalecer atentamente las esquinas interiores, como se ilustra en la figura 1.9 y 1.10.

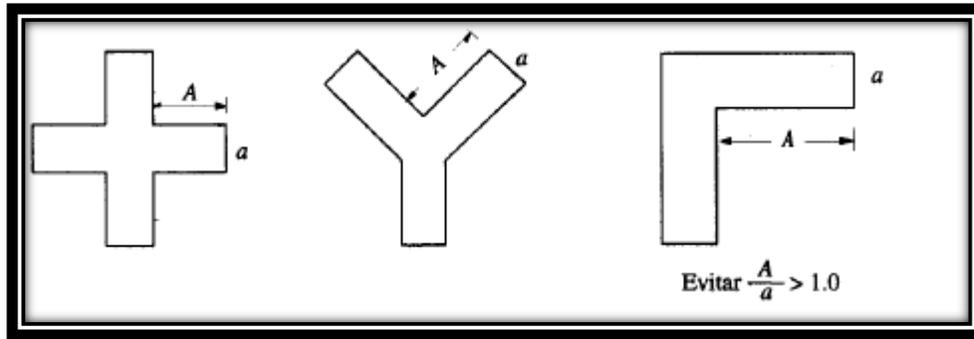


Figura 1.7 Plantas con alas muy largas.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 178

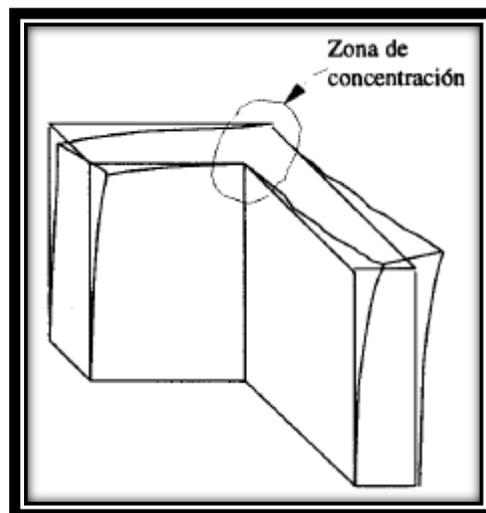


Figura 1.8 Vibración en direcciones diferentes de alas de edificios.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 178

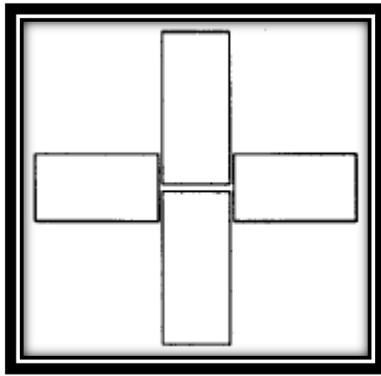


Figura 1.9 Separación con juntas sísmicas.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 178



Figura 1.10 Rigidización de los extremos de las alas y refuerzo en las esquinas entrantes.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 178

También es aconsejable, dicen los mismos autores, intentar que las plantas no sean muy alargadas. Entre mayor es la longitud del edificio, mayor es la posibilidad de que ejerzan sobre su base movimientos que sean distintos en un extremo y otro de la planta (figura 1.11), sin embargo el problema primordial de las plantas muy alargadas es que la flexibilidad del sistema de piso puede producir vibraciones considerables en

planta (figura 1.12), las que aumentan en gran medida las solicitaciones en la parte central del edificios. Tienen que evitarse, en consecuencia, casos como las señaladas en la figura 1.13 y, en caso de que no se pueda, tomar alguna de las soluciones planteados en la figuras 1.14, 1.15 y 1.16 (en específico, prestar atención a la distribución uniforme de las rigideces transversales y utilizar sistemas de piso muy rígidos en su plano).

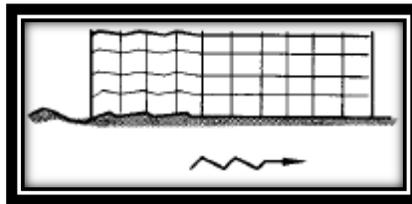


Figura 1.11 Movimiento distinto del suelo en diferentes apoyos.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179



Figura 1.12 Deformación de la planta del edificio.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179

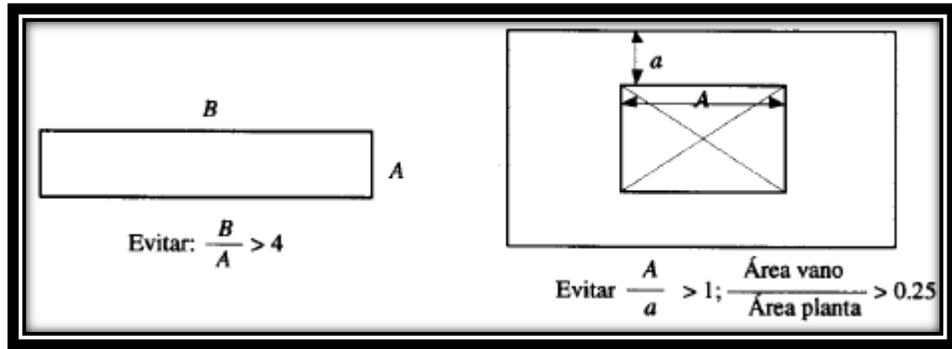


Figura 1.13 Límites aconsejables para los lados de una planta

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179



Figura 1.14 Separación con juntas sísmicas.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179



Figura 1.15 Repartición uniforme de elementos resistentes transversales y sistema de piso rígido en planta.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179

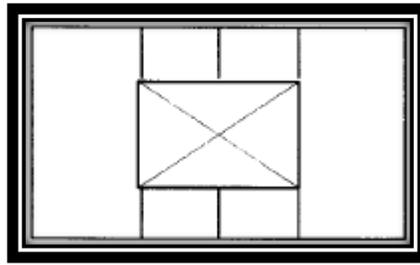


Figura 1.16 Fortalecer regiones débiles, en especial las esquinas.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179

En la mayor parte de las sugerencias sobre la apropiada configuración de los edificios, comentan los mismos autores, no se recomiendan las plantas con esquinas entrantes, como las que se muestran en la figura 1.17. El problema no es muy importante, a menos que las alas sean muy larga, sin embargo, como regla tiene que buscar siempre que la planta sea lo más compacta que se pueda, para evitar las concentraciones de esfuerzos en las esquinas entrantes.

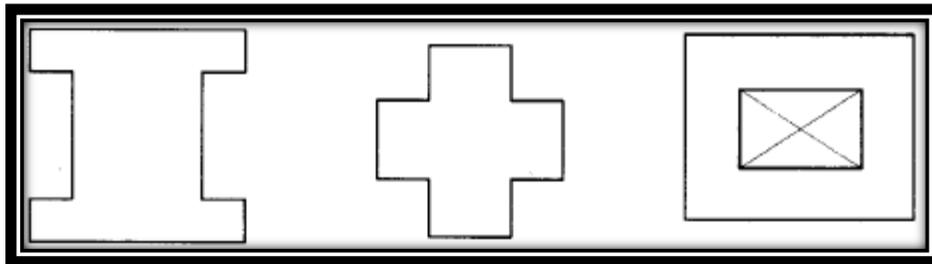


Figura 1.17 Plantas con esquinas entrantes (no deseables).

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 179

1.15 Separación entre edificios adyacentes.

Al localizar el lugar preciso del edificio sobre el terreno que le corresponde, señalan Bazán y Meli (2002), es vital dejar una separación que sea lo necesaria con

respecto a otros edificios adyacentes, para evitar que los diferentes cuerpos se lleguen a golpear mientras vibra fuera de fase en un sismo. Los perjuicios ocasionados por el sismo de 1985 en la ciudad de México dejaron ver el gran peso del problema, en particular para edificios altos cimentados en suelo blando. El daño es posible que sea grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no están a las mismas alturas, de modo que durante la vibración las losas de entrepiso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

Diferentes recomendaciones sugieren una separación mínima entre edificios de un centésimo de la altura del punto más alto de probable contacto. Las Normas del RCDF, decretan un requerimiento más severo, en particular en edificios en terreno suave donde la rotación de la base es posible que aumente de manera importante el desplazamiento en la punta. (Figuras 1.17 y 1.18).

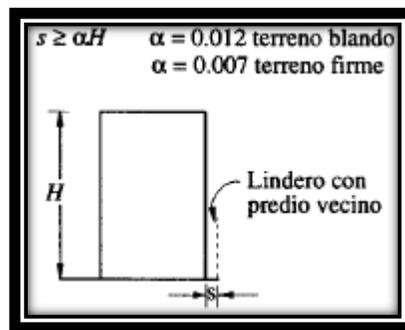


Figura 1.18 Separación de colindancias.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 181

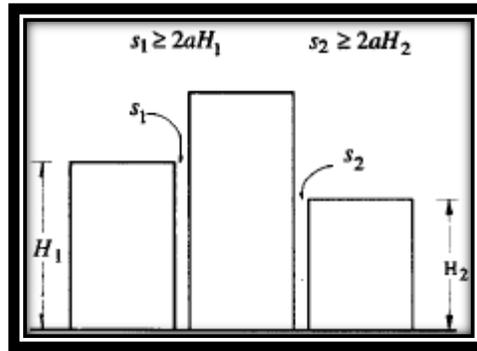


Figura 1.19 Separación de cuerpos del mismo conjunto.

Fuente: Bazán y Meli; 2002: 181

El problema es grave para edificios existentes que han demostrado ya tener problemas de choques. Es posible, en estas situaciones, sugieren los mismos autores, rigidizar los edificios para limitar sus movimientos laterales, unirlos para que vibren en fase, o poner entre ellos materiales que amortigüen el impacto.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es el conjunto de métodos y técnicas que permite valorar la viabilidad de la estructura que se diseñan y el grado de cumplimiento de los criterios de diseño. El análisis de estructuras se encarga de la validación del comportamiento mecánico de las estructuras, en los distintos pasos por las que atraviesan.

2.1 Trabajo y energía.

El significado de energía es esencial en la Física y en los campos relacionados con ésta. En cualquier tipo de sistemas físicos se tienen fuerzas a las que se puede relacionar un poder para desplazarse, y al realizarlo, un poder para generar trabajo. En consecuencia a todo esto, señalan Cervera Ruiz y Blanco Díaz (2004) que la energía es como el poder de un sistema físico para generar trabajo.

La energía puede presentarse de diversas maneras, dependiendo del estado del sistema físico que se tomó en cuenta y de las fuerzas que se dan en dicho sistema. Así, sea energía mecánica, energía eléctrica, energía térmica, etc., cada término referido a un cierto poder de liberar fuerzas y hacer trabajo.

A pesar de que están relacionados en el párrafo anterior, trabajo y energía cada uno tienen significados diferentes. Las fuerzas de un sistema pueden hacer trabajo, y el sistema tiene energía. Por lo anterior dicho se tiene que, para que un sistema aislado haga trabajo, alguna fracción del sistema tiene que cambiar de forma. Para saber qué tanto trabajo realizado en proceso físico destacan los mismos autores que se tiene con saber el cambio de energía que se ha tenido durante el proceso,

como sólo los cambios son importantes, el valor de referencia con respecto al que se mide la energía puede ser escogido arbitrariamente.

2.1.1 Trabajo y energía en sistemas estructurales.

Los significados de trabajo y conservación de energía sirven para la Mecánica de Estructuras. Para que un sistema estructural sea conservativo subrayan Cervera Ruíz y Blanco Díaz (2004) no debe haber rozamientos externos e internos para que no se tengan fuerzas disipativas de fricción. En concordancia con lo anterior dicho, se ocupa que:

1. El rozamiento en los apoyos sea despreciable, es decir, que sean lo más rígidos.
2. No debe existir disipación por rozamiento interno en los elementos del material, es decir, que el material sea elástico.

Adicionalmente, se tendrá en cuenta que, en la aplicación de las cargas y en el proceso de deformación, los elementos de la estructura se desplazan de forma infinitamente lenta y sin intercambio de calor en el exterior desde la composición indeformada a la de equilibrio, es decir, despreciaremos los diminutos cambios de energía cinética y energía térmica que puedan generarse en la deformación.

Por último, se dará por válida la hipótesis de diminutos desplazamientos, lo cual da por hecho, afirman los mismos autores, que los desplazamientos no tienen consecuencia alguna a las fuerzas, y que las ecuaciones de equilibrio estático puedan plantearse sobre la composición indeformada.

En estas condiciones, sólo se tomará en cuenta la energía en el sistema estructural que el sistema acumula durante el proceso de deformación, y que se le

llama energía potencial elástica o energía de deformación, U . Esta energía se presenta, por ejemplo, transformándose en energía cinética si el sistema es descargado rudamente.

Por lo tanto, se puede decir que “en el proceso de carga y deformación lineal que lleva a una estructura desde la composición indeformada a la de equilibrio estático, el trabajo realizado por las fuerza externas se invierte en su totalidad en modificar la energía de deformación.” (Cervera Ruiz y Blanco Díaz; 2014: 102)

$$W_e = \Delta U = U - U_0$$

Estableciendo como valor de referencia de energía de deformación nula la correspondiente a la composición indeformada, $U_0 = 0$, se puede decir básicamente:

$$W_e = U$$

Recordando que si el sistema estructural es conservativo, así como los valores del trabajo de fuerzas externas como el de la energía de deformación depende, solamente, de la composición final obtenida, es decir, los valores finales de las fuerzas y los movimientos. De acuerdo con la anterior, no dependen de la historia del proceso de carga ni de las configuraciones intermedias.

2.1.2 Energía de deformación y energía complementaria.

En un sistema estructural conservativo el trabajo que las fuerzas externas hacen mientras el proceso de deformación se lleva acabo, explican Cervera Ruiz y Blanco Díaz (2014), equivale a la energía de deformación que guarda el sistema, esto es:

$$W_e = U$$

Donde el primero como la segunda son independientes de la historia del proceso de carga. Se puede decir que la energía de deformación complementaria que almacena el sistema es equivalente al trabajo complementario realizado durante el proceso de deformación, esto es:

$$\bar{W}_e = \bar{U}$$

Ambas también independientes de la historia de proceso de carga. Si el sistema es lineal se tiene que:

$$W = \bar{W}_e \text{ y } U = \bar{U}$$

La energía de deformación y su complementario de una pieza recta se encuentra, explican Cervera Ruiz y Blanco Díaz (2014), calculando el trabajo que los distintos esfuerzos generan en el proceso de deformación. Este trabajo es igual a la suma de los trabajos que hace cada uno de los esfuerzos trabajando por separado, debido a que cada esfuerzo genera un tipo de deformación que no da lugar a los esfuerzos que quedan no generen trabajo.

2.2 Trabajos virtuales.

El Principio de los Trabajos Virtuales se puede tratar, según Cervera Ruiz y Blanco Díaz (2014), como punto de partida de la Mecánica, tanto en sentido de cómo se han utilizado durante años, como por su importancia. La primera figura general del PTV, como “Principio de los Desplazamientos Virtuales”, fue mostrada por el matemático suizo Jean Bernoulli en una carta a Varignon, a principios del siglo XVIII.

Utilizado en sistemas de partículas y sólidos rígidos, el PTV puede tomarse, sugieren los mismos autores, como la figura integral de las ecuaciones de Newton. Se puede aceptar como “principio”, es decir, sin demostración, a partir del mismo, se puede deducir las tres leyes de Newton. De esta manera, aceptadas las tres leyes se puede demostrar el PTV.

Utilizado en los sólidos deformables, el PTV es la figura integral de las ecuaciones de equilibrio de Cauchy, utilizado a piezas prismáticas.

Por tanto, los usos del PTV son incalculables dentro de la Mecánica Racional y de la Mecánica de Estructuras. Actualmente, el PTV se utiliza seguidamente para formular ecuaciones de equilibrio en procesos de aproximación discreta tales como el método de los elementos finitos y su uso se extiende, a la resolución de problemas no lineales.

2.2.1. Principio de los trabajos virtuales.

Se define como movimiento virtual en una estructura, denominan Cervera Ruiz y Blanco Díaz (2014), a todo desplazamiento o giro considerado en esta que sea compatible con las restricciones cinemáticas de la estructura. Con “compatible” se refiere primero, a que es continuo, es decir, genera deformaciones acotadas, segundo, cumple las condiciones de apoyo y tercero, no cambia el estado real de reacciones y esfuerzos, es decir, los movimientos virtuales son diminutos.

El Principio de Trabajos Virtuales se puede definir como: “en una estructura sometida a un sistema de fuerzas exteriores en equilibrio, con un campo real de reacciones y esfuerzos, el trabajo externo de las fuerzas reales sobre un campo

arbitrario de movimientos virtuales es igual al trabajo interno de los esfuerzos reales sobre el correspondiente campo virtual de deformaciones". (Cervera Ruiz y Blanco Díaz; 2014: 116)

Ya sea una estructura soportada de tal forma que los movimientos de sólido rígido estén impedidos. Considerando que ejerce sobre ella un sistema de fuerzas y reacciones $F_i (i = 1, \dots, n)$ y sean $(N, M_z, M_y, T_y, T_z, M_t)$ los correspondientes esfuerzos que ejercen sobre las piezas de la estructura. Por otra parte, ya sea un campo arbitrario de movimientos virtuales tal que $\delta_i^* (i = 1, \dots, n)$ sean los movimientos eficaces de las fuerzas F_i y sean $(\epsilon_x^*, X_z^*, X_y^*, \gamma_{xy}^*, \gamma_{xz}^*, \theta^*)$ las correspondientes deformaciones virtuales.

Se determina como trabajo virtual a la expresión:

$$W_e^* = \sum_{i=1}^n F_i \delta_i^*$$

Y como trabajo virtual interno a la expresión:

$$W_i^* = \sum_j \int_{L_j} (N \epsilon_x^* + M_z X_z^* + M_y X_y^* + T_y \gamma_{xy}^* + T_z \gamma_{xz}^* + M_t \theta^*) ds$$

2.3 Método de las flexibilidades.

El método de las flexibilidades, también nombrado método de las deformaciones consistentes o el método de superposición, es un procedimiento para analizar estructuras elástico-lineales indeterminadas. A pesar de que el método dicen M. Leet y Uang (2006) se puede utilizar para cualquier elemento estructural, el número de

cálculos aumentará debido al grado de indeterminación. Se puede decir que, el método es más atractivo cuando se usa en estructuras con bajo grado de indeterminación.

Todos los métodos de análisis indefinido necesitan que la solución cumpla los requisitos de equilibrio y compatibilidad. Con la palabra compatibilidad se refiere según los mismos autores, a que la estructura debe ser continua y que debe ser consistente con las restricciones dadas por los apoyos. Con este método también se cumplen las necesidades de equilibrio usando las ecuaciones de equilibrio estático en cada paso del análisis. La necesidad de compatibilidad se cumple escribiendo una o más ecuaciones que dicen que no existe ninguna apertura interna.

El análisis de una estructura indefinida se sustituye por el análisis de una estructura definida. Esta estructura nombrada la estructura fundamental o liberada se forma a partir de la estructura indefinida original eliminando momentáneamente ciertas restricciones (apoyos).

2.3.2. Concepto de redundante.

“Se necesita de un mínimo de tres restricciones, no equivalentes a un sistema de fuerzas concurrentes o paralelas, para generar una estructura estable, esto es, para impedir el desplazamiento como cuerpo rígido bajo cualquier condición de carga”. (M. Leet y Uang; 2006: 410)

Por ejemplo, en la figura 2.1 las reacciones horizontal y vertical del apoyo articulado en A y la reacción vertical en el apoyo simple en C restringen tanto la traslación como la rotación de la viga, independientemente del sistema de fuerza

aplicado. Como solo se tienen tres ecuaciones de equilibrio para definir las tres reacciones, la estructura es estáticamente determinada.

Si se agrega un tercer apoyo en B (figura 2.2), concordando con L. Meit y Uang (2006) se tiene entonces una reacción adicional R_B para apoyar la viga. Ya que la reacción en B no es totalmente necesaria para la estabilidad de la estructura, se cataloga como redundante. En demasiadas estructuras, la denominación de una reacción propia como redundante es arbitrario. Por ejemplo, comúnmente la reacción en C en la figura 2.2 podría tomarse como redundante, dado que el apoyo articulado en A y el simple B proporcionan de bastantes restricciones para producir una estructura definida estable.

Pese a que a la adición del apoyo simple en B desarrolla una estructura que es indefinida en primer grado (se tienen cuatro reacciones pero solamente el desplazamiento vertical en B sea cero. Esta cualidad geométrica permite escribir una ecuación más a emplearse, junto con las ecuaciones de la estática, para definir la magnitud de todas las reacciones.

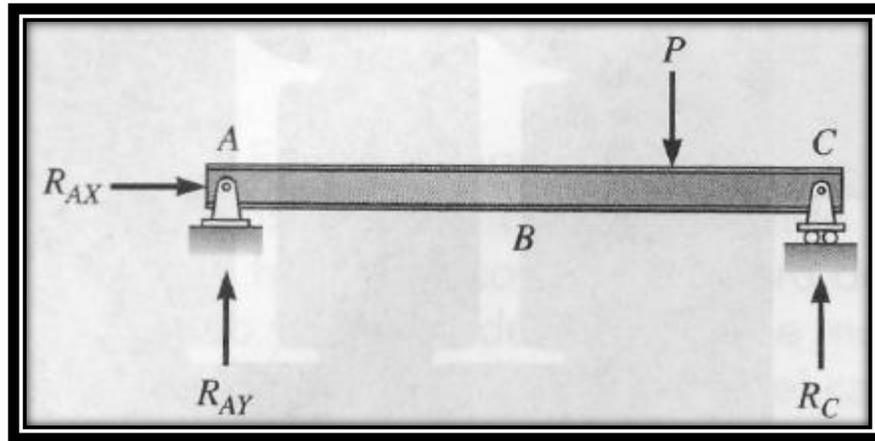


Figura 2.1 Trabe definida.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 410.

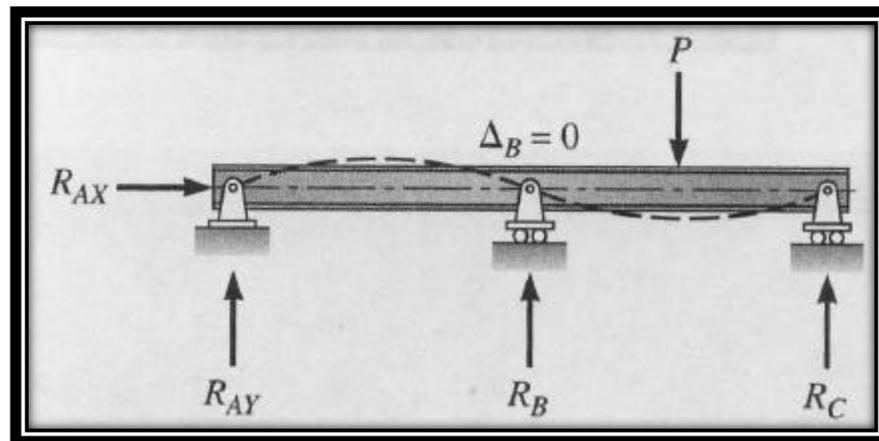


Figura 2.2 Trabe indefinida con R_B tratada como redundante.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 410.

2.3.3. Fundamentos del método de flexibilidades.

“En el método de flexibilidades, se suprimen tantas redundantes (apoyos) de una estructura indeterminada como sea necesario para generar una estructura fundamental estable determinada. El número de restricciones suprimidas es igual

al grado de indeterminación. Las cargas de diseño, que son conocidas, y las redundantes, de magnitud desconocida, se aplica entonces a la estructura fundamental”. (M. Leet y Uang; 2006: 410)

Por ejemplo, la figura 2.3 enseña la estructura definida esencial ligada a la trabe de la figura 2.2 al tomarse como redundante la reacción en B . Ya que la estructura esencial de la figura 2.3 se carga exactamente igual que la estructura original, las fuerzas internas y deformaciones de la estructura esencial tienen que ser similares a las de la estructura indefinida original.

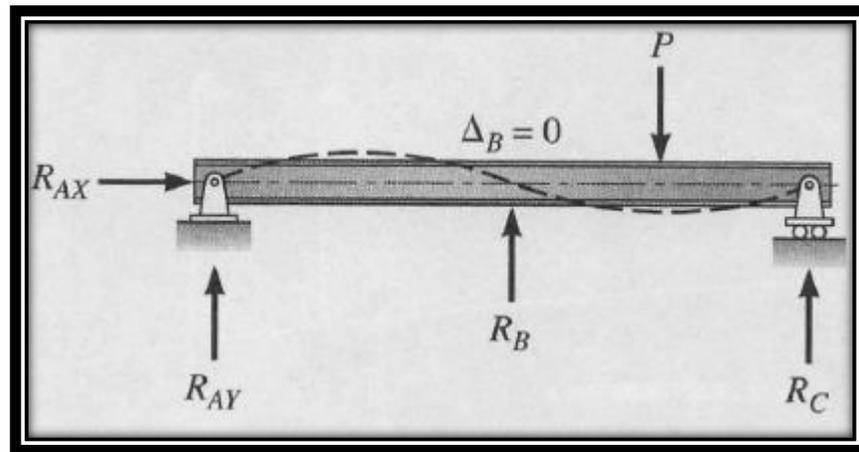


Figura 2.3 La estructura fundamental para la trabe de la figura 2.2 con la reacción en B aplicada como una fuerza externa.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 410.

Se analiza la estructura esencial definida para las cargas aplicadas y redundantes. En esta etapa, explican M. Leet y Uang (2006), el análisis se separa en casos distintos, uno para las cargas aplicadas y otros para cada redundante sin conocer. Para cada situación, se tiene que calcular las deflexiones en todos los puntos

donde actúa una redundante. Si la estructura tiene un comportamiento elástico, estos análisis individuales pueden combinarse para formar uno que abarque el efecto de todas las fuerzas y redundantes. Para conseguir las redundantes, se suman las deflexiones de todas las situaciones en cada punto donde actúa una redundante, y se iguala dicha suma al valor conocido de la deflexión. Por ejemplo, si una redundante es producida por un apoyo simple, la deflexión tiene que ser cero en la dirección normal al plano sobre el que el apoyo simple se puede trasladar. Este proceso forma un grupo de ecuaciones de compatibilidad igual en número de las redundantes. Una vez definidos los valores de las redundantes, lo que queda de la estructura puede analizarse con las ecuaciones de la estática.

Para poder dejar más claro el procedimiento anterior, se toma en cuenta el análisis de la trabe uniformemente cargada de la figura 2.4. La estructura es indefinida en primer grado, ya que según comentan los mismos autores, que solamente se tienen tres ecuaciones de la estática para solucionar las cuatro restricciones dadas por el apoyo simple y el empotramiento. Para definir las reacciones, se ocupa de una ecuación más que complementa a las tres ecuaciones de la estática. Para poder entablar esta ecuación, se selecciona como redundante la reacción R_B producida por el apoyo simple del extremo derecho. En la figura 2.5, se vuelve a trazar el diagrama de cuerpo libre de la trabe de la figura 2.4 enseñando ahora la reacción R_B producida por el apoyo simple en el apoyo B , pero no el apoyo simple. Al eliminar el apoyo simple se puede considerar la trabe indefinida como una trabe simple definida en voladizo que soporta una carga uniformemente repartida w y una fuerza sin conocer R_B en su extremo libre. Con esta consideración, se acaba de producir una estructura definida

que puede ser analizada por la estática. Ya que las traveses de las figuras 2.4 y 2.5 soportan las mismas cargas, sus diagramas de cortante y de momento se tienen que ser parecidas y las dos se deforman de la misma manera. La deflexión vertical Δ_B en el apoyo B tiene que ser igual a cero. Para hacer hincapié, el hecho de que la reacción dada por el apoyo simple es la redundante, se denota R_B con el símbolo X_B (figura 2.5).

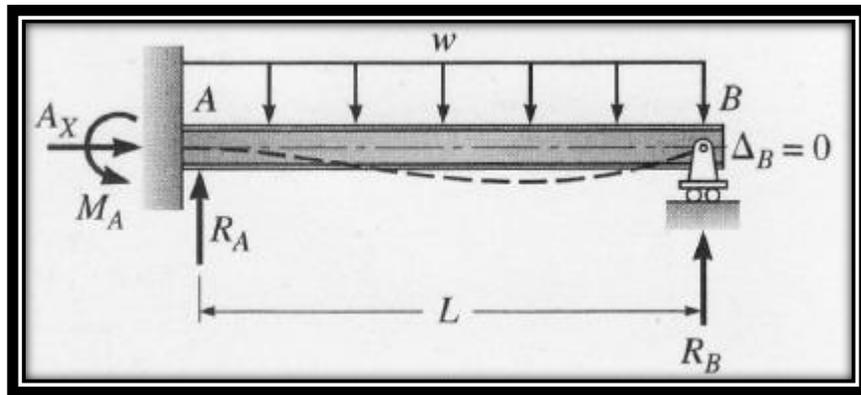


Figura 2.4 Viga indeterminada de primer grado.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 411.

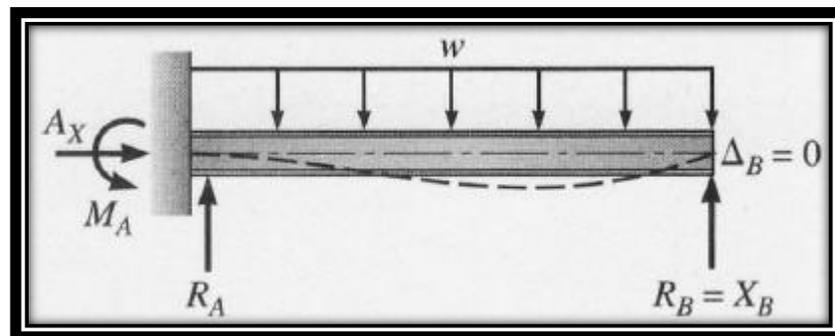


Figura 2.5 Estructura esencial con carga w y fuerza R_B redundante.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 411.

El análisis de la trabe en voladizo se separa en las dos partes mostradas en las figuras 2.6 y 2.7. La figura 2.6 indica las reacciones y las deflexiones en B , Δ_{B0} , producidas por la carga uniforme, cuya magnitud es conocida. Las deflexiones de la estructura fundamental producidas por las cargas se donotan por dos subíndices. El primero señala la ubicación de la deflexión, el segundo es un cero, para distinguir la estructura esencial de la estructura real. La figura 2.7 enseña las reacciones y la deflexión en B , Δ_{BB} , generadas por la redundante X_B cuya magnitud no se conoce. Pensando que la estructura tendrá un comportamiento elástico, se pueden adicionar las dos situaciones de las figuras 2.6 y 2.7 para conseguir la situación original señalado en las figuras 2.4 o 2.5.

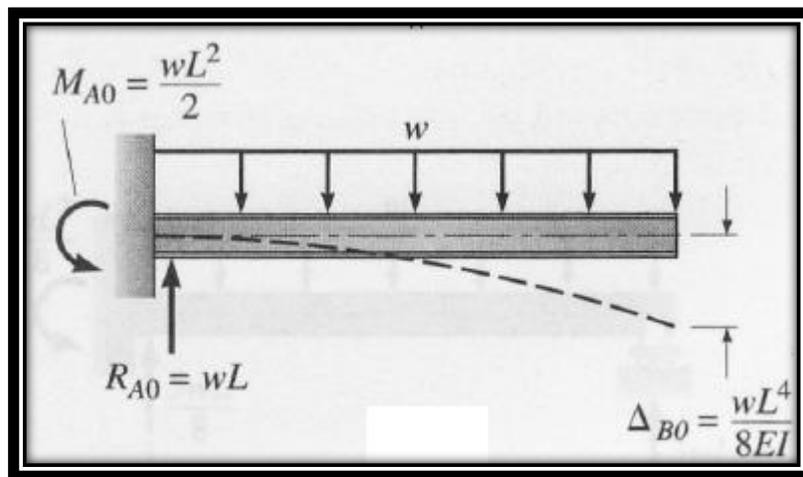


Figura 2.6 Fuerzas y desplazamientos producidos por la carga w en la estructura esencial.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 411.

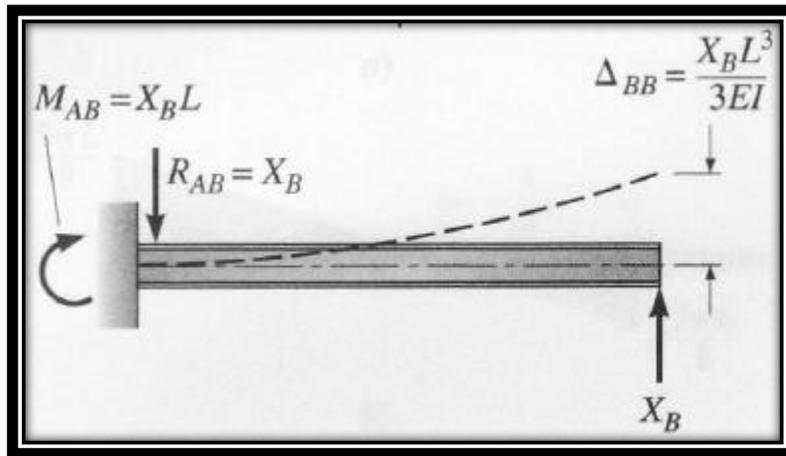


Figura 2.7 Fuerzas y desplazamientos en la estructura esencial producidos por la redundante X_B .

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 411.

Ya que el apoyo simple en la estructura real establece el requisito geométrico de que el desplazamiento en B tiene que ser igual a cero, la suma algebraica de los desplazamientos verticales en B respecto a las figuras 2.6 y 2.7 debe ser igual a 0. Este requisito geométrico puede exponerse como:

$$\Delta_B = 0$$

Adicionando las deflexiones en el punto B producidas por la carga (figura 2.6) y por la redundante (figura 2.7), se puede escribir la ecuación anterior como:

$$\Delta_{B0} + \Delta_{BB} = 0$$

Las deflexiones Δ_{B0} y Δ_{BB} pueden calcularse por el método de área-momento o por trabajo virtual.

2.4 Método general de rigideces.

Antes de que las computadoras pudieran ser utilizadas en 1950, comentan M. Leet y Uang (2006), grupos de ingenieros tardaban varios meses para producir un análisis cercano de un marco espacial tridimensional o con alto grado de indefinidez. Hoy en día, sin embargo, ya que el ingeniero determina las coordenadas de los nudos, el tipo de nudos (articulados o empotrados), las características de los miembros y la distribución de las cargas aplicadas, el programa de computadora puede producir un análisis específico en minutos. La respuesta de la computadora especifica las fuerzas en todos los miembros, las componentes de los desplazamientos en los nudos y las reacciones de los apoyos.

A pesar de que se tiene de avanzados programas de computadora que analizan las estructuras más complejas compuestas de cascarones, placas y marcos especiales, solo se hablará de estructuras planas (armaduras, vigas y planos) conformadas de miembros lineales elásticos. Para disminuir los cálculos y dejar claro definiciones, se tomarán en cuenta sólo estructuras que son cinemáticamente indefinidas en primer grado.

“Para poder establecer los procedimientos analíticos usados en el análisis por computadora, se utiliza una forma modificada del método de pendiente-deflexión –un método de rigideces en el que las ecuaciones de equilibrio en nudos se escriben en términos de sus desplazamientos desconocidos-. El método de rigideces elimina la necesidad seleccionar redundantes y una estructura esencial”. (M. Leet y Uang; 2006: 634)

2.4.1 Bases del método.

El método de rigidez se fundamenta concordando con Cervera Ruíz y Blanco Díaz (2004), en tres principios básicos de la Mecánica de Estructuras:

1. Compatibilidad. La deformación es una función lineal y tiene un valor único en cada punto. Debido a esto, los movimientos también lo son, y en particular, los movimientos en los extremos de las piezas que concurren en un mismo nudo son parecidos para todas las piezas.
2. Equilibrio. Así como la estructura globalmente como cada parte de la misma y, en particular, cada nudo y pieza de la misma se encuentran en equilibrio estático, bajo la acción de las fuerzas exteriores y de los esfuerzos internos.
3. Linealidad y principio de superposición. La estructura tiene un comportamiento linealmente así como a nivel local, como nivel global. En consecuencia de esta linealidad, es válido el principio de superposición.

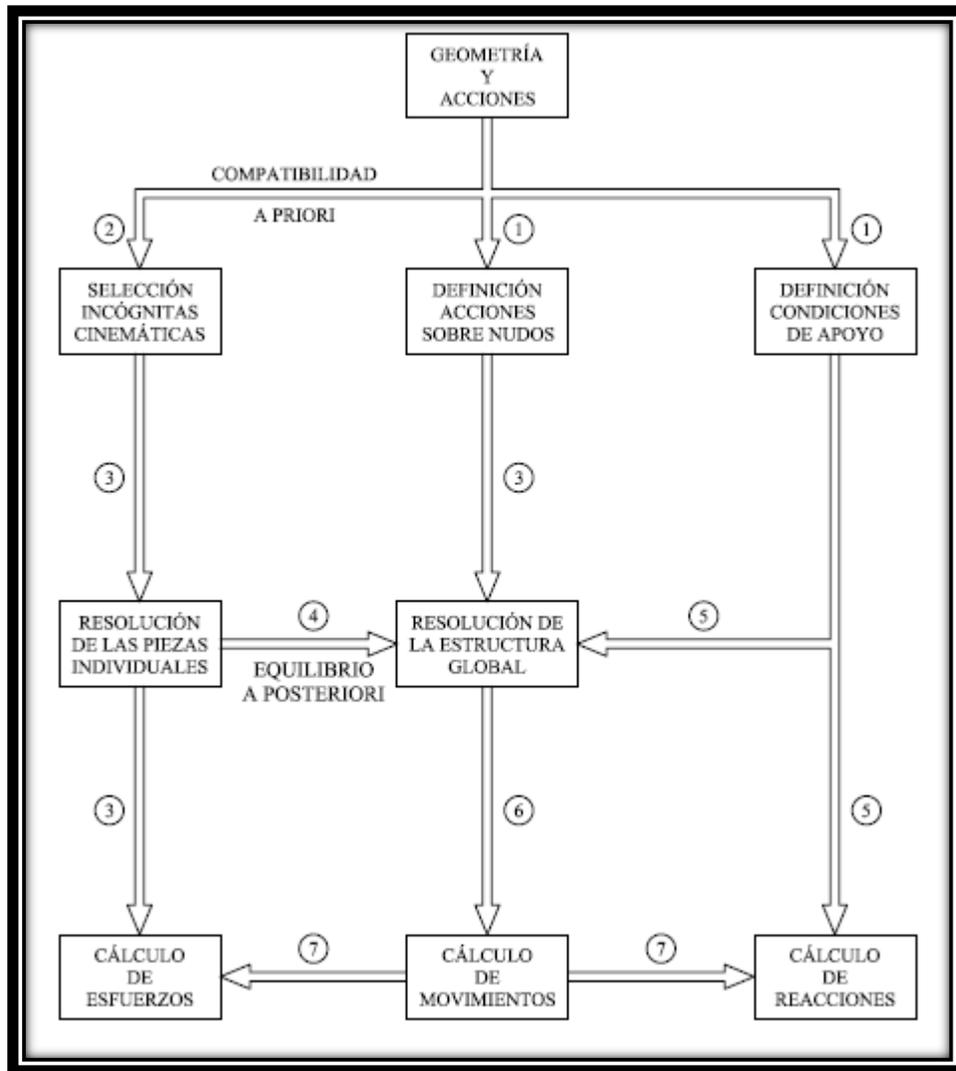


Figura 2.8 El método de equilibrio (o de rigidez).

Fuente: Cervera Ruíz y Blanco Díaz; 2004: 275.

El esquema de resolución se muestra, especificado, en el esquema de la figura 2.8. Como se percibe, el proceso en etapas trata de:

1. Determinar la geometría de la estructura y las acciones, así como las condiciones de los apoyos.

2. Reconocer el número de movimientos incógnitas que definen la deformación de la estructura, con el proposito de tomar en cuenta las correspondientes condiciones de compatibilidad de los nudos.
3. Solucionar las piezas individuales, dependiendo de los movimientos de sus extremos, con el proposito de cumplir las condiciones de equilibrio y de compatibilidad en las piezas.
4. Asignar las condiciones imprescindibles de equilibrio en los nudos.
5. Asignar el estado de apoyo de la estructura.
6. Definir los movimientos incógnita, con el proposito de solucionar el sistema de ecuaciones resultante.
7. Definir los esfuerzos y reacciones en la estructura.

En este procedimiento es importante señalar, según los mismos autores, las siguientes observaciones:

1. La determinación de la geometría tiene que hacerse, imperativamente, de forma “digital”, para que se pueda trabajar con ella de una manera fácil algorítmicamente. La determinación de las acciones tiene que ser general, de forma que se puedan tomar en cuenta la gran variedad de cargas y acciones que pueden actuar sobre la estructura. Deben determinarse también, de manera general, las condiciones de apoyo.
2. Esta identificación es trivial, ya que se tratan como movimientos incógnita todos los movimientos que no se conozcan de los nudos de la estructura, es decir, que el número de incógnitas cinemáticas es:

$$k = gl \cdot nn - ca$$

Donde gl es el número de los grados de libertad a tomar en cuenta por nudo, nn es el número de nudos de la estructura y ca es el número de grados de libertad prescritos por las condiciones de apoyo.

3. Comúnmente, no se descarta la deformación en axial de las piezas, pero sí se tiende a desprestigiar la deformación por cortante. Esto conlleva que hay que tomar en cuenta, de forma clara, las ecuaciones elásticas pertenecientes a los axiales y los movimientos longitudinales de los nudos de las piezas. A la configuración matricial de las ecuaciones elásticas "completas" se le denomina matriz de rigidez de la pieza.
4. Al considerar como incógnitas todos los movimientos de los nudos, se ocupa plantear, de manera sistemática, ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos en todos los nudos. A este procedimiento se le nombra "ensamblaje" de la matriz de rigidez global.
5. Al aplicar las condiciones de apoyo, se encuentran los movimientos prescritos y sus correspondientes reacciones incógnita.
6. Ya que el número de incógnitas del problema tiende a ser elevado, los sistemas de ecuaciones que resultan son enormes. Es necesario, por tanto, tener sistemas robustos y potentes para el almacenaje y la resolución de sistemas lineales de ecuaciones.
7. Al calcular los esfuerzos y reacciones sobre la estructura, se debe tener en cuenta la determinación original de las acciones, lo cual necesita, en general, un cierto trabajo posterior a la obtención de movimientos.

2.4.2 Análisis matricial de armaduras empleando el método directo de rigideces.

Este método puede utilizarse a casi cualquier tipo de estructura, por ejemplo, armaduras, vigas continuas, marcos indeterminados, placas y cascarones. Cuando el método se utiliza en placas y cascarones se le llama método del elemento finito.

El método directo de rigideces necesita que se divida el análisis de la estructura en una serie de casos básicos, al superponerse, son iguales a la estructura original. Pero, en vez de escribir ecuaciones de compatibilidad en términos de fuerzas redundante sin conocer y coeficientes de flexibilidad, se escriben las ecuaciones de equilibrio en los nudos en términos de sus desplazamientos sin conocer y de los coeficientes de rigidez (fuerzas producidas por desplazamientos unitarios). Una vez ya sabidos los desplazamientos en los nudos, pueden calcularse las fuerzas en los miembros de la estructura a partir de relaciones fuerza-desplazamiento.

Para tener una imagen más clara del método, explican M. Leet y Uang (2006), se analiza la armadura de dos barras de la figura 2.9. Se encuentra las juntas de la armadura o nudos por medio de número dentro de círculos y las barras por números dentro de cuadrados. Bajo la acción de la carga vertical de 10 klb en el nudo 2, las barras se deforman, y el nudo 2 se desplaza horizontalmente una distancia Δ_x y verticalmente Δ_y . Estos desplazamientos son las incógnitas del método de rigideces. Para implantar los sentidos positivo y negativo de las fuerzas y los desplazamientos en las direcciones horizontal y vertical, se incluye un sistema de coordenado global xy en el nudo 2. La dirección x y la dirección y por el número 2. Las direcciones positivas se indican con las flechas.

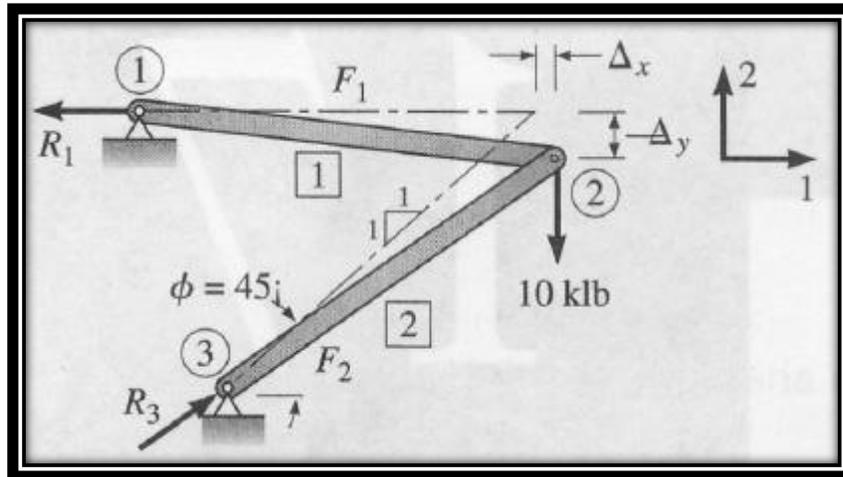


Figura 2.9 Desplazamiento horizontal y vertical Δ_x y Δ_y producidas por la carga de 10 klb en el nudo 2; inicialmente la barra 1 es horizontal; la barra 2 tiene una pendiente hacia arriba de 45° .

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 656

En el método de rigideces, el análisis de la armadura para poderlo realizar se superpone los dos siguientes casos de carga:

Caso I. “La estructura se carga en el nudo 2 mediante un conjunto de fuerzas que lo desplazan una distancia unitaria hacia la derecha, pero que no permiten su desplazamiento vertical. Las fuerzas y los desplazamientos asociados con los desplazamientos unitarios se multiplican entonces por la magnitud de Δ_x para generar las fuerzas y los desplazamientos asociados con el desplazamiento real Δ_x .” (M. Leet y Uang; 2006: 656). (Obsérvese figura 2.10)

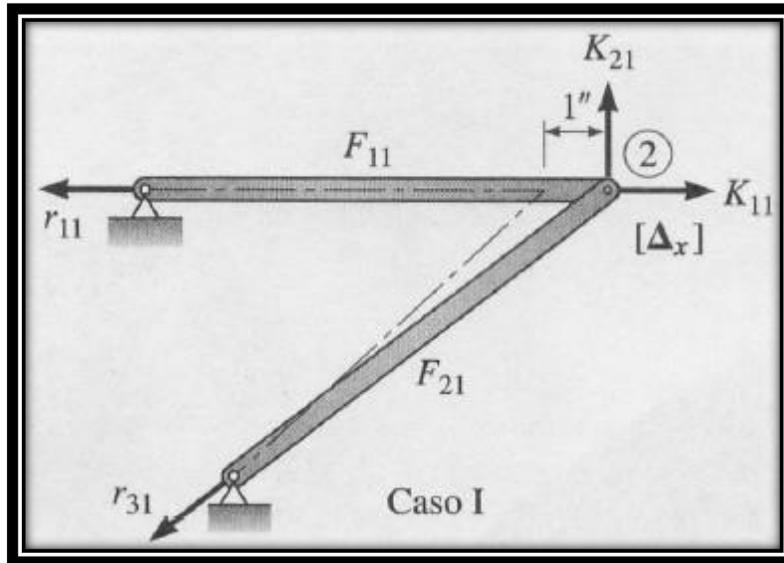


Figura 2.10 Fuerzas (coeficientes de rigidez), K_{21} y K_{11} requeridas para producir un desplazamiento unitario horizontal del nudo 2.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 656

Caso II. “La estructura se carga en el nudo 2 mediante un conjunto de fuerzas que los desplazan verticalmente una distancia unitaria, pero que no permitan su desplazamiento horizontal. Las fuerzas y los desplazamientos se multiplican entonces por la magnitud de Δ_y , para generar las fuerzas y los desplazamientos asociados con el desplazamiento real Δ_y .” (M. Leet y Uang; 2006: 656) (Obsérvese figura 2.11)

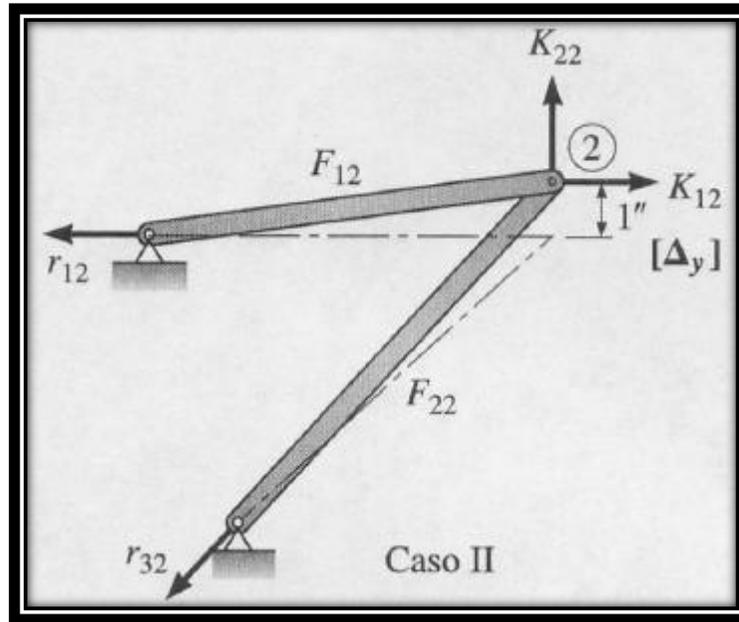


Figura 2.11 Fuerzas K_{22} y K_{12} requeridas para producir un desplazamiento vertical del nudo 2.

Fuente: M. Leet y Uang; 2006: 656

Si la estructura reacciona a la carga de manera elástica y lineal, comentan los mismos autores, la suma de los dos casos ya mencionados es igual al caso real. El caso I da el desplazamiento horizontal necesario, y el caso II da el vertical.

CAPÍTULO 3

CIMENTACIONES

En este capítulo se describe de forma general las cimentaciones, así como escoger la cimentación más adecuada de acuerdo a las características del tipo de suelo con el cual estemos trabajando.

3.1 Objetivo.

La finalidad de una cimentación según Crespo Villalaz (2004) es dar el medio para que las cargas de la estructura, se centren en las columnas y muros, se transfieran al terreno creando asentamientos, o creando asentamientos pasables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

3.2 Partes de una estructura.

En cualquier estructura dice Crespo Villalaz (2004), es imperativo diferenciar dos partes primordiales: la superestructura y la subestructura.

La superestructura, en el ámbito de edificios, es la parte de la estructura que está constituida por losas, vigas, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que se utiliza para transferir las cargas de ésta al suelo de cimentación (ver figura 3.1).

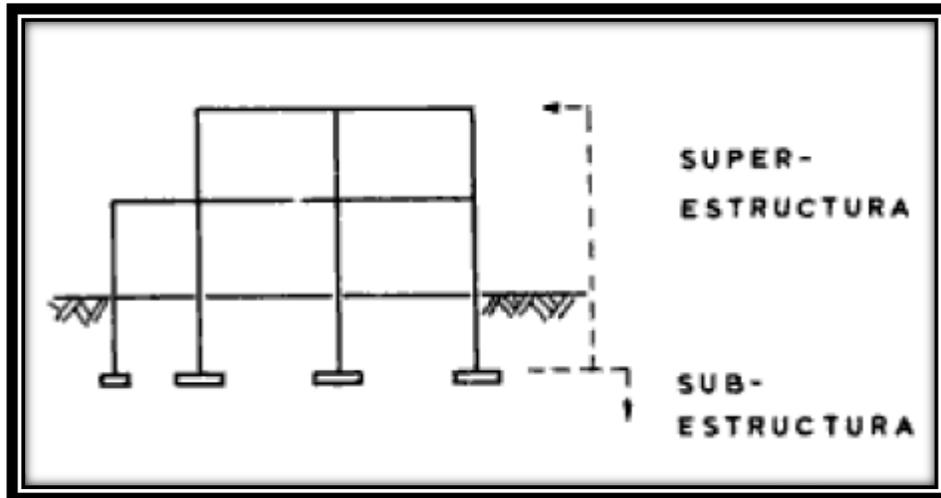


Figura 3.1 Partes de una estructura.

Fuente: Crespo Villalaz; 2004: 260

3.3 Tipos de cimentación.

De manera general las cimentaciones, comenta Crespo Villalaz (2004), pueden distinguirse en dos grupos: cimentaciones directas y cimentaciones indirectas. La cimentación directa es en la que los elementos verticales de la superestructura se extienden hasta el terreno de la cimentación, reposando directamente sobre él por medio del ensanchamiento de su sección transversal con el propósito de disminuir el esfuerzo unitario que se transfiere al suelo. De esta clasificación son las zapatas aisladas, las zapatas conectadas, las zapatas ligadas, las cimentaciones por trabes y las losas de cimentación (ver figura 3.2). La cimentación indirecta es la que se efectúa por elementos intermedios como los pilotes, cilindros y cajones de cimentación (ver figuras 3.3 y 3.4), debido a que el suelo resistente está relativamente a gran profundidad.

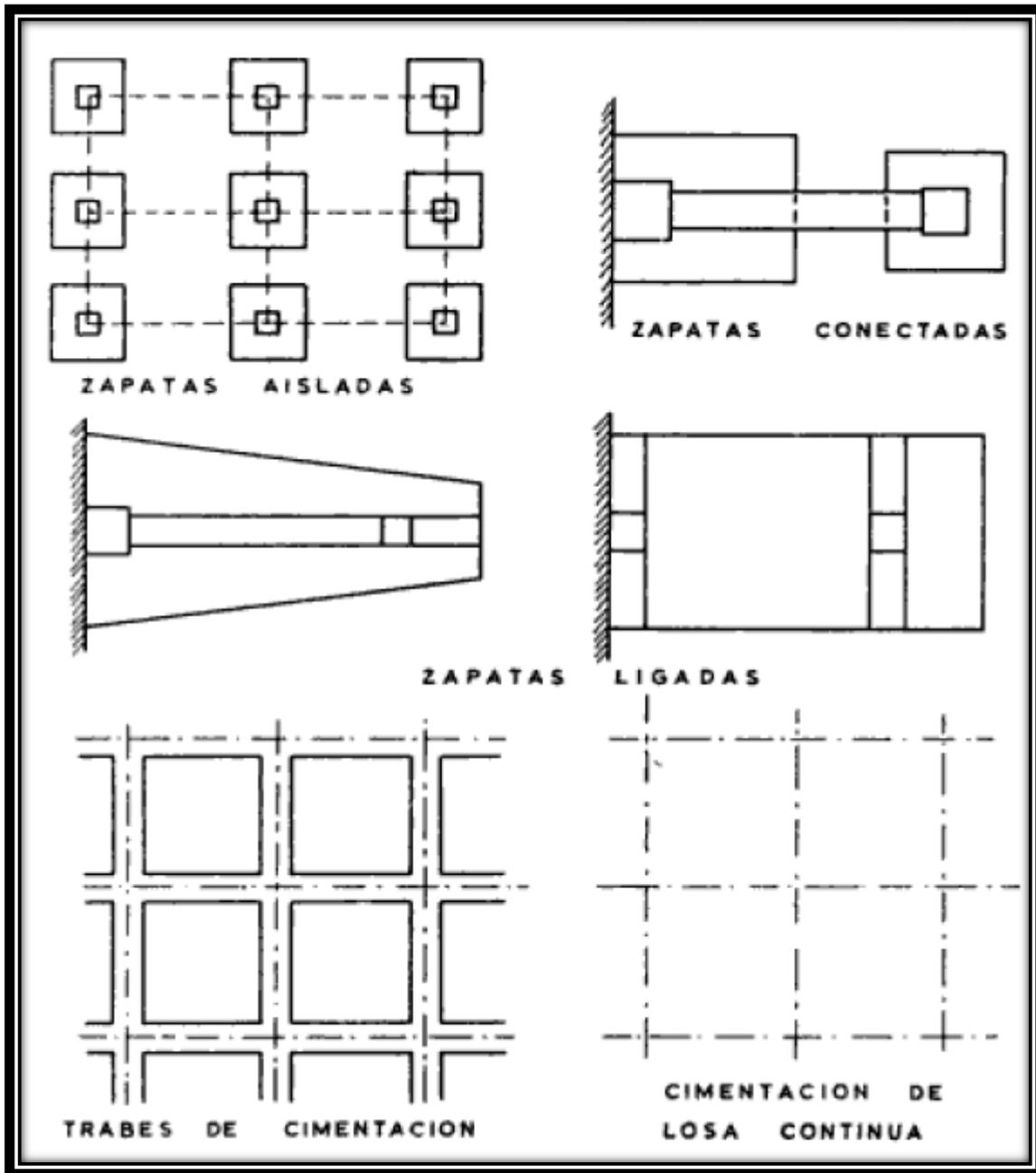


Figura 3.2 Cimentaciones directas.

Fuente: Crespo Villalaz; 2004: 260.

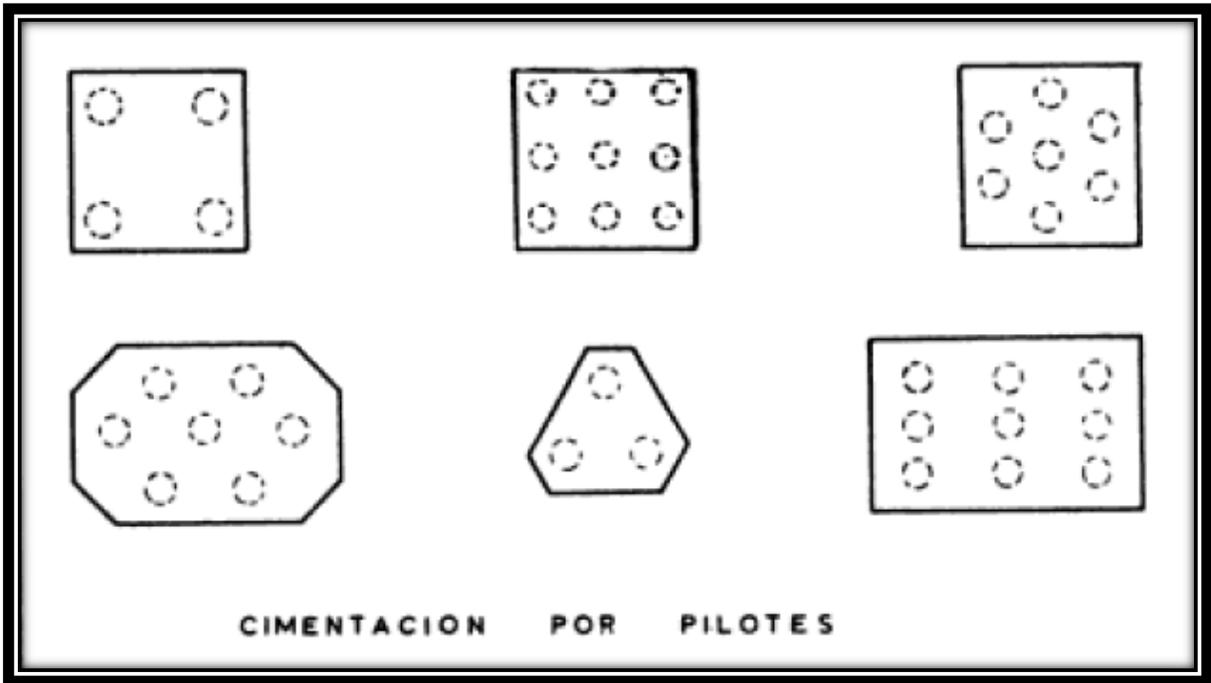


Figura 3.3 Cimentaciones indirectas.

Fuente: Crespo Villalaz; 2004: 261

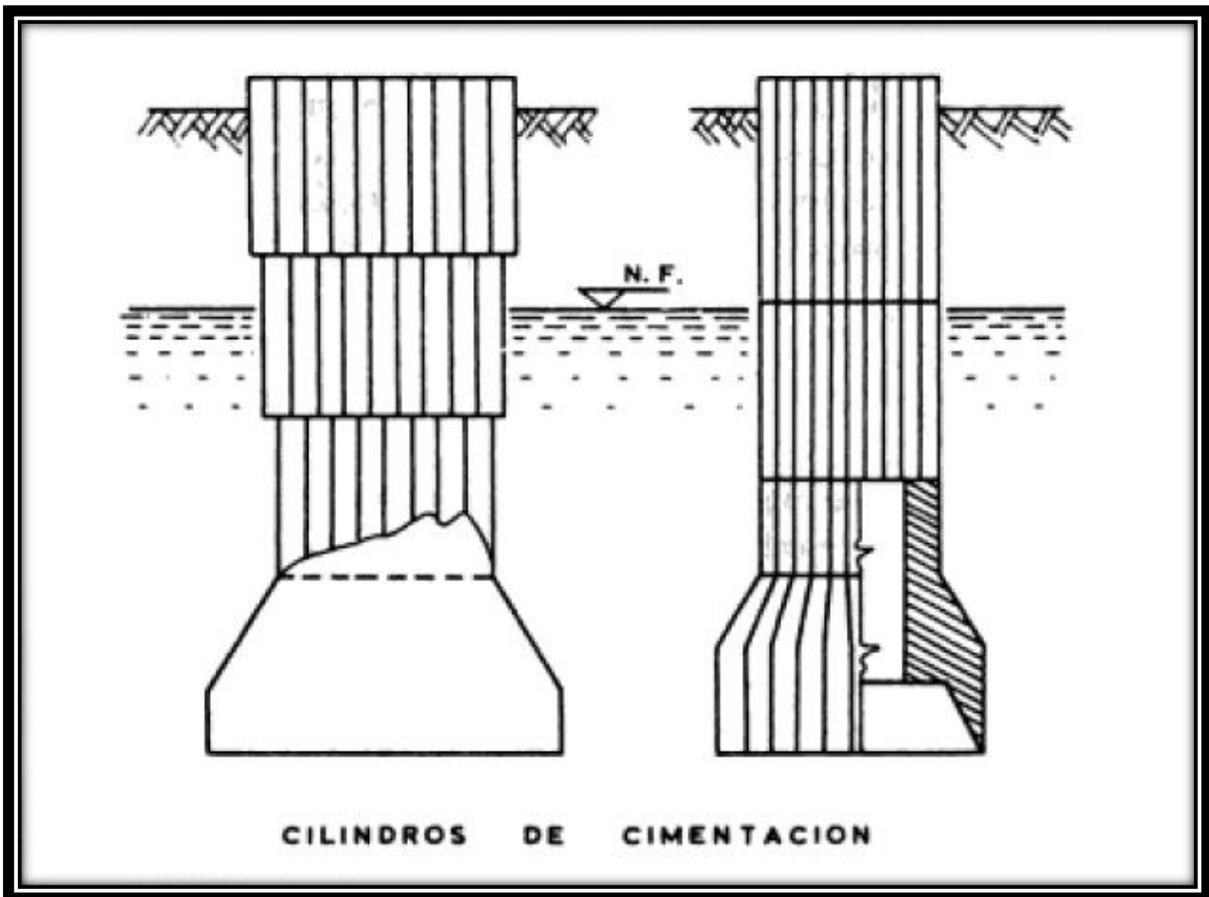


Figura 3.4 Cilindros de cimentación que forman parte de las cimentaciones indirectas.

Fuente: Crespo Villalaz; 2004: 261.

Para poder seleccionar correctamente una cierta clase de cimentación es imperativo seguir esta serie de pasos que enseguida se muestran: a) Estudio de cargas y de la concordancia entre el tipo de cargas y a lo que conforma al subsuelo (dependiendo del tipo de estructura), efectuando análisis meticulosos y lo más parecido a lo real, b) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los posibles asentamientos, c) Preparación de diferentes anteproyectos de los

distintos modelos probables de cimentación, d) Elección del modelo de cimentación más apropiado considerando:

- Tipo de subsuelo.
- Velocidad de la construcción.
- Adaptabilidad.
- Economía.

3.4 Cómo escoger la cimentación más adecuada.

Para elegir la clase de cimentación más favorable según las cualidades mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos así como los totales también los diferenciales estén dentro de límites que se permiten de acuerdo al tipo de estructura, comenta Crespo Villalaz (2004), se pueden seguir estos parámetros:

- a) Utilizar zapatas aisladas en suelos con baja compresibilidad y en el cual los asentamientos diferenciales puedan ser dirigidos, usando el método de asentamientos iguales, incorporando juntas en la estructura, o cuando se posea una estructura con cierta ductilidad en su comportamiento.
- b) Cuando se tengan suelos de compresibilidad media, para conservar los asentamientos entre ciertos márgenes, es conveniente usar zapata continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La magnitud de las cargas guiará si se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean muy pesadas y al usar zapatas continuas éstas utilicen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más barato usar una única losa de cimentación.

- d) En los suelos que tengas una compresibilidad mediana, alta o demasiado alta, y que aparte presenten baja capacidad de carga, es aconsejable la utilización de cimentaciones compensadas.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea asequible para soportar las cargas pueden unirse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- f) Cuando las cargas sean muy elevadas es conveniente, para el tipo de suelo de baja capacidad de carga, utilizar pilotes de punta apoyados en un estrato firme.

3.5 Zapatas aisladas.

Según A. Fletcher y A. Smoots (1982), se constituyen habitualmente en un elemento regular de concreto puesto a corta profundidad bajo el nivel superficial del terreno, y ayuda a soportar una columna del edificio. Las zapatas aisladas son el modelo más habitual de cimentaciones para edificios.

En la tabla 3.1 se muestran valores promedio típicos de carga, para utilizarlos en el diseño de zapatas aisladas. Esto sería igual a los valores de carga que se presentan en muchos códigos de construcción. Se toma en cuenta que estos valores son típicos. Habitualmente, las cargas superiores se pueden definir después de hacer análisis y muestreos de suelos. En general, los departamentos de construcción aceptarán cargas más altas, fundamentadas en análisis de laboratorio y sugerencias de los ingenieros de suelos.

Clase de material	Profundidad mínima de zapata por debajo del terreno virgen adyacente (pies)	Valor permisible si la zapata está a la profundidad mínima, lb/pie ²	Aumento del valor por cada pie de profundidad a que se encuentre la zapata, por debajo de la profundidad mínima, lb/pie ²	Valor máximo lb/pie ²
1	2	3	4	5
Roca	0	20% de la resistencia final al aplastamiento	0	20% de la resistencia final al aplastamiento
Arena gruesa compactada	1	1,500 ^a	300 ^a	8,000
Arena fina compacta	1	1,000 ^a	200 ^a	8,000
Arena suelta	2	500 ^a	100 ^a	3,000
Arcilla dura o arenosa	1	4,000	800	8,000
Arcilla arenosa o de rigidez media	1	2,000	200	6,000
Arcilla común o arenosa blanda	2	1,000	50	2,000
Suelos expansivos	1'6"	1,000 ^b	50	
Mezclas inorgánicas compactas de arena y limo	1	1,000	200	4,000
Mezclas inorgánicas sueltas de arena y limo	2	500	100	1,000
Mezclas orgánicas sueltas de arena y limo y escombros o lodo	0	0	0	0

^a Estos valores son para zapatas de 1 pie (30 cm) de anchura y pueden incrementarse en proporción directa a la anchura de las zapatas, hasta un máximo de tres veces el valor designado.

^b Para profundidades mayores de 8 pies (2.40 m), utilícense los valores dados para arcilla de consistencia comparable.

Tabla 3.1 Valores conservadores de capacidad de carga para el diseño de zapatas aisladas, del Uniform Building, 1970.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 188

Algunas veces los valores de capacidad de carga se muestran de manera gráfica. En la figura 3.5 se muestra una gráfica típica de valores de capacidad de carga.

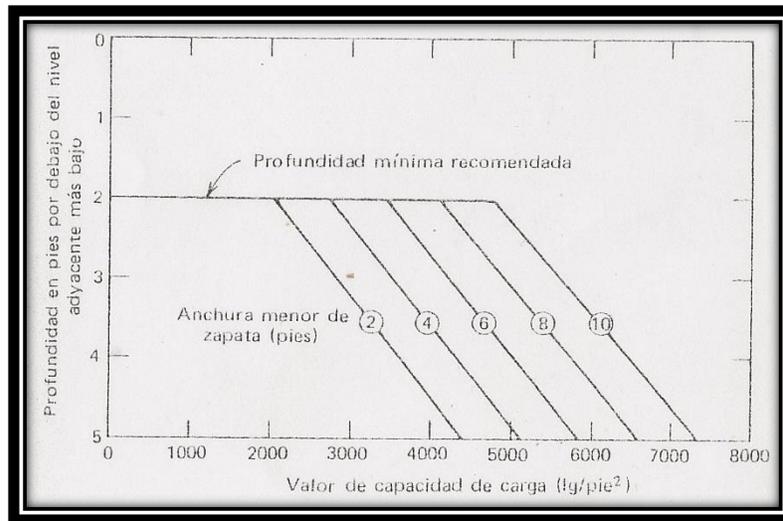


Figura 3.5 Gráfica de valores de capacidad de carga.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 189

La zona inferior de las zapatas debe ser tan estable como el mismo suelo en que se apoyan, hasta una profundidad mínima de 1.5 veces el ancho de las zapatas. De igual modo, el suelo de cimentación tiene que tener la misma clasificación que se establece en los planos. Comúnmente, las características del suelo son diferentes de una zapata a la siguiente. En cualquier zapata se debe apoyar en un suelo uniforme. Si existen cambios notorios, es necesario argumentarlos con los ingenieros de suelos.

3.6 Zapatas en terrenos inclinados.

En general, dicen A. Fletcher y A. Smoots (1982), en terrenos inclinados las zapatas se escalonan de modo de escaleras. A veces, cuando la inclinación de la zona del terreno es relativamente ligera, las cimentaciones se cuelan de manera que se adapten a la inclinación de la ladera.

Cuando una zapata tenga a encontrarse cerca de otra y a mayor altura, es habitual concordando con los mismos autores, limitar la colocación de tal manera que un plano dibujado desde la parte inferior de la zapata con mayor elevación, a un ángulo de 45 grados de la horizontal, no intersecte a la zapata con menor elevación. Ésta concepción se muestra en la figura 3.6. Naturalmente, la zapata de menor elevación se deberá hacer y rellenar primero. Sin embargo, en algunas situaciones, será imperativo excavar por debajo de una zapata cercana para poner una nueva zapata a menor altura. Puede que sea que el ángulo del talud superior no siempre sea estable.

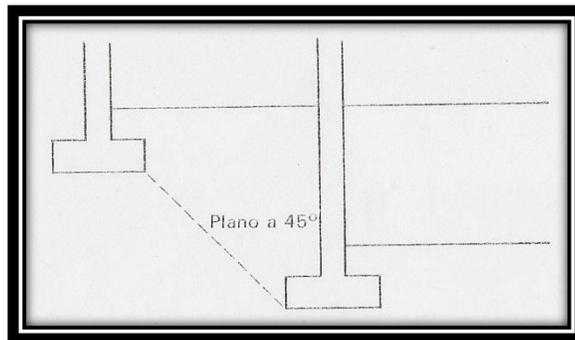


Figura 3.6 Limitaciones que sufren las zapatas escalonadas cercanas.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 190

Si se hace indispensable colocar una zapata a menor distancia que la línea de 45 grados, puede que sea imprescindible limitar el valor de capacidad de cargar para la zapata superior y puede suponerse que la zapata inferior presente asentamientos un poco mayores, ya que sostendrá parte de la carga de zapata superior. Probablemente sea mejor explicar los mismos autores colocar la zapata superior a una más grande profundidad. De igual manera, sería mejor sí es posible cambiar la ubicación para la conexión entre la columna y la zapata.

Se tiene además otro problema que tiene que ver con las cimentaciones en suelos estratificados o rocas sedimentarias, muestran los mismos autores. Ésta situación se ilustra en la figura 3.7. A pesar de que el suelo o la roca esté resistente, a la derecha de la zanja es muy posible que se presente un deslizamiento o corrimiento. La cuña ABC es inservible para sostén de cimentaciones. La zapata de la derecha tiene que mantenerse más lejos del punto C; al contrario de ésta, la zapata de la izquierda tiene la posibilidad de situarse más próxima a la zanja.

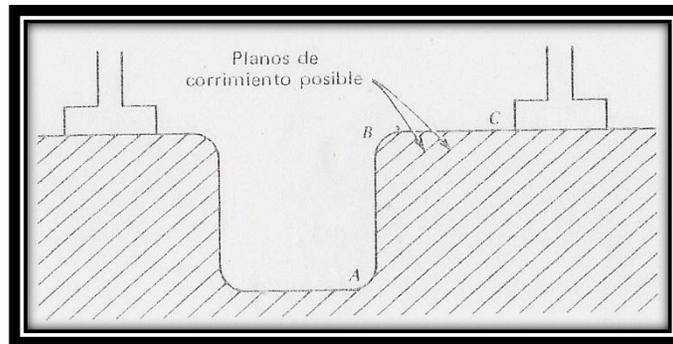


Figura 3.7 Fallas potenciales de desplazamiento de rocas en las zanjas, que perjudican la localización de las zapatas aisladas cercanas.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 190

3.7 Cajones acampanados.

Se han elaborado perforadoras especiales para la construcción de cajones acampanados como los que se tienen en la figura 3.8. El modelo de perforadora que se utiliza para construir estos cajones se ilustra en la figura 3.9. Comúnmente de acuerdo con A. Fletcher y A. Smoots (1982), se trata de un modelo muy barato de cimentación, debido a que estos cajones no están reforzados. Se diseñan como columnas cortas, que no necesitan acero vertical de refuerzo.

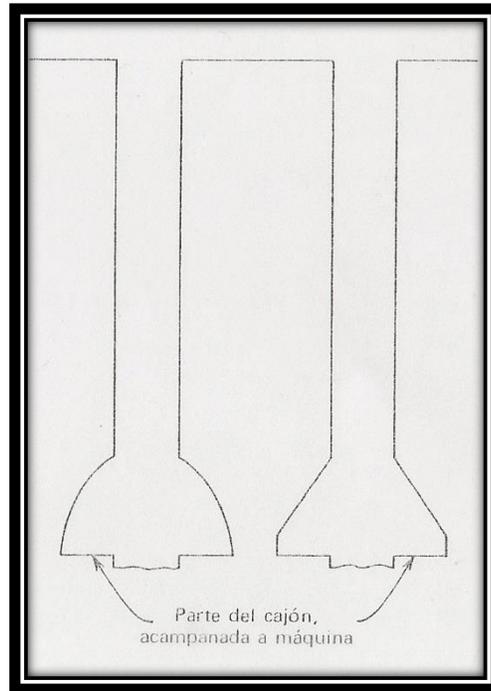


Figura 3.8 Cajón acampanado.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 191

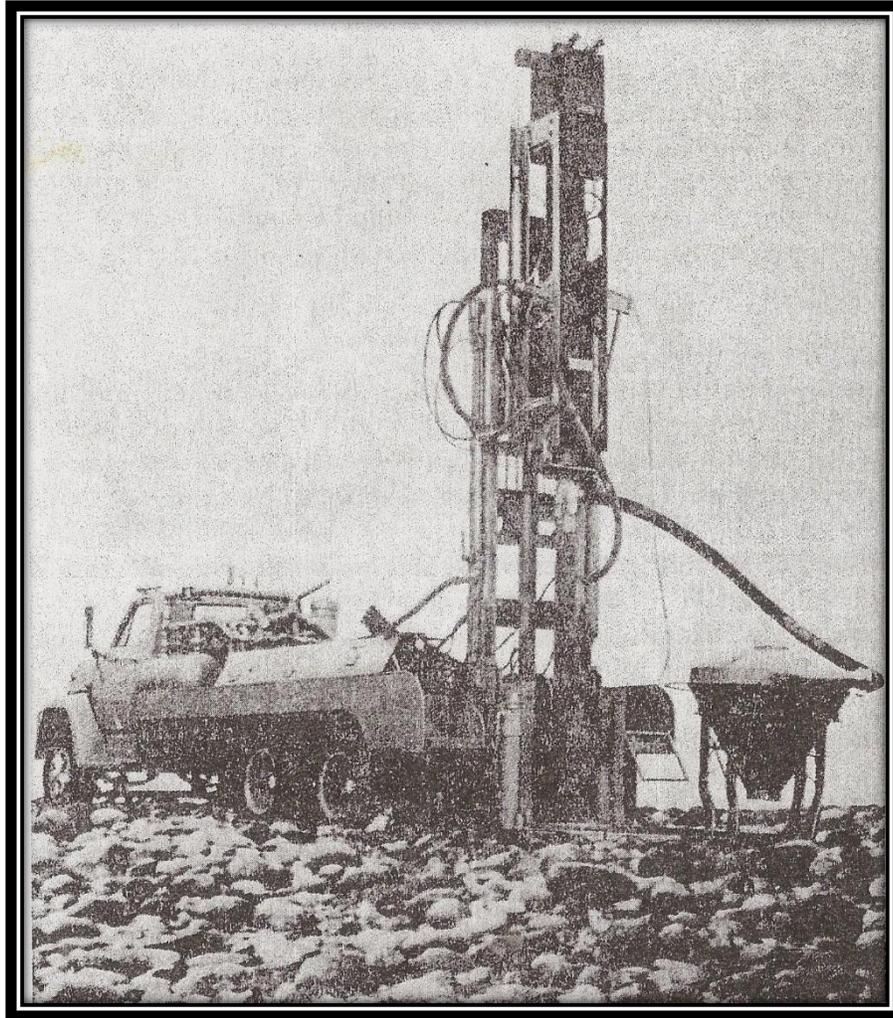


Figura 3.9 Barrenadora Backer.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 46

Para propósitos de diseño comentan los mismos autores, se toma en cuenta que esos cajones son zapatas aisladas profundas y se usan valores de capacidad de carga parecidas a los que se utilizan en la situación de las zapatas aisladas. Ya que la profundidad de la base de los cajones es notable, normalmente se usan valores más altos de capacidad de carga. Al calcular el peso del cajón, el peso de la tierra extraída se resta del peso del concreto.

Algunas veces, según los mismos autores, se instala una forma transformada de cajón acampanado, perforando un pozo abierto de un diámetro considerable, colando una zapata circular en el fondo y elevando con un pedestal.

Además los cajones perforados, señalan los mismos autores, se excavan como pozos rectos, hasta alcanzar un estrato duro o al lecho rocoso. Los cajones se diseñan como zapatas aisladas, usando la presión de carga permitida sobre el asiento de la zapata.

3.8 Zapatas corridas.

“Las zapatas corridas tales como las de muros y las continuas, así como las cimentaciones con trabes, son zapatas aisladas alargadas, a la longitud suficiente para recibir un muro o una hilera de varias columnas”. (A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 192)

Con regularidad las excavaciones para esas zapatas largas afirman A. Fletcher y A. Smoots (1982) se pueden realizar con excavadoras de zanjas, lo que compone un sistema veloz y barato. Estas excavaciones se pueden rebajar de manera manual hasta el tamaño deseable de las zapatas sin el requisito de usar cimbras laterales. La supresión de la tarea de carpintería para el cimbrado se puede ahorrar tiempo y dinero. Estas cimentaciones siempre deben de ir reforzadas.

Las zapatas corridas presentan dicen los mismos autores, la ventaja de que se puede utilizar como “puentes” sobre las regiones suaves locales. En consecuencia tendrán un apoyo más uniforme para un muro o una fila de columnas que las zapatas individuales.

3.9 Losas de cimentación.

Comúnmente, concordando con A. Fletcher y A. Smoots (1982) se usan losas de cimentación bajo las estructuras muy pesadas. Estas losas son continuas en ambas direcciones, y debido a esto ocupan una zona muy amplia. Habitualmente tienen un gran espesor, necesitan de mucho concreto y tienen un peso no considerable de acero de refuerzo, y esto genera que sean costosas. Puede ser beneficioso construirlas donde se encuentra una presión hidrostática elevada, gracias a un alto nivel freático.

Las losas de cimentación, de acuerdo con los mismos autores poseen ciertas ventajas debido a que junto con los muros laterales de los edificios interactúan como botes. El peso de la tierra retirada antes del colado de la cimentación se puede restar del peso total de edificio, lo que puede hacer que se disminuya notablemente el asentamiento. Algunas veces las losas de cimentación se colocan a tal profundidad que el peso de la tierra excavada es la misma al peso bruto del edificio. Para esta situación, los asentamientos futuros de los edificios son demasiado pequeños, debido a que no se desempeña ningún peso nuevo sobre el suelo que está debajo de la cimentación.

Las losas de cimentación explican los mismos autores, trabajan como zapatas corridas, en ambas direcciones y, en consecuencia, pueden servir como puentes sobre las superficies suaves, con lo que se consigue un apoyo más uniforme para las columnas de los edificios.

3.10 Cimentaciones planas.

Habitualmente, indican A. Fletcher y A. Smoots (1982), se usan cimentaciones planas bajo estructuras ligeras de uno o dos pisos, así como son las casas habitación, las escuelas y los edificios ligeros como naves industriales y comerciales.

En general, dicen los mismos autores, el borde de la cimentación se engruesa más, para formar una zapata perimetral. Aparte, se pueden poner rellenos o encostillados como partes de refuerzo de la cimentación, para cargar muros o zapatas. En la figura 3.10 se muestra ese modelo de cimentación.

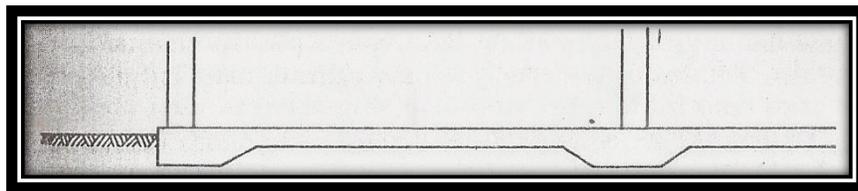


Figura 3.10 Cimentación plana.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 193

Este diseño se utiliza, sobre todo, comentan los mismos autores, por que es barata. No es apropiado en regiones de congelación profunda, en niveles freáticos altos o en suelos expansivos.

3.11 Cargas temporales.

Los valores de capacidad de carga que se presentan en la figura 3.5 se ejercen a cargas muertas estáticas, a cargas vivas estáticas y, habitualmente, a las cargas vivas ejercidas.

En adición, según A. Fletcher y A. Smoots (1982) se pueden aplicar cargas temporales por causa del viento, las presiones sísmicas laterales, las fuerzas de impactos u demás cargas temporales de muy poca durabilidad. Para estas situaciones, se habitúa dar un espacio para un incremento de las presiones de carga que ejercen sobre el suelo. Los espacios cambian del 10% hasta el 100% y lo habitual es un aumento del 33%.

En la construcción, se pueden ejercer cargas temporales a las zapatas.

Normalmente hay cierta resistencia de provisión, que posibilita que se sobrecarguen las cimentaciones. A lo anterior se le da el nombre de factor de seguridad. Habitualmente los factores de seguridad van de 1.5 a 4.0.

Si se piensa utilizar cargas temporales que sobrepasen notablemente el valor de capacidad de carga de diseño, señalan los mismos autores, es necesario inspeccionar los planos con el diseñador estructural del edificio, para garantizar que no se sobrepasará la resistencia de provisión de la cimentación. Algunas veces las cimentaciones fallan, a causa de las cargas temporales de construcción.

3.12 Cimientos de suelos compactados.

Demasiados suelos, de acuerdo con A. Fletcher y A. Smoots (1982), se sedimentan de manera natural no compacta, de manera que no dan un buen soporte a las cimentaciones corridas. En consecuencia, frecuentemente se utilizan cimentaciones en pilotes o de demás modelos igual de costosos.

En demasiados casos, es más barato excavar los suelos suaves o sueltos. Algunas veces se pueden usar para rellenos compactados de construcción; en otras

situaciones es imperativo trasladar de otra parte materiales para conseguir un relleno adecuado. Estos suelos se usan para rellenar las excavaciones. Los rellenos se pueden utilizar mediante cálculo y compactación para que resistan las cargas de cimentación. Estos rellenos llegan a ser parte del sistema de cimentación de una estructura y algunas veces se definen “rellenos estructurales”.

Habitualmente, marcan los mismos autores, los suelos se compactan en el sitio en el que están, para aumentar su capacidad de carga para poder resistir el peso de las cimentaciones.

3.13 Ubicación de las zapatas.

En las primeras fases de la construcción, comentan A. Fletcher y A. Smoots (1982), la turbación puede ocasionar que una o más cimentaciones se cuelean fuera de sus sitios correctos. Entonces se da un problema relacionado a la viabilidad de usar zapatas.

En algunas situaciones, las zapatas se elevan a través de grúas y se ponen en los sitios apropiados.

En muchas circunstancias se ha tomado en cuenta la viabilidad de trasladar lateralmente las zapatas, unos pocos centímetros, a través de la utilización de gatos hidráulicos o equipos pesado de construcción; pero es poco posible que esa técnica se haya utilizado en la práctica. Aparentemente, esto incluiría cierto peligro, ya que se debilitarían y se modificarían los suelos debajo de las zapatas, causando los asentamientos.

Es viable que la conexión de la columna a la zapata pueda admitir cierto momento de inclinación, en este caso, será incluso viable usar la zapata desviada, en su situación excéntrica. Esto tiene que examinarse con el ingeniero de estructuras.

Cuando las excavaciones para zapatas se cortan con precisión en el suelo y no se utilizan cimbras laterales, explican los mismos autores, las cimentaciones se amplían hacia los lados más de lo planeado: esto parece que cause que la cimentación tenga excentricidad; pero, en tanto los cimientos sean más grandes de lo acordado en las otras tres direcciones, no se tiene conocimiento de ninguna situación en el que esa excentricidad haya ocasionado algún problema.

3.14 Excavaciones excesivas.

Demasiadas excavaciones de cimentación se realizan con grandes máquinas excavadoras, en las cuales su control en superficies muy limitadas algunas veces es difícil, por lo que es común, dicen A. Fletcher y A. Smoots (1982), que las excavaciones resulten excesivas.

Se han visto muchos casos en los que los suelos localizados al fondo de las excavaciones de cimentación se han modificado por causa a excavaciones excesivas accidentales. La tierra se devuelve rápidamente, para esconder el error ocasionado. De esa manera, los suelos sustituidos no tienen una compactación apropiada y están más suaves que los naturales.

Comúnmente, es más económico admitir que se ha excavado en exceso, debido a que el exceso se puede rellenar con concreto delgado, que es sencillo de colar y pueden ser menos costoso que el tratar de recompactar los suelos en superficies

limitadas y reducidas. Normalmente, el relleno con concreto delgado se toma en cuenta como parte de la cimentación de suelos y no como una ampliación de la cimentación de concreto.

Habitualmente, concordando con los mismos autores, los fondos de cimentación son irregulares, ya que se encuentran problemas al excavar el suelo. Se suele naturalmente en “nivelar” el fondo de excavación. Su apariencia es mejor y es más sencillo colocar el acero. La nivelación se realiza con tierra o grava y el material utilizado se compacta y se analiza, pero gran parte de los ingenieros de suelos está en concordancia de que es mejor dejar el fondo irregular, sin modificar el suelo, poniendo algo de concreto para rellenar las partes más bajas. El concreto de relleno puede colarse antes, si esto da facilidad de colocar el acero de refuerzo.

3.15 Cargas excéntricas.

Las cargas de volteo que producen que actúen fuerzas excéntricas sobre los cimientos, son muy habituales en las estructuras sometidas a cargas de viento o sísmicas o para los muros de contención.

El método que más se utiliza para examinar las presiones de cimentación trata en que la excentricidad se transforme en una presión de suelos de figura triangular. Esto se señala en la figura 3.11.

En general, el diseñador disminuye la presión máxima de cuña a la presión permitida de capacidad de carga de diseño, es decir, a la presión de capacidad de carga de diseño más un incremento permitido para cargas temporales.

Además se presenta una solución alterna. En esta situación, se considera que la excentricidad sitúa el centro de fuerza en otro sitio.

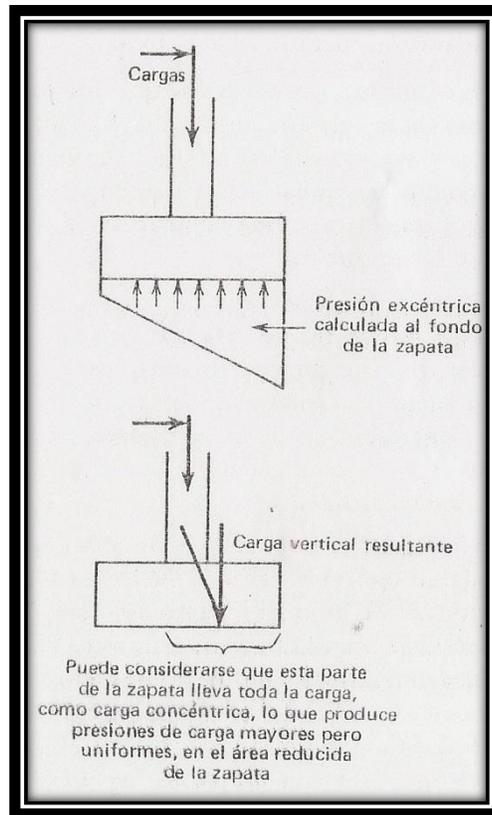


Figura 3.11 Distribución de presiones de carga con zapatas cargadas de manera excéntrica.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 198

Se puede “recortar teóricamente” un extremo de la zapata, con la intención de que la parte restante de la cimentación sea concéntrica. En esta situación, la cimentación se puede diseñar para que sea más chica, usando la totalidad de las presiones de capacidad de carga de diseño, como se señaló antes.

3.16 Zapatas inclinadas.

Las zapatas inclinadas se utilizan según A. Fletcher y A. Smoots (1982), como bloques de soporte para apuntalamientos, como anclajes de atiesadores y como bloque de anclaje para codos de tuberías. Estas zapatas tienen una capacidad de carga más baja que las zapatas cargadas verticalmente a una profundidad igual promedio. Enseguida y en la figura 3.12 se muestra una guía aproximada para calcular la disminución de la capacidad de carga.

Inclinación de la carga a partir de la vertical (grados)	Valor utilizable de capacidad de carga, como porcentaje del valor de capacidad de carga vertical	
	Para arcilla (%)	Para arena (%)
0	100	100
30	80	40
45	70	25
60	60	15
90	50	10

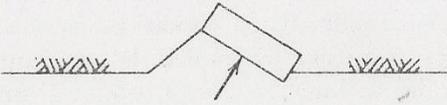


Figura 3.12 Zapata inclinada típica.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 199

3.17 Cimentaciones en suelos expansivos.

Distintos constructores de casas han soportado pérdidas monetarias, al construir muchas casas en suelos expansivos. Estos suelos crecen al humedecerse y

decrecen al secarse. La variación de volumen puede ser del 5% al 10% o superiores (véase la figura 3.13).

El primer problema que se presenta de acuerdo, con A. Fletcher y A. Smoots (1982), es el de identificar los suelos. Algunas veces, se pueden encontrar indicativos a través del examen del lugar. Los suelos expansivos tienden a ser duros y agrietarse cuando se secan. Las grietas del suelo. Pueden tener un grosor de $\frac{1}{2}$ a 1 pulgada (1.27 a 2.54 cm) y algunos pies (o metros) de profundidad. Los pedazos rígidos del suelo son como ladrillos y no se pueden romper. Cuando está mojado, el suelo es plástico, como arcilla de alfarería.

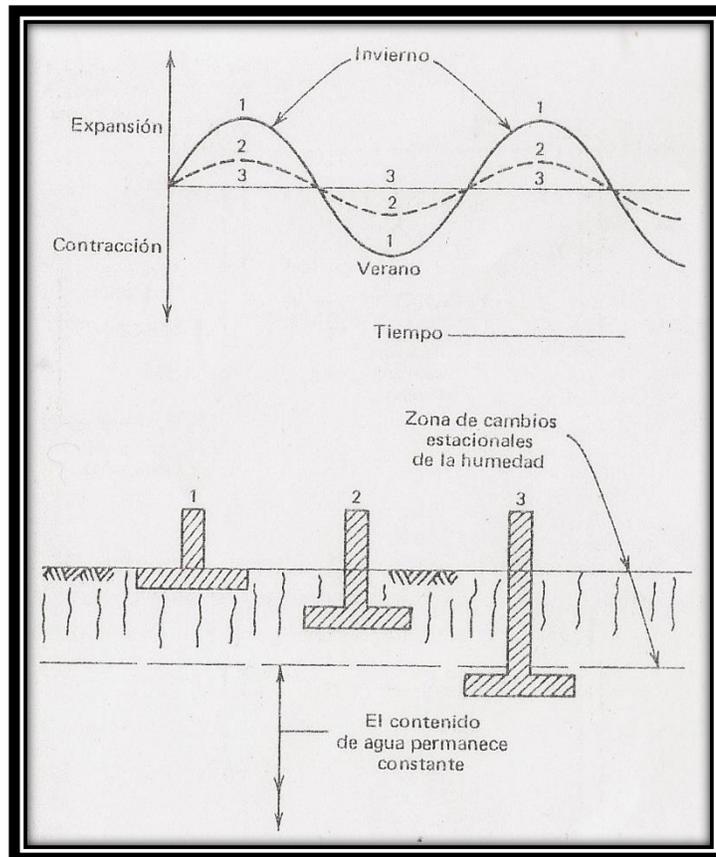


Figura 3.13 Comportamiento estacional de los suelos expansivos.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 201

Estos cuatro métodos son los que más se usan para solucionar el problema:

1. Conservar constante el contenido de agua.
2. Colocar las cimentaciones bajo el nivel de cambios de humedad.
3. Aplicar compuestos químicos a los suelos expansivos, como la cal, para estabilizarlos.
4. Excavar y quitar los suelos expansivos en las superficies de construcción, sustituyéndolo por suelos estables (véase la figura 3.13 y 3.14).

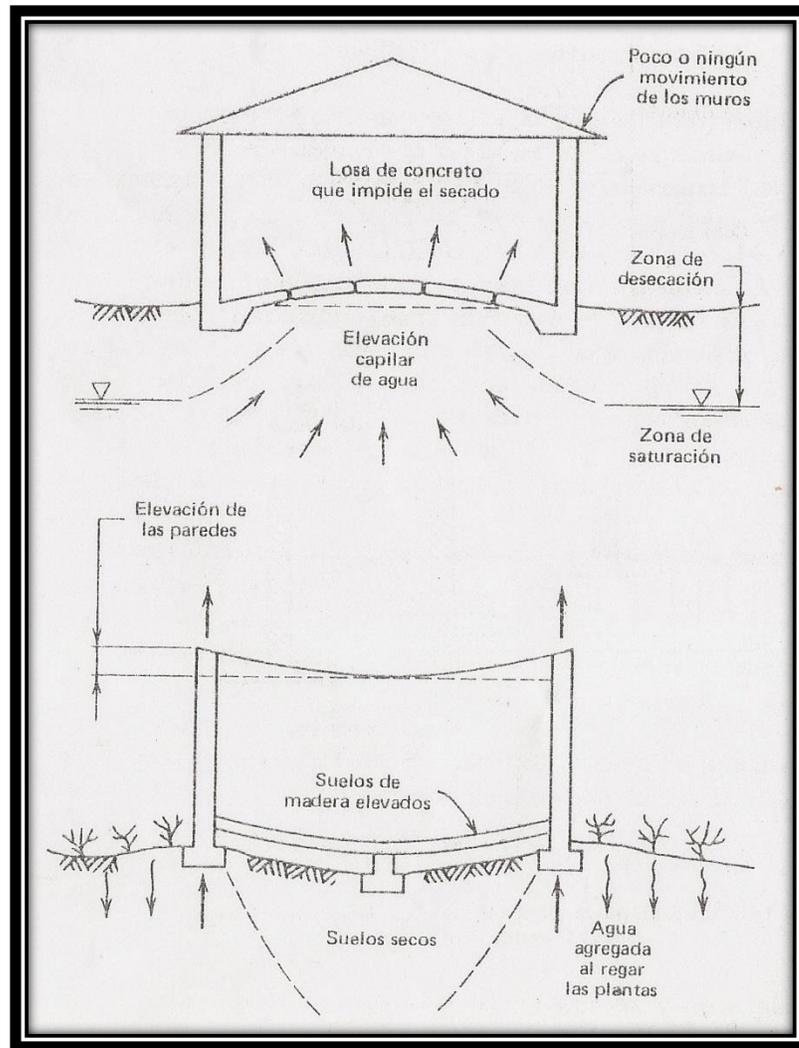


Figura 3.14 Comportamiento de estructuras en suelos expansivos.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 201

3.18 Cimentaciones en suelos corrosivos.

Los compuestos químicos que se encuentran en algunos suelos, dicen A. Fletcher y A. Smoots (1982), pueden corroer el acero y estropear el concreto. A estos suelos se les denomina corrosivos. Si el estudio de laboratorio o los ensayos de resistencia señalan estas condiciones, pueden ocuparse precauciones especiales para resguardar el concreto y el acero de refuerzo.

Porcentaje de SO ₃ contenido en			
Agua del terreno	Suelo arcilloso	Gravedad	Recomendaciones
0-0.03	0-0.2	No hay problemas especiales	No se necesita tomar medidas especiales
0.03-0.1	0.2-0.5	Algunos problemas, sobre todo en paredes delgadas de concreto	Utilícese concreto de cemento Portland (tipo II), resistente a los sulfatos
Más de 0.1	Más de 0.5	Problemas graves	Utilícese cemento de supersulfato o alto contenido de óxido de aluminio (tipo V).

Tabla 3.2 Recomendaciones para el porcentaje de óxido de azufre.

Fuente: A. Fletcher y A. Smoots; 1982: 203

Una solución habitual en los suelos de alto porcentaje de sulfatos o cloruros, trata en usar cementos más resistentes, como son el de tipo V, para que soporten la corrosión. De igual modo, el acero tiene que resguardarse a través de cubiertas más gruesa de concreto, que tienen que tener un espesor mínimos de 4 pulgadas (10 cm) (véase tabla 3.2).

CAPÍTULO 4

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En este apartado se muestra el marco geográfico, social y económico en el que se tiene el edificio a examinar, se analizan las propiedades físicas del sitio así como un estudio de macrolocalización y microlocalización, con la finalidad de presentar al lector la información imperativa a saber para localizar de manera rápida el lugar donde se tiene el proyecto.

4.1 Generalidades.

La ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. se analizará por el mejor método con el se adecúe al análisis, diseño y cimentación del mismo, debe adecuarse a la topografía de la Universidad, para poder cimentarse de la mejor manera posible en el terreno.

Con esto se podrá ayudar a los interesados en ampliar un edificio parecido con características de terreno parecidas, y por supuesto al personal de la biblioteca para que así obtengan más espacio para almacenar libros.

4.1.1 Objetivo.

Determinar con qué método es más conveniente llevar a cabo el análisis y el diseño de esta ampliación, para que así también la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. cumpla de mejor manera con su normativa y a tener más capacidad de almacenamiento.

4.1.2 Alcance de proyecto.

La presente tesis abarca el diseño estructural de la superestructura de la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. En superestructura se contiene el diseño de losas, trabes y columnas para llevar a cabo el análisis y diseño del proyecto y el diseño de la cimentación. Como último paso, todos los resultados obtenidos servirán para los planos estructurales que nos ayudarán de mejor manera a entender el proyecto.

4.2 Resumen ejecutivo.

Con este trabajo se quiere lograr primero que nada poder ayudar a todo lector, estudiante de ingeniería civil o ingeniero civil que se le presente un caso de tener que ampliar un edificio de concreto armados similar a este y terreno similar, así como ayudar a la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. a tener más espacio para sus libros ya que no pueden cumplir con la normativa que pone la Universidad Nacional Autónoma de México a las bibliotecas. En este proyecto para poder determinar el método adecuado para esta ampliación, solo se tendrá en cuenta el análisis, el diseño y la cimentación de la misma ampliación, también dando prioridad a los reglamentos de construcción y respetando sus normas que se lleguen a requerir, para que sea seguro.

4.3 Entorno geográfico.

4.3.1 Macro y microlocalización.

4.3.1.1 Macrolocalización.

El edificio a ampliar con concreto armado, se establece en el estado de Michoacán en la ciudad de Uruapan, el estado se localiza en el suroeste de los Estados Unidos Mexicanos y limita con los estados de Jalisco y Colima al noroeste, con Querétaro al noreste, Guanajuato al norte, con Estado de México al este, con Guerrero al sureste, y al suroeste con el océano Pacífico. Cuenta con una superficie de 59 928 km² y tiene 113 municipios, cuya capital es la ciudad de Morelia. El estado de Michoacán se localiza entre las coordenadas de latitud norte 20° 24' a 17° 55' y longitud oeste de 100° 4' a 103° 44'.



Imagen 4.1 Localización del estado de Michoacán en los Estados Unidos Mexicanos.

Fuente: <http://gaia.inegi.org.mx/>

La ciudad de Uruapan es la segunda en importancia y la segunda más poblada del estado de Michoacán.

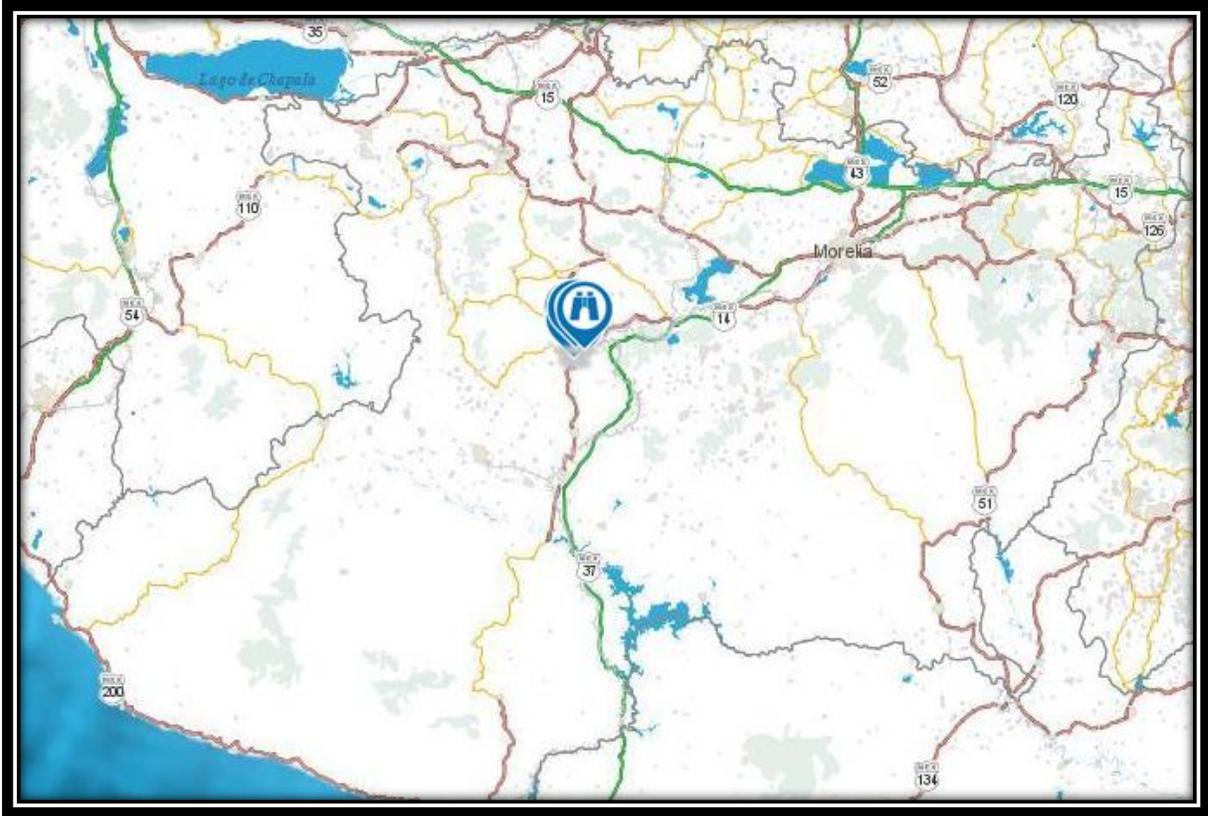


Imagen 4.2 Localización del municipio de Uruapan en el estado de Michoacán.

Fuente: <http://gaia.inegi.org.mx/>

4.3.1.2 Microlocalización

Con base en la información obtenida del programa Google Earth y de acuerdo a la cartografía del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), el municipio de Uruapan se localiza en región occidente del estado de Michoacán. Con las coordenadas que están entre los paralelos de latitud norte $19^{\circ} 11'$ a $19^{\circ} 38'$ y los meridianos de longitud oeste $101^{\circ} 56'$ a $102^{\circ} 24'$ y con altitudes de 700 a 3 300 metros.

Uruapan colinda al norte con los municipios de Paracho y Nahuatzen, al este con los municipios de Ziracuaretiro, Taretan y Tingambato, al sur con los municipios de Gabriel Zamora y Parácuaro, y al oeste con los municipios de Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Tancitaro.

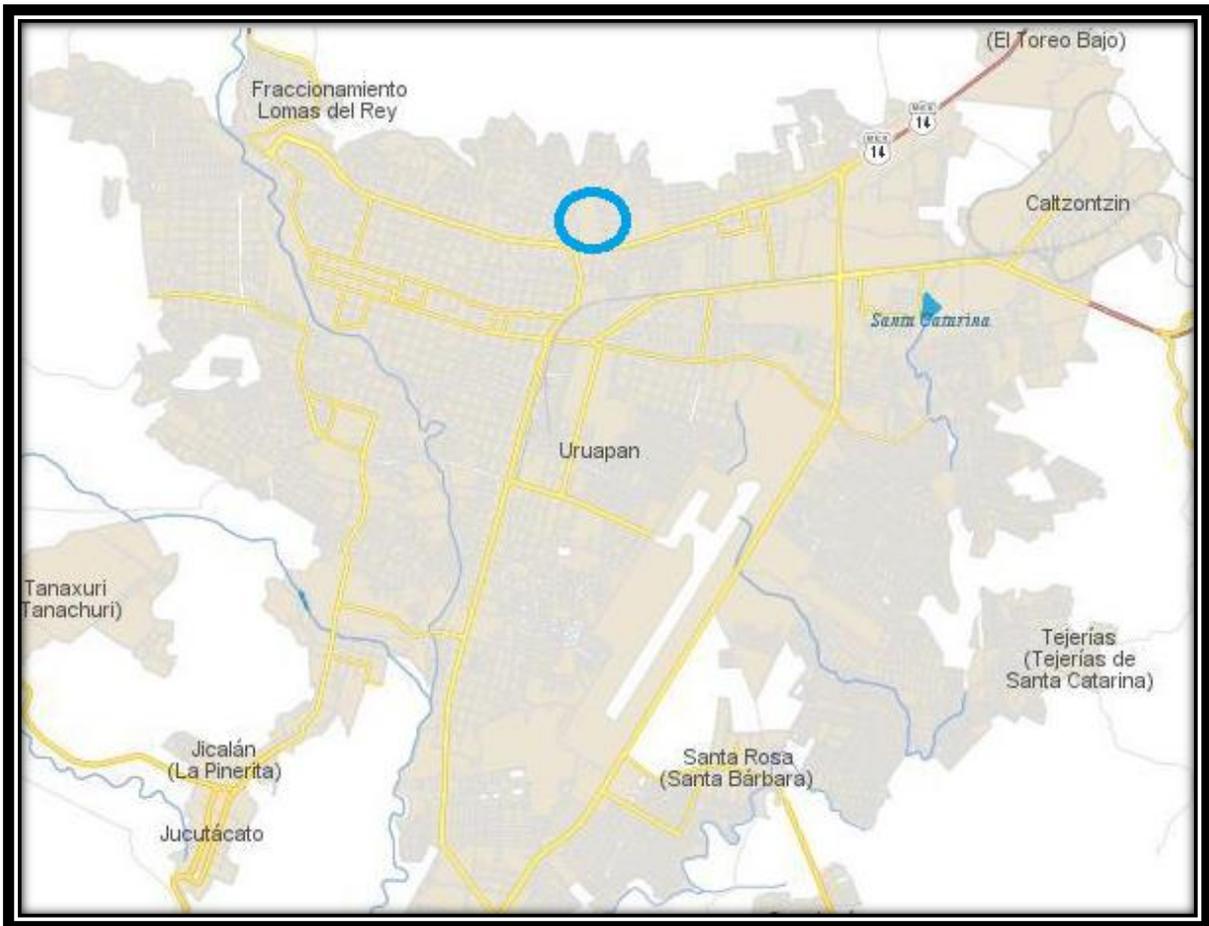


Imagen 4.3 Localización de la Universidad Don Vasco en la ciudad de Uruapan.

Fuente: <http://gaia.inegi.org.mx/>

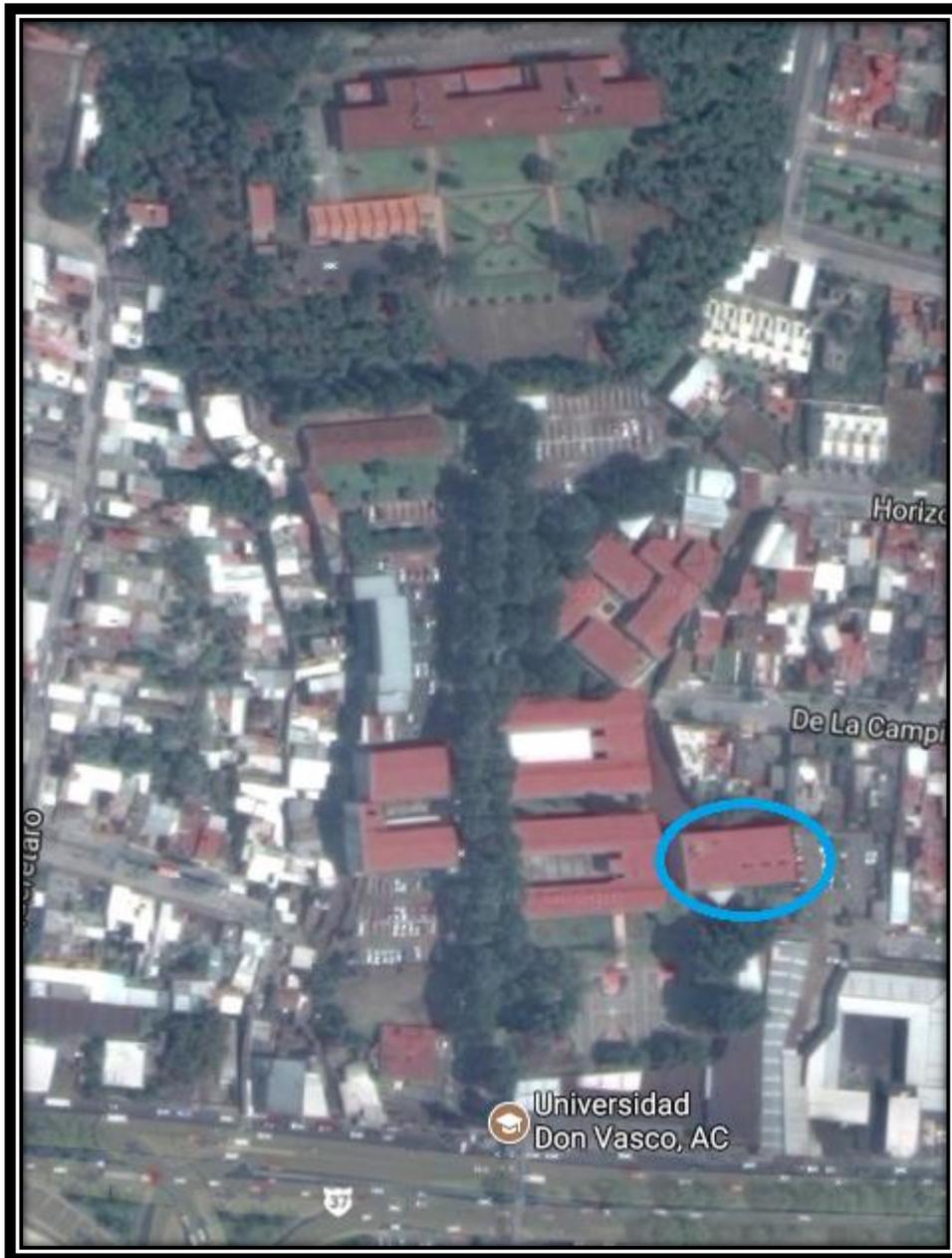


Imagen 4.4 Localización del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco.

Fuente: <https://www.google.com.mx/>

4.3.2 Geología regional y de la zona en estudio.

El tipo de suelo que se tiene en Uruapan es ígnea intrusiva: granito con 0.53%, ígnea extrusiva se localizan diferentes como: basalto-toba básica (0.20%), dacita

(0.31%), toba básica (1,61%), toba ácida-brecha volcánica ácida (2.38%), andesita (2.66%), toba básica-brecha volcánica básica (2.97%), basalto-brecha volcánica básica (3.28%), brecha volcánica básica (4.14%), brecha volcánica intermedia (16.34%), basalto (58.46%), sedimentaria: arenisca-conglomerado (0.45%) y suelo: aluvial (1.06%). Todo esto beneficia a que se tenga en la zona suroeste de Uruapan un banco de material de tierra roja y sus lugareños lo utilizan produciendo ladrilleras.

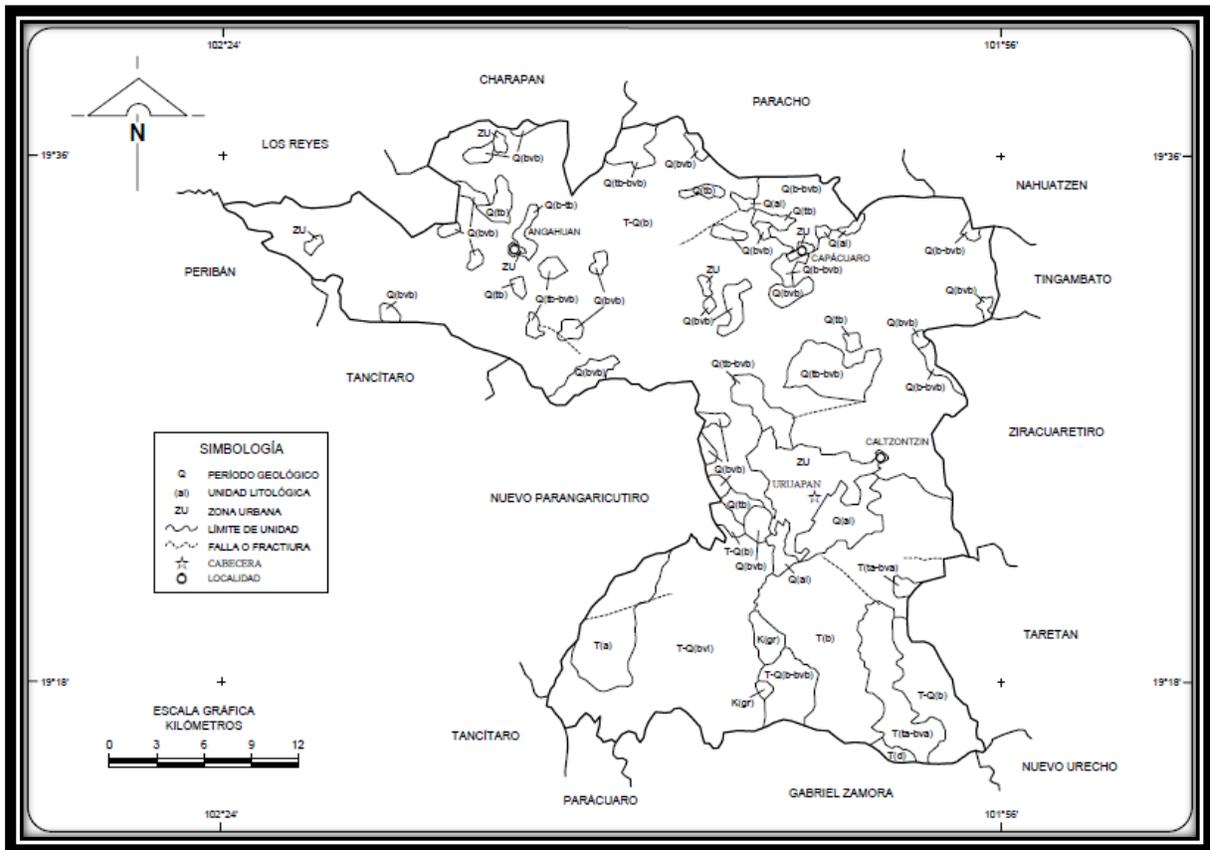


Imagen 4.5 Geología de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 6.

4.3.3 Hidrología regional y de la zona de estudio.

La ciudad de Uruapan está en la región hidrológica del Balsas, y pertenece a la cuenca de R. Tepalcatepec en un 16.16% y R. Tepalcatepec-Infiernillo en 83.84%, por lo que pertenece a la subcuenca R. Bajo Tepalcatepec (1.65%), Paracho Nahuatzen (11.23%), R. Itzicuaró (14.52%), R. La Parota (18.87%) y R. Cupatitzio (53.73%).

Se tienen corrientes de agua perennes: El Salitre, Parotillas, El Salto, Comparan, El Guayabo y Cupatitzio. Además corrientes intermitentes como: Andagio, El Guayabo, El Salitre, El Salto, La Tapazon, El Naranja, Pororicua, La Mira, Puente de Tierra, Jicalan Viejo, Los Laureles, El Atravesaño, Los cerezos, Las Barrancas, Chumbisto, Los Conejos, San Antonio, San Lorenzo, Inyadicurin y Chimilpa Perenne (0.02%): Cupatitzio.

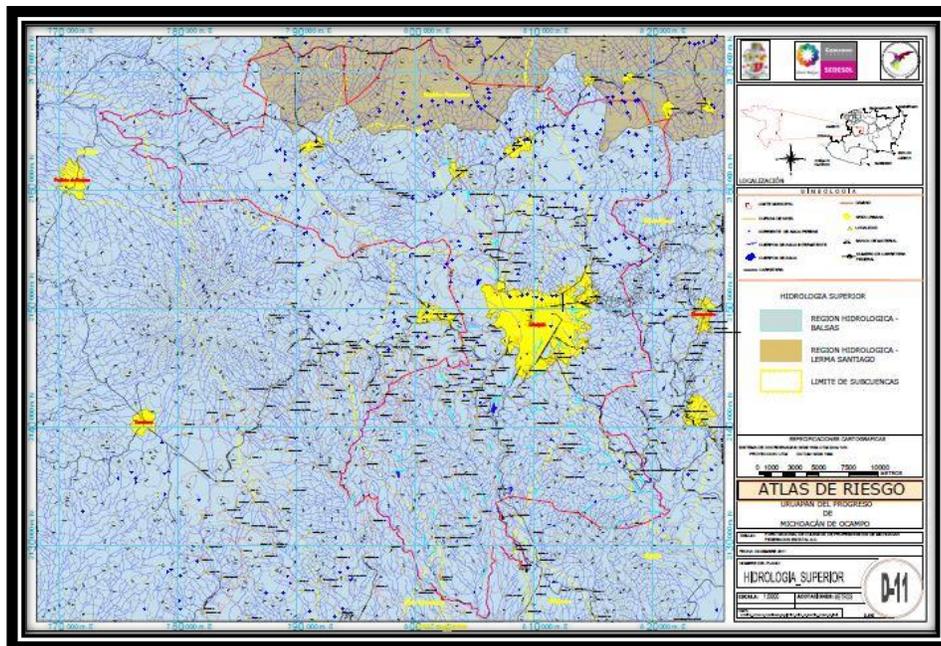


Imagen 4.6 Hidrografía de la región de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 9.

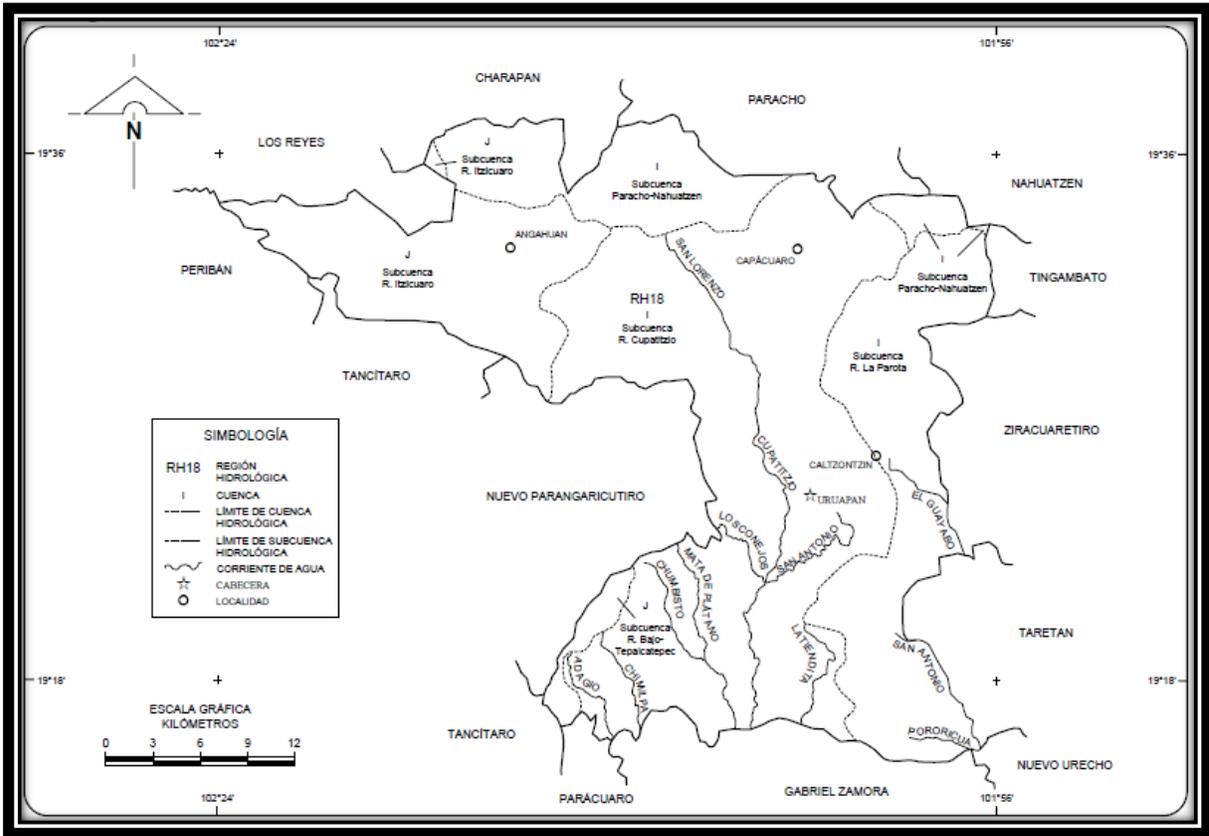


Imagen 4.7 Hidrografía de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 9.

4.3.4 Uso de suelo regional y de la zona en estudio.

En este ámbito Uruapan se tiene una principal uso de suelo que es en la agricultura con un 30.57% y una zona urbana de 5.57%. En la misma materia pero con uso vegetativo es de selva (5.43%), pastizal (4%) y bosque (54.19%).

El uso de la tierra para Uruapan es:

- No es capaz para la agricultura (46.41%)
- Agricultura manual estacional (21.57%)

- Agricultura con tracción animal estacional (14.37%)
- Agricultura con tracción animal continua (3.39%)
- Agricultura mecanizada continua (14.26%)

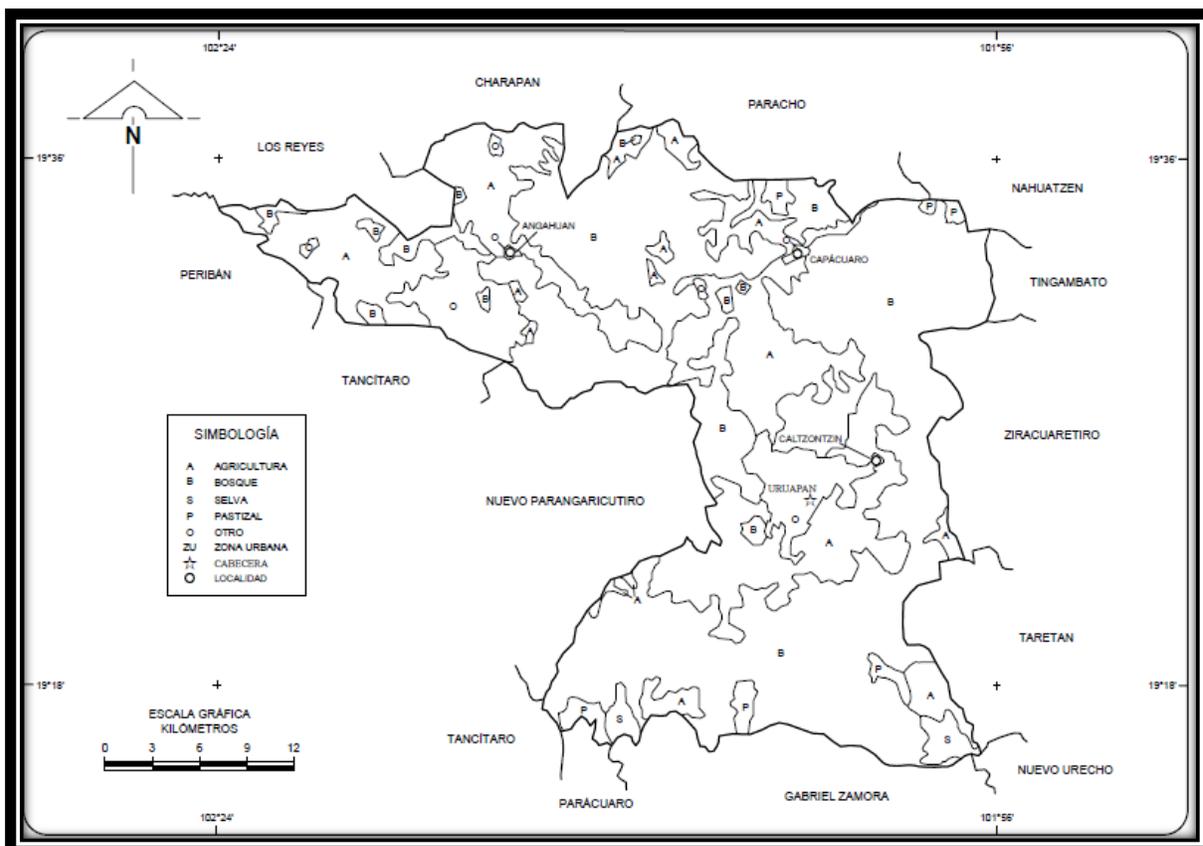


Imagen 4.8 Agricultura y vegetación de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 11.

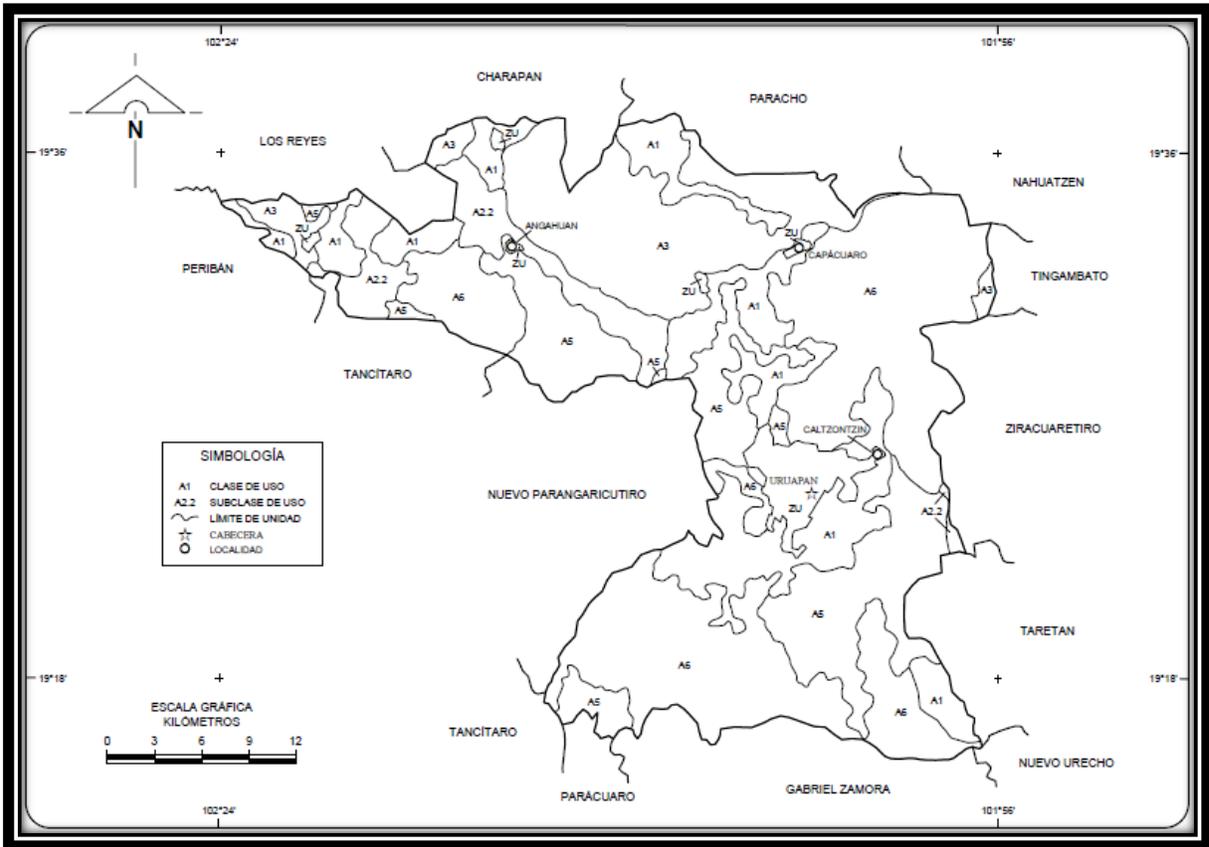


Imagen 4.9 Uso de agricultura de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 12.

4.3.5 Zona urbana.

Las zonas urbanas están extendiéndose sobre suelo aluvial del Cuaternario y roca ígnea extrusiva del Neógeno, Plioceno-Cuaternario y Cuaternario, en sierra volcánica con estrato volcanes o estrato volcanes aislado con llanuras, llanura aluvial y meseta basáltica con cañadas; sobre zonas donde antes había suelos llamados Leptosol, Cambisol, Regosol y Andosol.

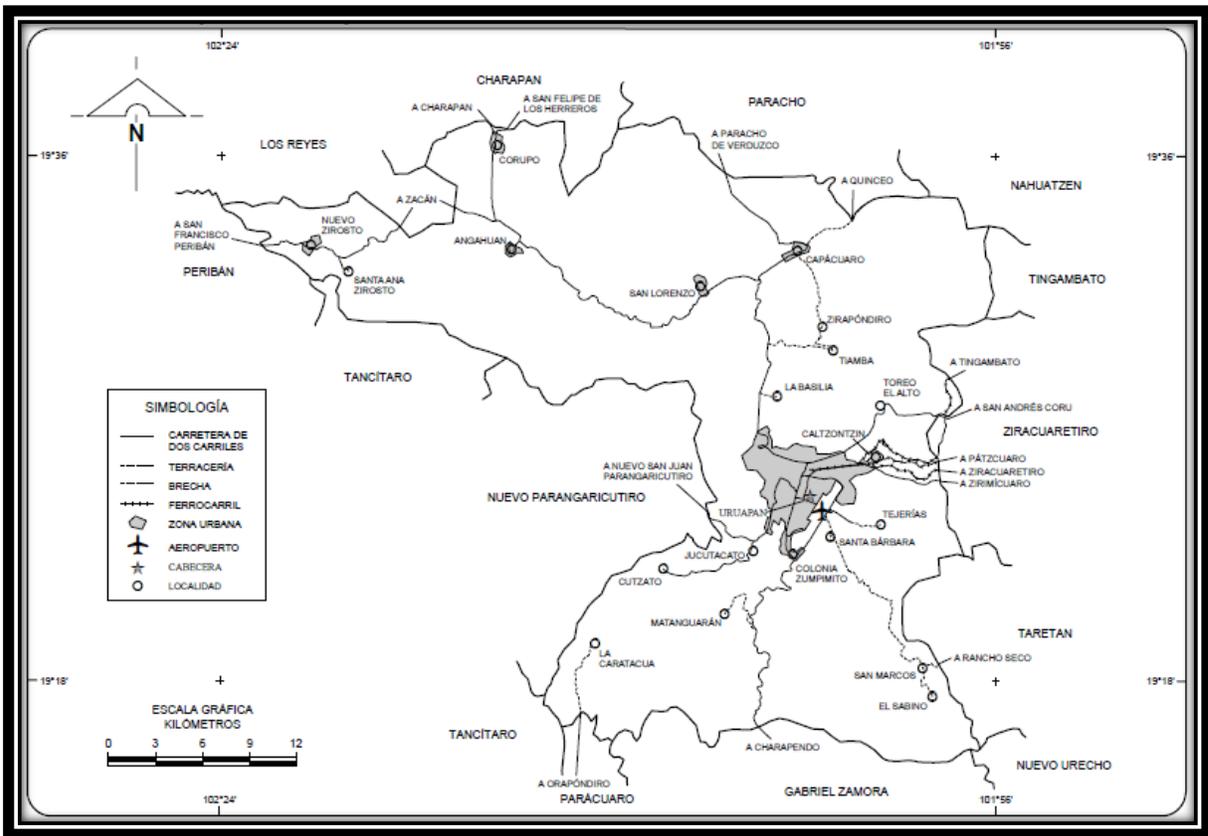


Imagen 4.10 Infraestructura para el transporte de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 3.

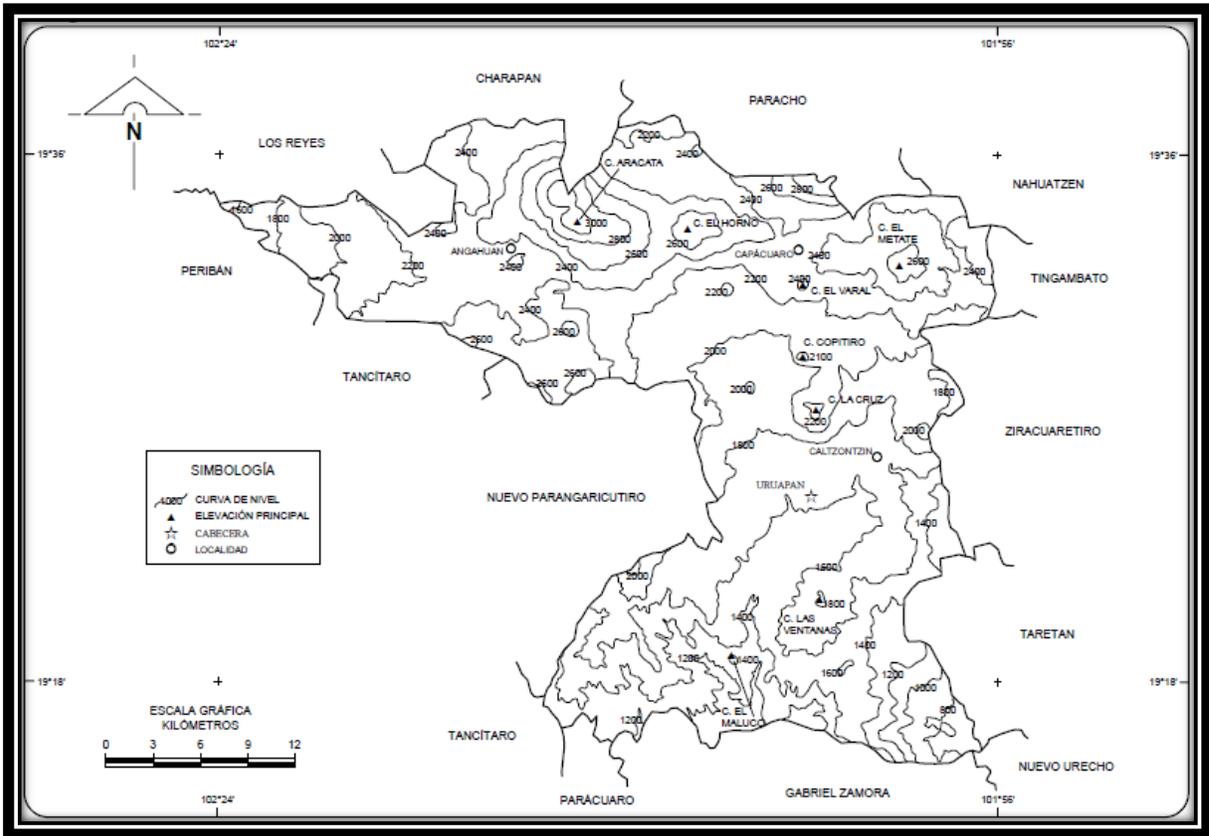


Imagen 4.11 Orografía de Uruapan.

Fuente: INEGI; 2006: 4.

4.4 Reporte fotográfico.

En este apartado se muestra el reporte fotográfico del lugar explicando lo que se presenta en cada imagen, teniendo en cuenta que son del edificio de concreto armado, el cual se ampliará.



Imagen 4.12 Entrada de la Universidad Don Vasco. (Fuente: Propia).

Aquí se puede apreciar el acceso principal a la Universidad Don Vasco, que siempre está vigilada por porteros que aseguran la buena coordinación de alumnos y automóviles a sus respectivos lugares.



Imagen 4.13 Acceso por las canchas al edificio de la biblioteca. (Fuente: Propia).

En esta imagen se pueden ver claramente el área deportiva y de esparcimiento de muchos estudiantes, que es de vital importancia para la sana convivencia, al fondo se puede apreciar la cafetería que es usada para proporcionar alimentos a estudiantes.



Imagen 4.14 Entrada principal al edificio de la biblioteca. (Fuente: Propia).

Aquí se puede observar a los estudiantes de CCH (Colegio de Ciencias y Humanidades) pasando justo a un lado de la entrada principal del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.



Imagen 4.15 Fachada del edificio de la biblioteca. (Fuente: Propia).

Esta fotografía es interesante ya que se observan tres plantas con tres ventanas en cada respectiva planta de este lado del edificio.



Imagen 4.16 Vista lateral del edificio de la biblioteca. (Fuente: Propia).

Esta otra imagen es captada desde uno de los estacionamientos de la Universidad Don Vasco, donde se puede apreciar que desde este otro lado existen tres plantas con tres ventanas en cada planta.



Imagen 4.17 Escalera para acceder al primer y segundo nivel. (Fuente: Propia).

Como se puede apreciar dentro de la primera planta del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. se encuentra una exposición de pintura, este tipo de exposiciones son muy importantes para la universidad.



Imagen 4.18 Pasillo para acceder a los laboratorios. (Fuente: Propia).

Como se puede apreciar, en este pasillo hay laboratorios de diferentes colores como el morado, el rojo y el amarillo, al fondo hay un cubículo vacío y al frente de los laboratorios se encuentran más cubículos vacíos.



Imagen 4.19 Laboratorio rojo (Fuente: Propia).

En esta otra fotografía se puede ver el equipo de cómputo en excelentes condiciones y listo para ser usado por los estudiantes.



Imagen 4.20 Biblioteca (Fuente: Propia).

Para la Universidad Don Vasco A.C. es muy importante que sus estudiantes acudan a la biblioteca en busca de información que les pueda ayudar en sus respectivas asignaturas.

4.4.1 Problemática.

En este apartado se mostrará cómo es que los estantes de la biblioteca utilizan el 100% de sus espacios y no dejan el 25% que dice la normativa de la UNAM que deben de dejar de espacio.



Imagen 4.21 Estantes saturados de libros. (Fuente. Propia).

Estos estantes están demasiado saturados, esta situación no puede seguir así de lo contrario se tendría consecuencias para el funcionamiento correcto de la biblioteca de la Universidad Don Vasco.



Imagen 4.22 Estantes sin espacios que no dejan cumplir la normativa. (Fuente: Propia).

Esta fotografía es parecida a la anterior ya que se puede ver cómo se tiene el mismo problema, ésta imagen fue tomada desde la parte posterior del edificio ya mencionado.



Imagen 4.23 Estantes llenos de libros sin ningún tipo de espacio. (Fuente: Propia).

Como se puede ver en esta otra captura se sigue teniendo el mismo problema, esto no debe seguir así, se debe hacer algo pronto para cambiar esta situación.

4.4.2 Estado físico actual.

En esta sección se podrá observar el estado actual de la biblioteca.

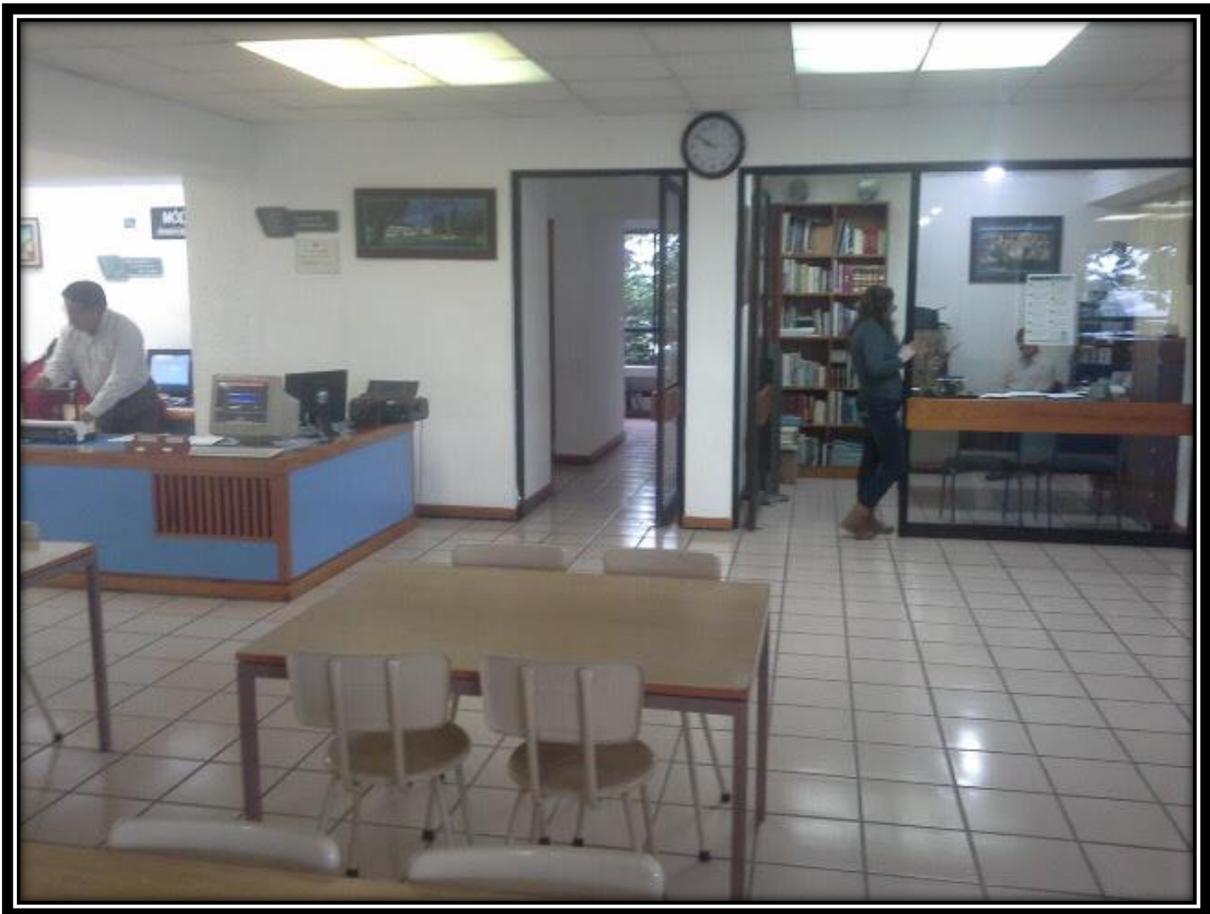


Imagen 4.24 Oficina de encargado de la biblioteca. (Fuente: Propia).

Aquí se puede ver personal de la biblioteca del edificio ya mencionado trabajando para poder brindar un buen servicio a los estudiantes.

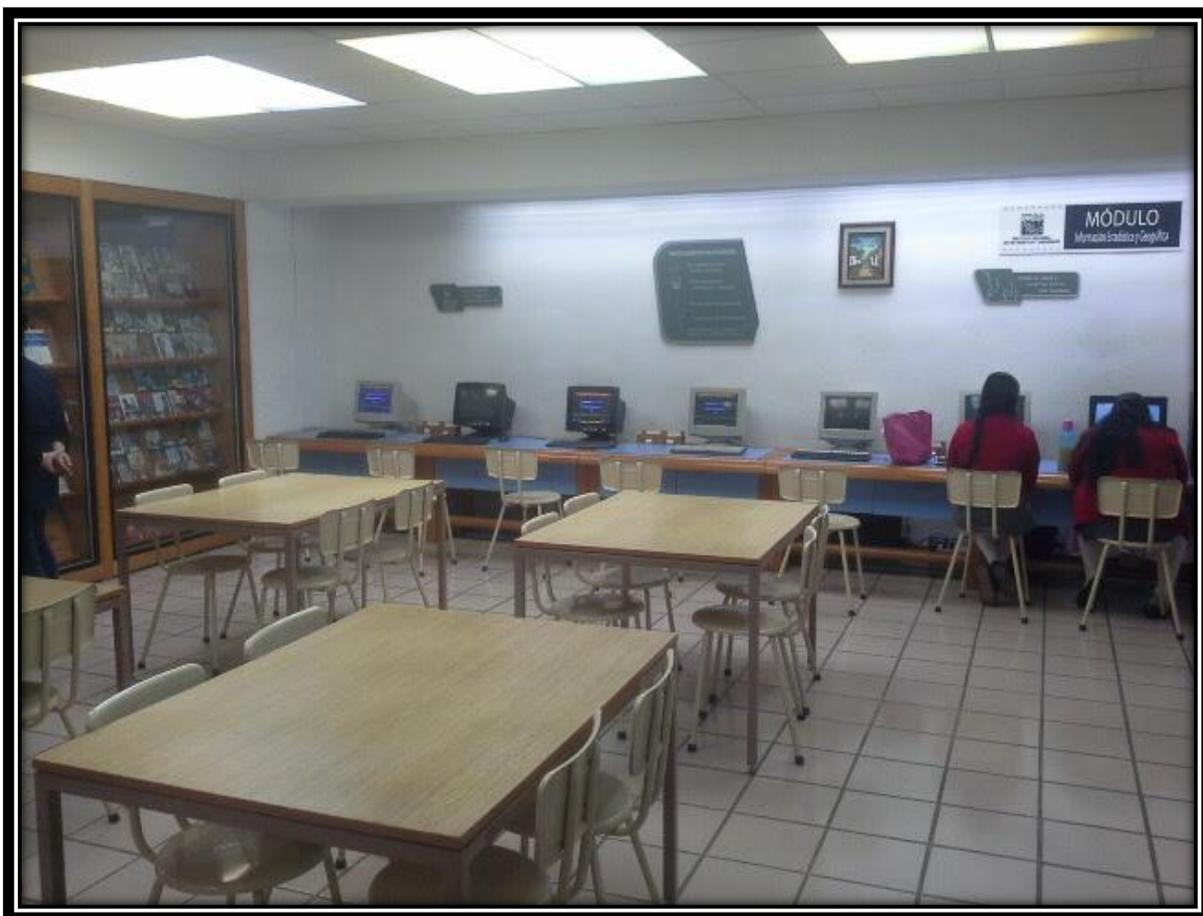


Imagen 4.25 Computadoras para buscar libros. (Fuente: Propia).

En esta siguiente imagen se puede observar equipo de cómputo para búsqueda de libros siendo utilizado por alumnos de CCH, al fondo a la izquierda se tienen libros y revistas en exhibición.



Imagen 4.26 Cubículos para lectura individual. (Fuente: Propia).

En esta siguiente fotografía se pueden apreciar copiadoras a la derecha y dos espacios para poder hacer actividades relacionadas con libros siendo utilizadas por estudiantes.

4.5 Alternativas de solución.

En este rubro se explicarán algunas soluciones alternas de la propuesta de ampliación.

4.5.1 Planteamiento de alternativas.

A continuación se mencionan las soluciones alternas más importantes:

- Ampliación hacia el lado de la fachada.
- Ampliación hacia la cafetería de enfrente del edificio de la biblioteca.
- Ampliación hacia el estacionamiento, invadiéndolo.
- Ampliación hacia el edificio 1, cerrando el acceso hacia las Escuelas de Arquitectura y Diseño Gráfico.

4.6 Procesos de análisis.

Para el análisis y diseño de la ampliación se tomará el mejor método para calcular esta, tomando en cuenta los estados límite de falla y de servicio, los factores de carga, los esfuerzos admisibles, combinaciones de carga, factores de resistencia, la permeabilidad del concreto, la dilatación del concreto.

Se analizará el modelo por medio del programa SAP2000 con un análisis de carga adecuado y se diseñará por flexión las trabes es decir con la teoría de resistencia última, las columnas por flexocompresión biaxial, las losa se diseñarán por el método de coeficientes, ya que estos métodos son los más convenientes para el análisis y diseño de la ampliación así como la de su cimentación.

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA

En este capítulo se abordarán los temas como son el método empleado que se utilizó para la realización de la presente tesis, seguido de esto, el enfoque que se llevó a cabo para esta tesis, además el alcance de la investigación, también cual fue el diseño de la investigación, los instrumentos que se utilizaron para la recopilación de datos y la descripción del proceso de investigación.

5.1 Método empleado.

El método empleado para esta tesis fue el método científico que consiste, según Tamayo (2000), en conseguir información importante fiable, para comprender, comprobar, corregir o aplicar el conocimiento. Ya que esta investigación es del tipo científica hay que diferenciar sus dos características más generales. La primera es la parte del proceso que señala de qué manera realizar una investigación dado un problema a investigar. El segundo es la parte formal que indica cómo debe mostrarse el resultado del proceso seguido, lo que se conoce como informe final.

5.1.1 Método matemático.

Este método trata de utilizar las matemáticas aplicadas, para llegar a la solución de problemas de las ciencias aplicadas. También se utiliza para comparar cantidades para obtener nociones de importancia, valor económico y capacidad.

Se utilizó este método ya que va ser de gran importancia a la hora de hacer uso de los cálculos, análisis para la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

5.2 Enfoque de la investigación.

Para poder comprender qué enfoque se le dará a esta investigación es necesario saber qué enfoque se está llevando a cabo, se tienen 3 tipos de enfoques para la investigación, que se les conoce como enfoque cuantitativo, enfoque cualitativo y el enfoque mixto, éste último es una combinación del cuantitativo y cualitativo. A continuación se dará una breve explicación de los primeros dos enfoques mencionados con anterioridad:

El enfoque cuantitativo; de acuerdo con Hernández Sampieri y colaboradores (2014) consiste en plantear un problema que necesite una solución, y de aquí surgen hipótesis las cuales hay que comprobarlas por medio de diseños de investigación adecuados por medio de análisis estadístico, medición de fenómenos y recolección de datos, para probar teorías. Este proceso es deductivo, secuencial, probatorio y analiza la realidad objetiva. Todo lo anterior nos genera resultados, control de fenómenos, precisión, replica y predicción.

En cuanto al enfoque cualitativo; es en el que también se plantea un problema, pero no sigue un proceso establecido claro. Los planteamientos no están tan especificados como en el enfoque cuantitativo y las preguntas de investigación no siempre se definen por completo. Según los mismos autores se basa en ambientes naturales, las definiciones se obtienen de la información, no se cimienta sobre las estadísticas. Este proceso es inductivo, recurrente, analiza varias realidades subjetivas y no tiene secuencia lineal. Con todo lo anterior se obtienen profundidad de significados, amplitud, y contextualiza al fenómeno.

Esta investigación como se podrá observar es de enfoque cuantitativo, ya que ésta se fundamentó en la obtención de datos numéricos con los cuales se trabajará, a través de los diseños de investigación adecuados, como son el cálculo, el análisis y los resultados.

5.2.1. Alcance de la investigación.

Ya que se tiene definido el enfoque, se pasará ahora al alcance de la investigación, se tienen cuatro tipos de alcances que se les nombra: exploratorios, descriptivos, correlacionales y explicativos. Con el alcance que se trabajará es el descriptivo ya que en éste “únicamente pretende medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren.” (Hernández Sampieri y colaboradores; 2014: 92)

Esta investigación tendrá el alcance descriptivo ya que solo se quiere conocer la mejor opción en estructuras de concreto para la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

5.3 Diseño de investigación.

A continuación, se determinará el diseño que abordará esta investigación para ello se señalarán los tipos de investigación que se tienen, experimental y no experimental, el primero trata sobre producir una acción y después observar las consecuencias y el segundo se puede definir de la siguiente manera: “se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables.” (Hernández Sampieri y colaboradores; 2014: 152)

Esta tesis tiene la característica de ser del tipo no experimental ya que no se va a propiciar una acción y observar sus respectivas consecuencias sino más bien solo se calculará, analizará y observar los resultados y no se establecerán nuevas técnicas.

A partir de este último tipo de diseño se desprenden dos estudios que son el transversal y el longitudinal y el que se utilizará será el transversal que consiste concordando con Hernández Sampieri y colaboradores (2014) en definir variables o conseguir información y analizar en momento de un tiempo determinado.

Esta investigación tendrá el estudio transversal ya que solo se realizará para un momento dado y después se calcularán y se analizarán los resultados para dar una solución al problema planteado.

5.4 Instrumentos de recopilación de datos.

SAP2000: Es un programa de análisis de estructuras fundamentado en el Método de los Elementos Finitos (MEF). La razón de su nombre es debido a sus siglas en inglés que es Structural Analysis Program. SAP200 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D enfocado a objetos, listo para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más extenso grupo de problemas de ingeniería de estructuras.

Autocad: Es un programa para el dibujo con exactitud y para facilitar este tipo de dibujo, ofrece herramientas que permiten trabajar con sencillez, pero también con precisión, con coordenadas y parámetros tales como la longitud de una línea o el radio de un círculo.

Microsoft Excel: Es un programa informático que permite realiza tareas contables y financieras debido a sus funciones, desarrolladas especialmente para ayudar a crear y trabajar con hojas de cálculo. Cuenta con las operaciones de una hoja de cálculo que contiene columnas y líneas infinitas. Gracias a lo anterior, se puede organizar y clasificar la información de manera más simple.

Microsoft Word: Es un programa que es para elaborar documentos como artículos, informes o cartas, también trabaja con imágenes, tablas y gráficos. Permite cambiar los márgenes de una página, el formato de la fuente, corregir errores ortográficos, sugerir sinónimos e insertar encabezados y pies de página.

5.5 Descripción del proceso de investigación.

Primeramente, ésta tesis surgió debido a la importancia de saber cómo hacer una ampliación adecuada para un edificio como el de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. Se empezó por indagar por los planos del edificio de la biblioteca ya que sin estos realmente no se puede hacer mucho, la dirección de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. fue quien proporciono dichos planos para la realización de la presente tesis y autorizados por la misma Universidad Don Vasco A.C.

Ahora para determinar el tipo de material con el cual se trabajaría la ampliación de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. se presentaron los planos al asesor de ésta tesis, quien sugirió que la ampliación debía hacerse con concreto para proporcionar continuidad con el edificio ya existente.

Ya sabiendo todo lo anterior se pudieron determinar los capítulos de ésta tesis. El primer capítulo define lo que es el concreto y el segundo determina los principales tipos de análisis que se realizan para poder diseñar un edificio.

Se definieron las columnas, trabes y losas, mediante el esfuerzo cortante, fuerza axial y momento flexionante en cada parte de la estructura con la ayuda de SAP2000, aplicando también carga viva y carga muerta multiplicados por el factor el factor de seguridad, para que éste ayude a que la ampliación sea más segura y estable.

Todo lo anterior mencionado con la ayuda del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que es fundamental e imperativo para cualquier construcción, análisis y diseño de una obra o en este caso ampliación.

Todos los cálculos y valores obtenidos por SAP2000, fueron trasladados a una hoja de cálculo de Microsoft Excel, y así poder dimensionar adecuadamente las partes de la estructura para que puedan soportar de mejor manera las cargas que soporta la estructura.

CAPÍTULO 6

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En este apartado se empezará a analizar y a calcular la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C., donde se empezará con plantear la dimensión, después la estructuración y modelo, seguido de esto el diseño de losas a partir del análisis de cargas, diseño de vigas, columnas y cimentación para finalizar con la elaboración de planos estructurales.

6.1 Planteamiento de dimensión.

Para poder darle la mejor opción de ampliación al edificio de la biblioteca se propuso en la parte posterior del edificio ampliarlo a 4 metros 50 centímetros, pero ya que la envergadura del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. en su parte posterior es de 40.10 metros así como en el frente del mismo, la propuesta de ampliación en sí tendrían que ser dos edificios para poder abarcar dicha envergadura, ya que como se explicó en el capítulo 1 de ésta investigación los edificios que sean mayores a 4 en la relación ancho-largo deben evitarse, así que no se podría hacer un solo edificio ya que rebasa ésta relación y no es lo recomendable, ya aclarado lo anterior, se puede decir que para la ampliación serán dos edificios contando cada uno con ocho nuevas columnas, diez nuevas vigas, tres nuevas losas de entrepiso y tres nuevas losas de azotea de concreto reforzado. Se diseñará un solo edificio ya que ambos edificios tendrán las mismas características y dimensiones en sus elementos estructurales.

En el mismo capítulo se menciona que se tiene que dejar una separación suficiente entre edificios adyacentes en éste caso se dejarán cinco centímetros, también se menciona que para evitar choques entre edificios se tiene que amortiguar los edificios para reducir sus movimientos laterales y ligarlos, para éste caso se

utilizarán juntas de neopreno en el espacio de cinco centímetros En el software SAP2000, los apoyos se modelarán por medio de elementos tipo link lineal, a los cuales se les asignarán, según Muñoz (2013), las siguientes propiedades mecánicas y geométricas:

$$G \text{ del elastómero} = 1 \text{ Mpa} = 100 \text{ t/m}^2$$

$$E \text{ del elastómero} = 4.45 \text{ Mpa} = 454 \text{ t/m}^2$$

$$A = 0.25 \text{ m}^2$$

donde G es el módulo de rigidez al corte, E el módulo de elasticidad y A es el área de la sección transversal del apoyo.

Apoyo rígido. Con espesor de la placa de neopreno de $h_r = 0.052 \text{ m}$

Rigidez vertical

$$k_v = \frac{EA}{h_r} = \frac{454(0.25)}{0.052} = 2\,182.6923 \text{ t} - \text{m}$$
$$\mathbf{k_v = 2\,182.69 \text{ t} - \text{m}}$$

Para ver de qué manera quedarán estas juntas, se ilustran a continuación las siguientes figuras.

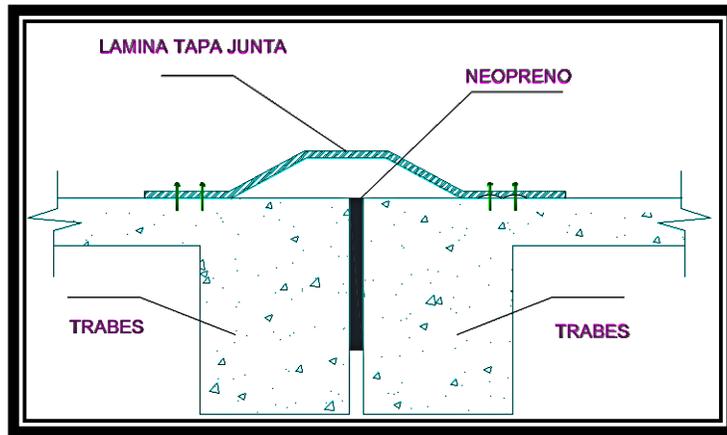


Figura 6.1 Vista en corte de la junta de neopreno en vigas. (Fuente: Propia)

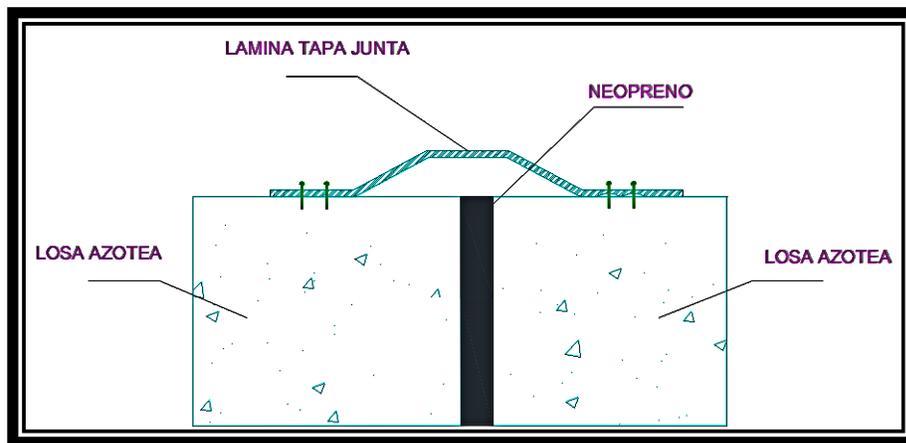


Figura 6.2 Vista en corte de la junta de neopreno en losas. (Fuente: Propia)

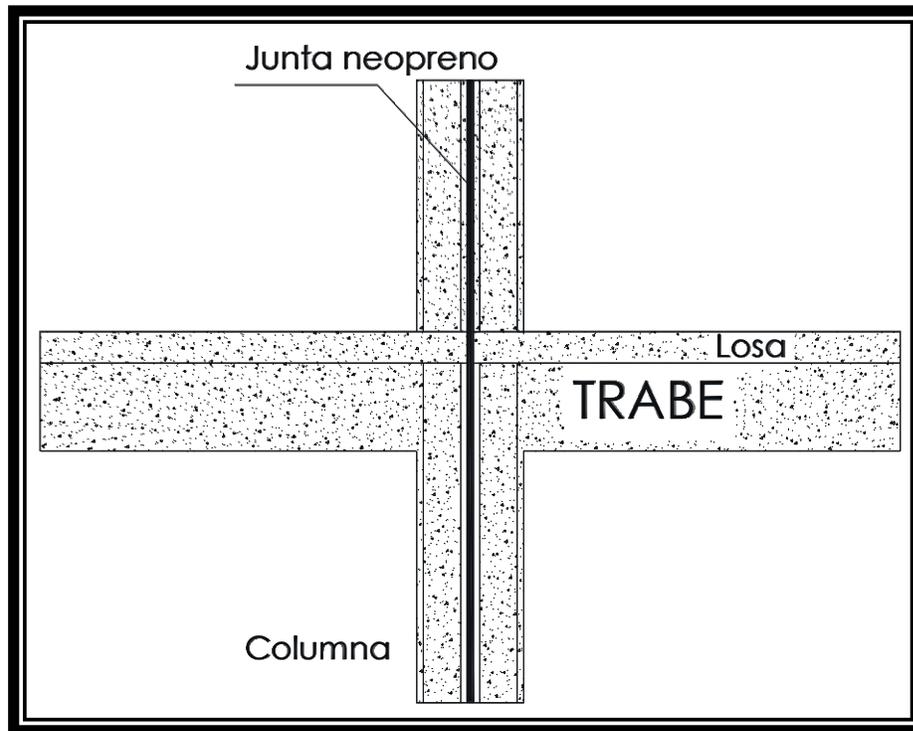


Figura 6.3 Vista en corte de la junta de neopreno en columnas.

(Fuente: Propia)

Ya teniendo claro lo anterior haciendo la planta baja y el primer nivel del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco más grandes para así darle más espacio a los estantes de los libros, los planos arquitectónicos se podrán observar en los anexos 1, 2, 3, 4 y 5.

6.2 Estructuración y modelo.

Se analiza la ampliación de la estructura con ayuda de modelos tridimensionales como se muestra en las siguientes figuras. Estos modelos tienen en cuenta todos los elementos estructurales dependiendo de sus materiales y rigideces aparte de las

cargas que se pusieron. Con ayuda del programa SAP2000 esto se puede lograr de una manera eficiente.

El análisis se lleva a cabo usando un método dinámico dejándonos conocer modos de oscilación y periodos principales de la estructura de acuerdo a las cargas.

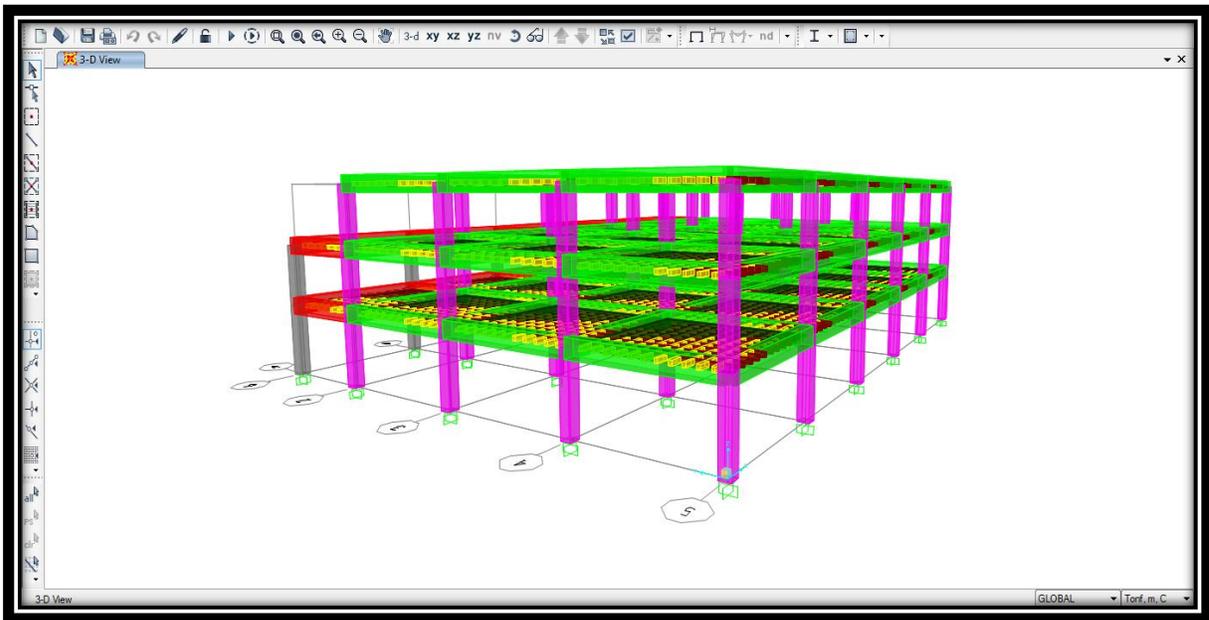


Figura 6.4 Edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

Fuente: Propia.

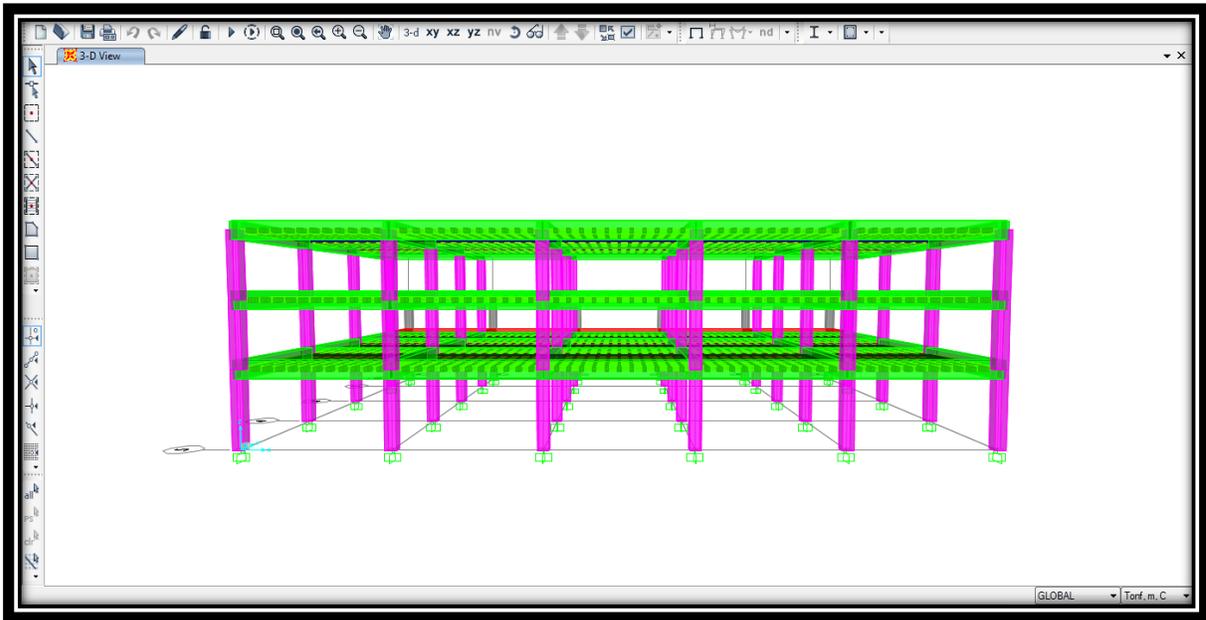


Figura 6.5 Marcos del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

Fuente: Propia.

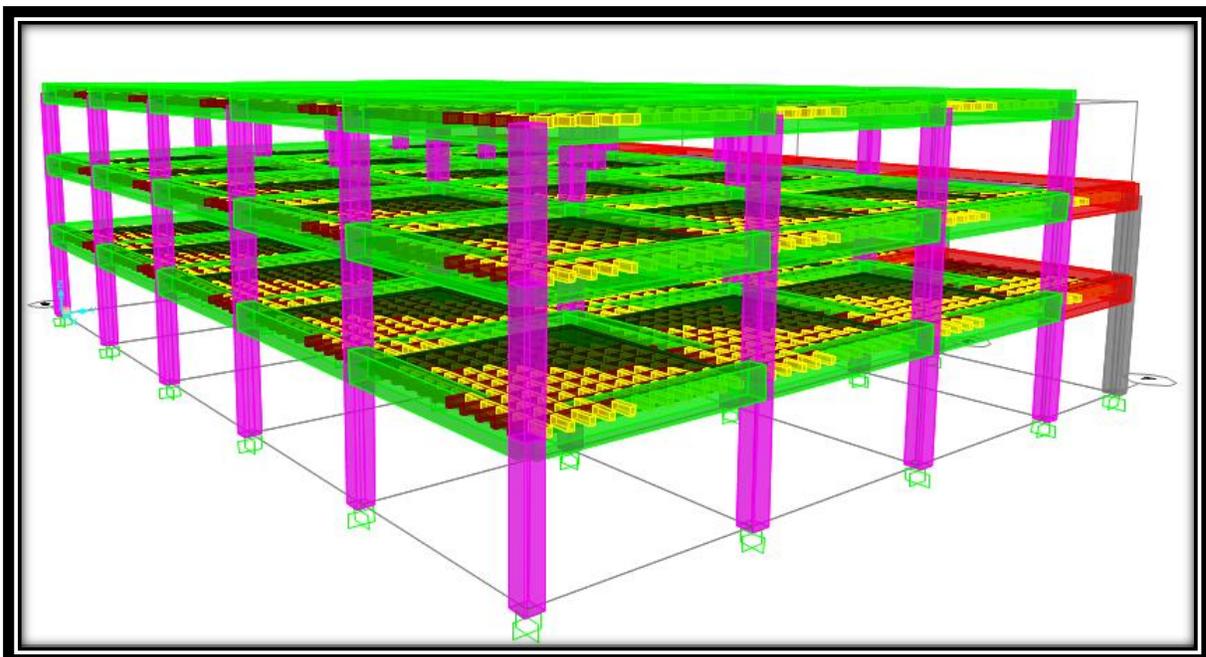


Figura 6.6 Vista en 3d del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

(Fuente: Propia).

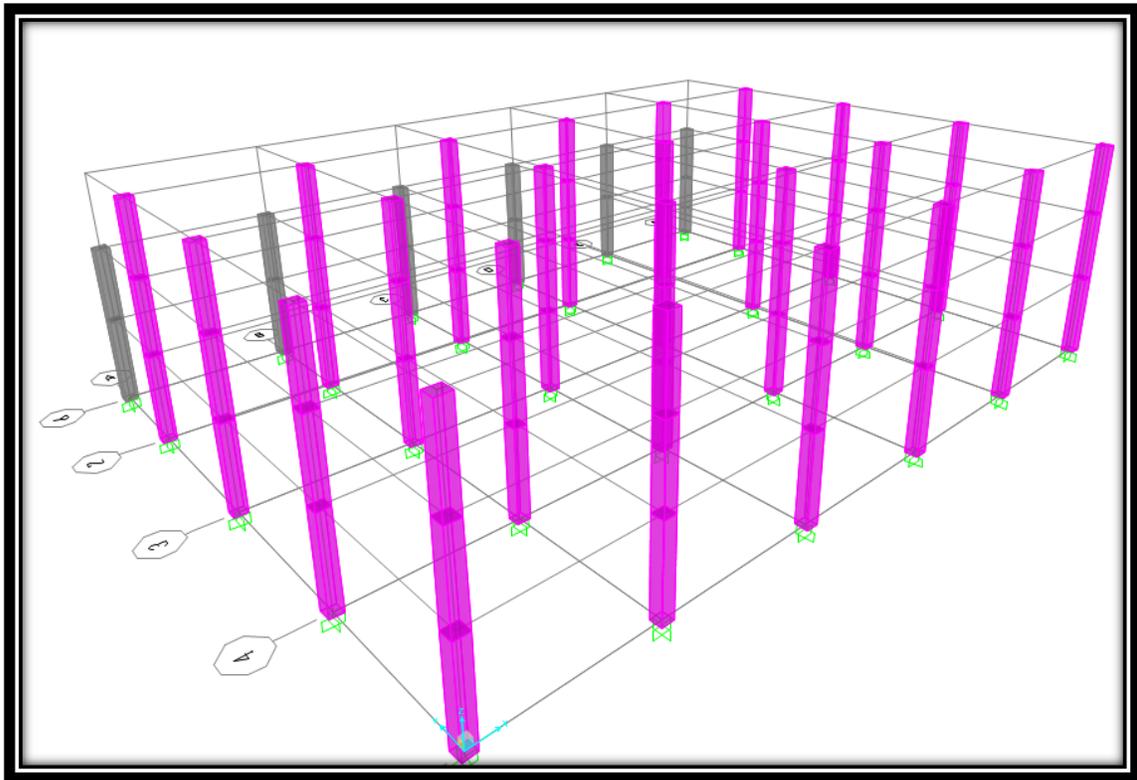


Figura 6.7 Vista de columnas del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C (Fuente: Propia).

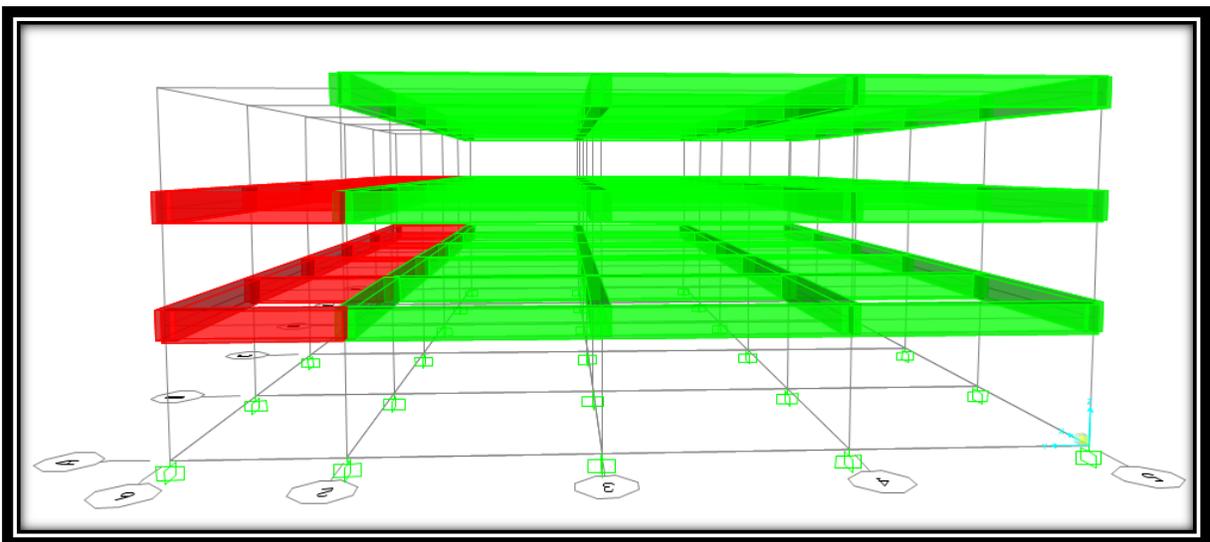


Figura 6.8 Vigas del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

Fuente: Propia.

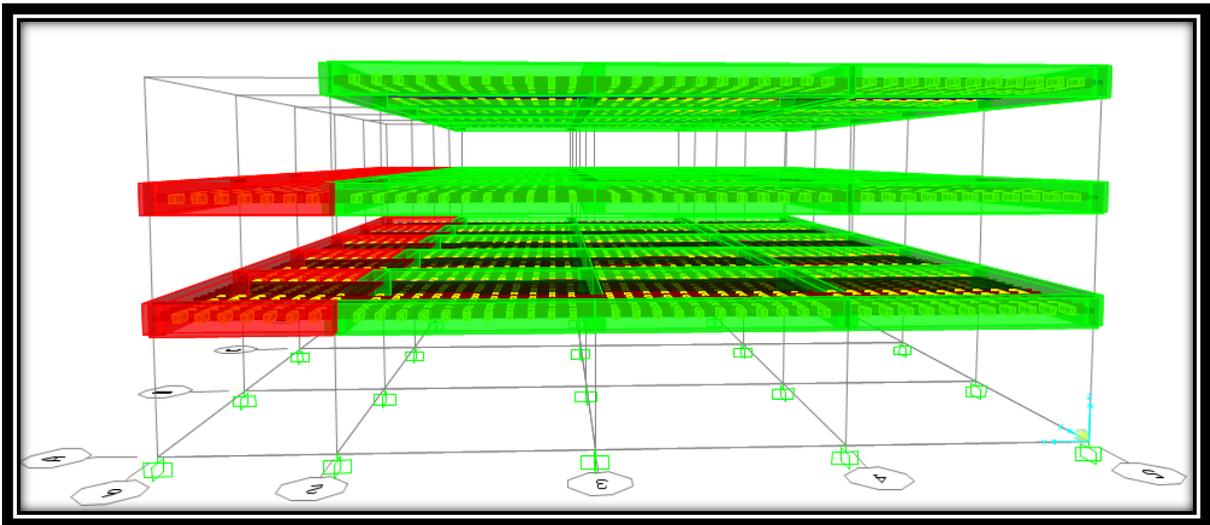


Figura 6.9 Vigas y losas del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco

A.C.

Fuente: Propia.

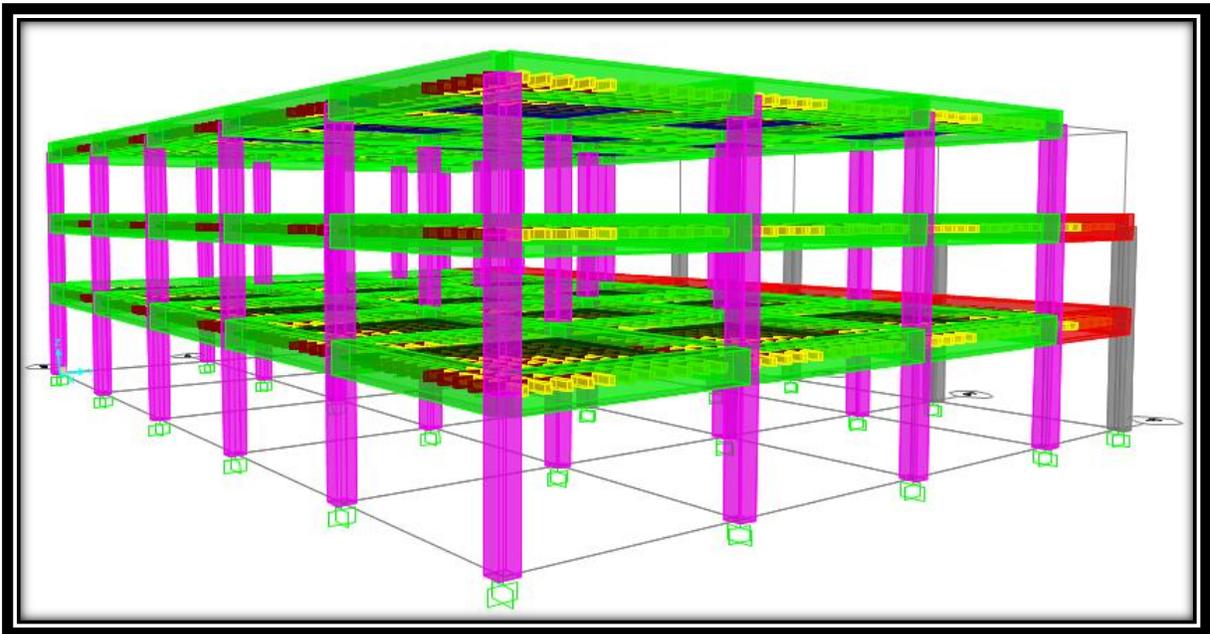


Figura 6.10 Vista en 3d del edificio de la biblioteca creado con SAP2000.

Fuente: Propia.

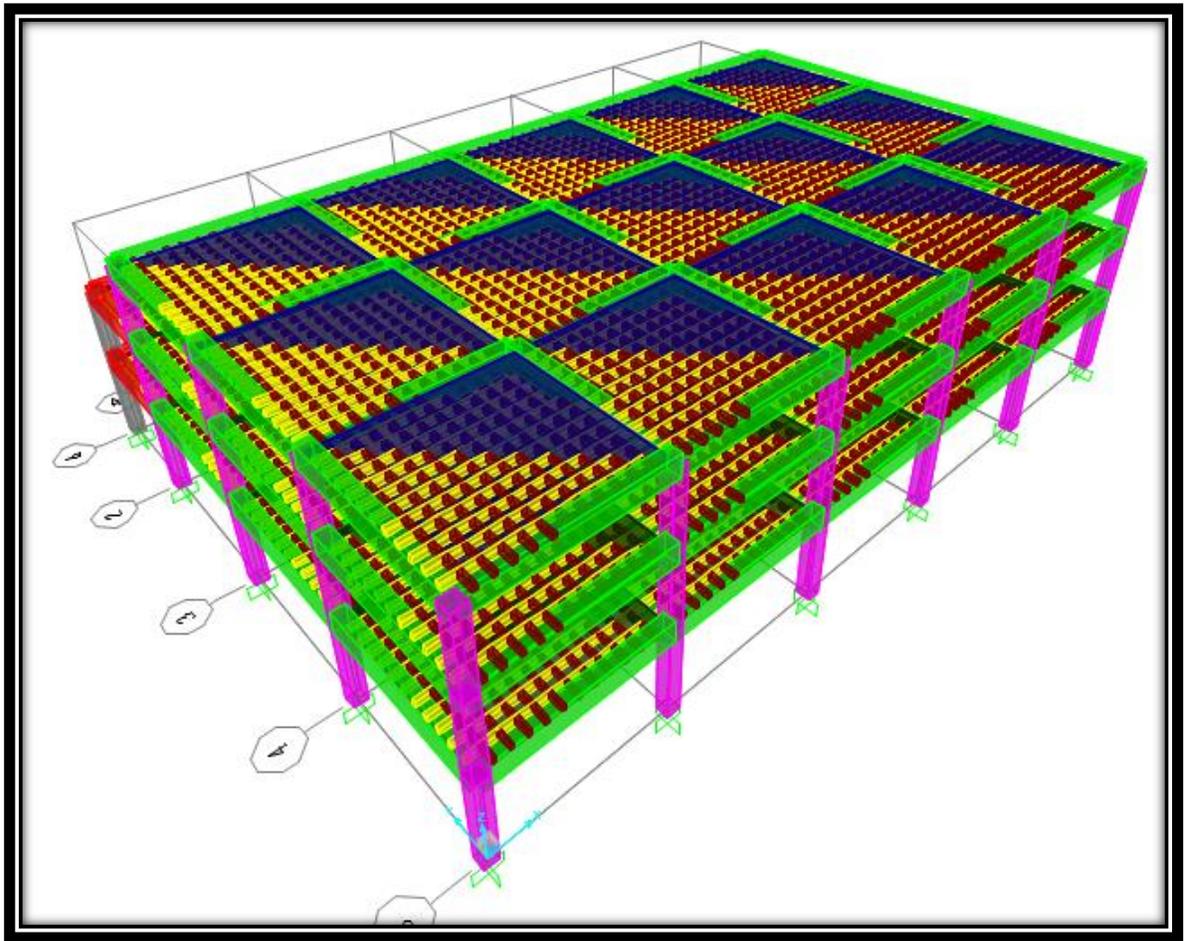


Figura 6.11 Vista aérea del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

(Fuente: Propia).

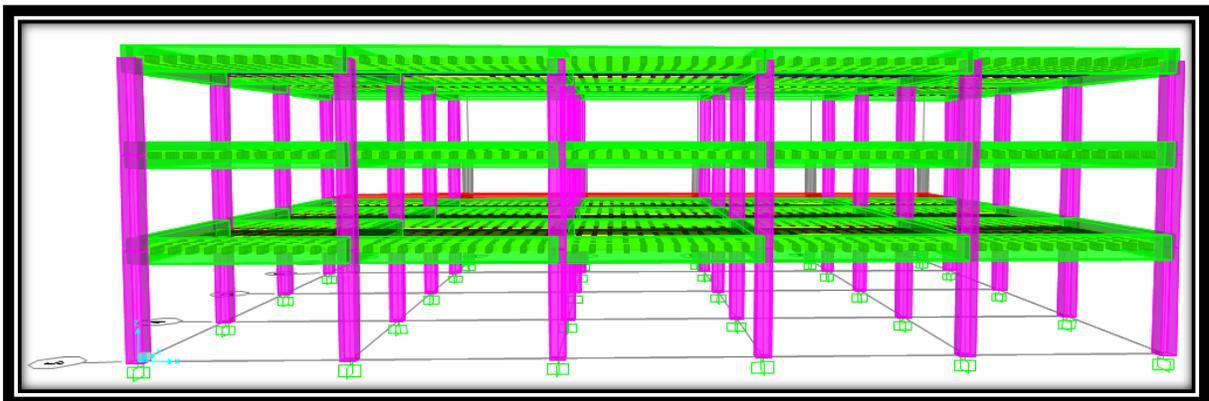


Figura 6.12 Vista frontal del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

(Fuente: Propia).

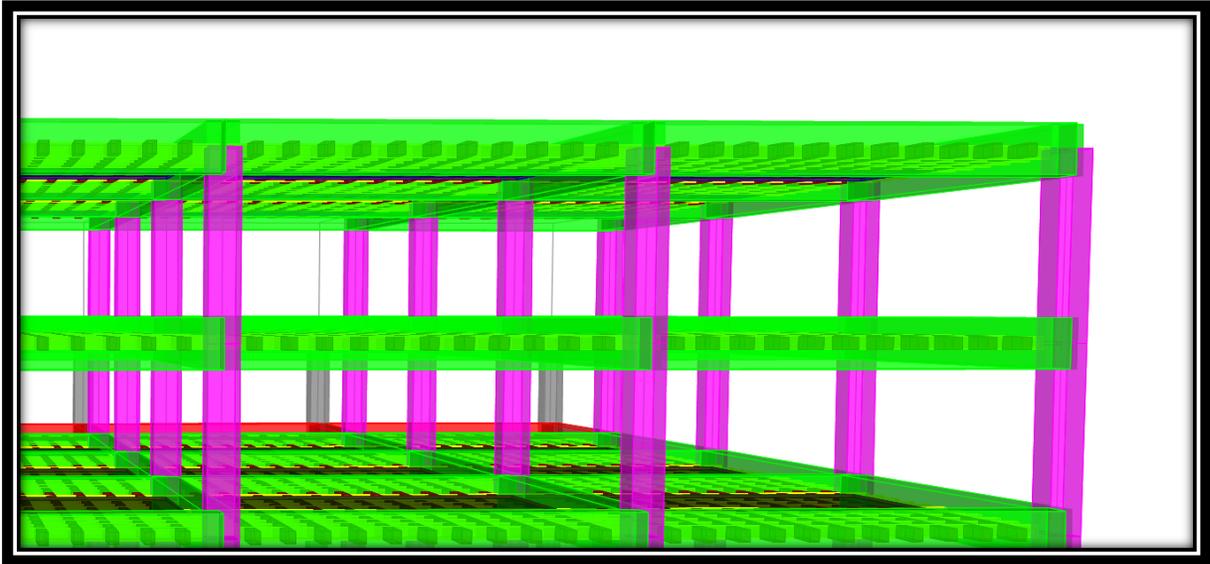


Figura 6.13 Vista aumentada frontal del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. (Fuente: Propia).

6.2.1 Materiales empleados.

Concreto:

La resistencia a la compresión a los 28 días considerada y aplicada para el diseño es de 250 kg/cm^2 para, columnas, vigas y muros de concreto.

Acero de refuerzo:

Para los elementos con varillas de refuerzo de #6 o de mayor tamaño, esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 , exceptuando la varilla del #2.

- Peso específico del concreto simple es de 2100 kg/m^3 y para el concreto armado es de 2400 kg/m^3 .
- Zapatas aisladas de concreto con $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.
- Dalas de cimentación con $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

- Losas aligeradas con poliestireno: concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Casetón de 40x40x15cm.

6.3 Análisis de carga y diseño de losas.

Antes de empezar a calcular se verá lo que es una losa y el método por el cual se calcularán las losas de la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco.

Las losas son elementos estructurales que se usan para cubrir espacios de entrepiso o de azotea.

6.3.1 Métodos de cálculo de losas.

A continuación se mencionan los principales métodos de cálculo de losas:

1. Empleando ecuaciones diferenciales.
2. Mediante factores de distribución de carga.
3. Método de coeficientes (RCDF, RCEM, ACI).
4. Método de líneas de fluencia.
5. Método del elemento finito.
6. Diseñando vigas de 1.0 m.

En este caso se usará el método de coeficientes ya que este nos proporciona una mejor seguridad debido a que está supeditado por el reglamento de construcciones del Distrito Federal.

6.3.2 Método de coeficientes.

Las hipótesis fundamentales para la aplicación de éste método son las siguientes:

1. Las losas se encuentran perimetralmente apoyadas.
2. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
3. Las cargas son aproximadamente uniformes en cada tablero.
4. Los momentos negativos en el apoyo común de los tableros adyacentes no difiere en más del 50% del menor de ellos.
5. La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas para sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

6.3.3 Descripción de las losas.

Se considera colocar losa reticular (encasetonada), ya que no es posible colocar una losa maciza para este tamaño de losa debido a que da un peralte demasiado grande, ya sabiendo lo anterior se proponen casetones de poliestireno de 40x40x15 cm y nervaduras de 15 cm.

Las losas encasetonadas contarán con una altura de 20 cm de la losa (considerando el Peso Propio Ricular (PPR) incluido casetón de 15 cm más 5 cm de concreto), más el mortero de aplanado tanto por encima (5 cm) como por debajo de ésta (2 cm) tanto el entrepiso como la azotea contará con vitropiso, siendo un total de 20 cm, según los cálculos presentados.

La carga viva considerada en los cálculos será de:

-Azotea..... 100 kg/m²

-Entrepiso..... 250 kg/m²

6.3.4 Distribución de la retícula.

La siguiente distribución se hace de acuerdo a las dimensiones del tablero, al tamaño comercial del casetón y dependiendo del ancho de las nervaduras que por sugerencia obtendrán un ancho mínimo de 10 cm.

Para el claro de 660 cm		
10 casetones de 40 cm	400	cm
9 nervaduras de 15 cm	135	cm
	535	cm

Para el claro de 415 cm		
7 casetones de 40 cm	280	cm
6 nervaduras de 15 cm	90	cm
	370	cm

En el diseño no se considerará el diseño por viento, en consecuencia no se tendrán desplazamientos debido a éste empujes.

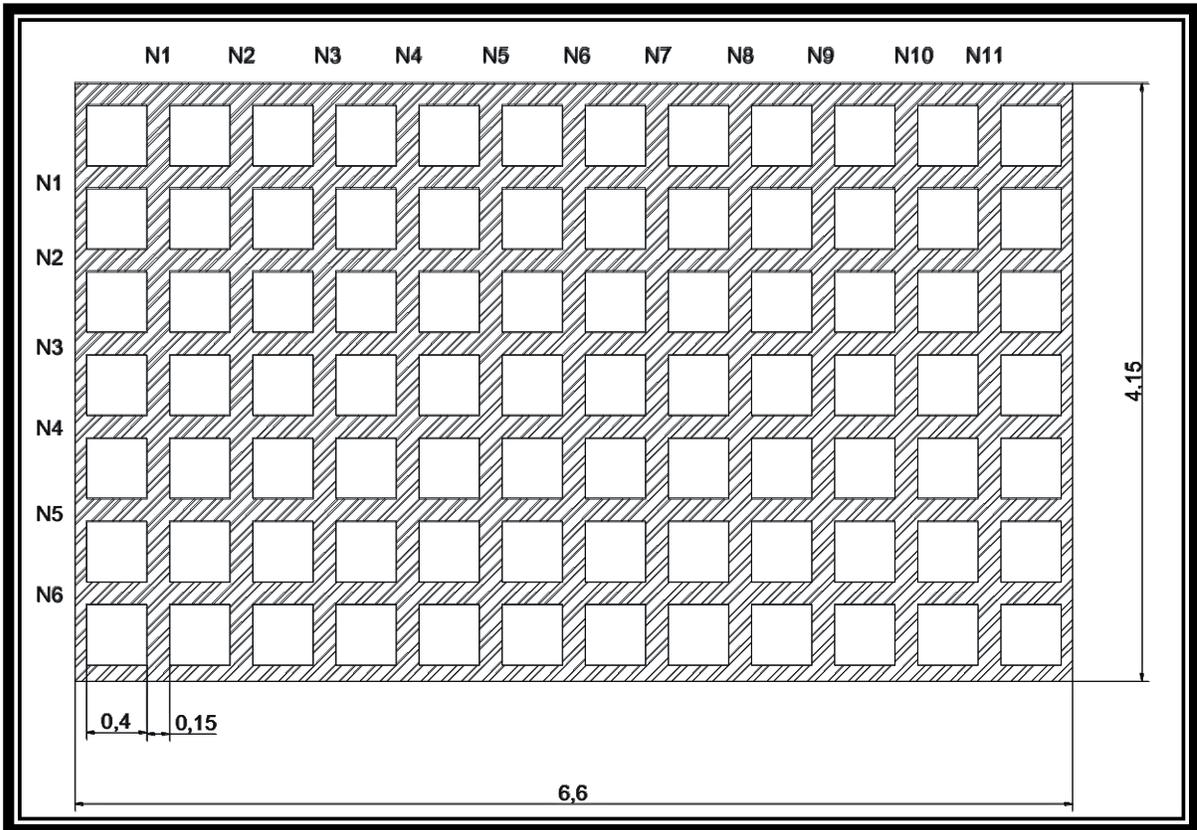


Figura 6.14 Vista en planta de losa encasetonada. (Fuente: Propia).

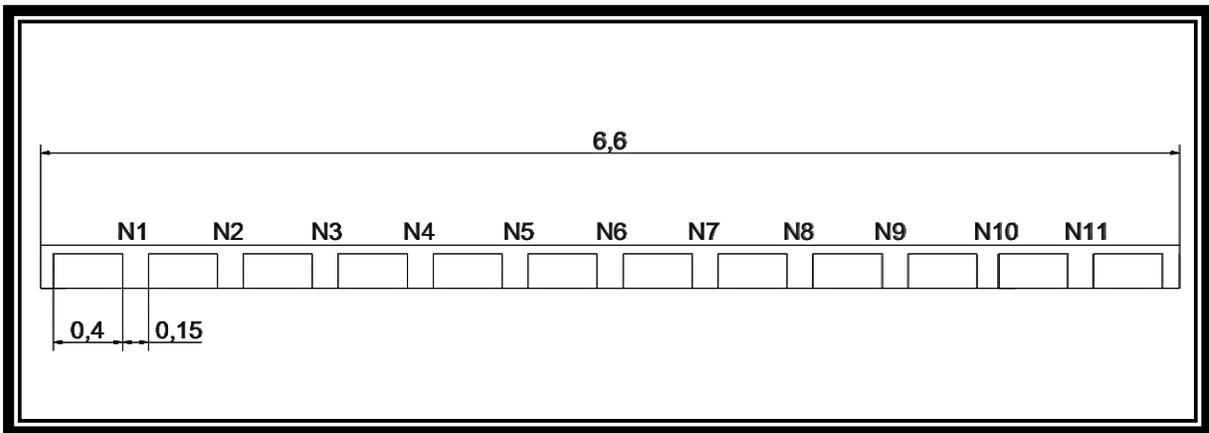


Figura 6.15 Vista en perfil del claro largo de la losa. (Fuente: Propia).

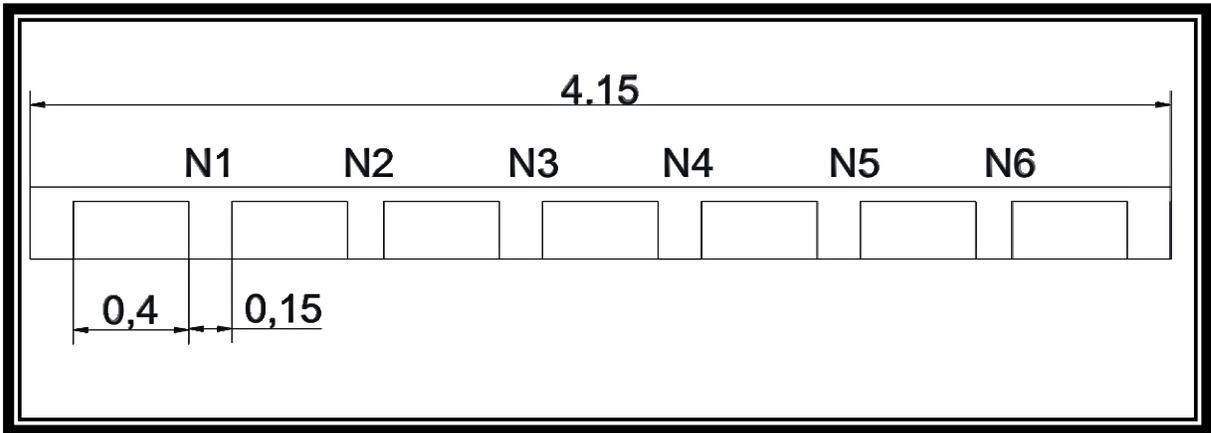


Figura 6.16 Vista en perfil del claro corto de la losa. (Fuente: Propia).

Ya sabiendo cómo quedará la losa se procede al cálculo del tablero más crítico de acuerdo a su perímetro, en este caso se trata de la losa con claros largos discontinuos y claros cortos continuos, esto servirá más adelante para la revisión del peralte.

6.3.5 Análisis de cargas de la losa.

Para poder calcular la carga total de la losa se necesita de varios factores, como es el caso del peso propio reticular (PPR), que sin él no se podrá saber el peso de la losa, para poder calcular se necesitan de todas estos elementos que se muestran en la siguiente tabla:

Area del tablero	6.6	4.15			=	27.39	m ²
Número de casetones	8	12			=	96	piezas
Volumen de la losa	6.1	4	0.2		=	4.88	m ³
Volumen dde casetones	96	0.4	0.4	0.2	=	3.072	m ³
Volumen de concreto	4.88	3.072			=	1.808	m ³
Peso del tablero	1.808	2.4			=	4.3392	ton
Nota: Se desprecio el peso del aligerador							

Tabla 6.1 Características de las losas de entrepiso y azotea. (Fuente: Propia).

Perímetro:	[(1.25(660cm + 660cm + 415cm)) + 415cm]		
Perímetro=	=	2583.75 cm	

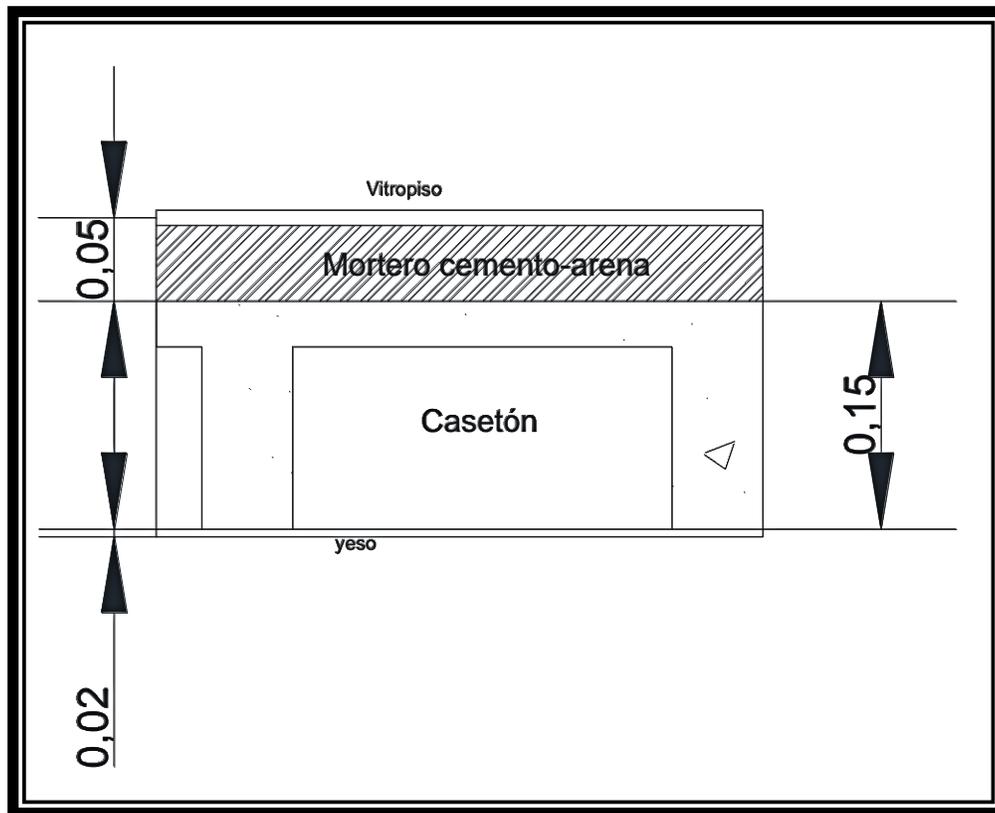


Figura 6.17 Vista en corte de la losa. (Fuente: Propia).

Ya que se tiene el PPR se procede a calcular el peso de los materiales que va a llevar la losa que vendría siendo la carga muerta (CM), después a eso se le suma la carga viva (CV), que según las normas técnica complementarias del Distrito Federal para aulas es de 250 kg/cm² y ya con eso obtendríamos la carga total (CT) y con la carga total ahora se podrá revisar el peralte y con el perímetro de la losa más crítico ya calculado y el peralte de diseño como se muestra a continuación:

Entrepiso							
Vitropiso					=	0.035	ton/m ²
Mortero	0.05	1	1	2.1	=	0.105	ton/m ²
Peso de la losa					=	0.158	ton/m ²
Yeso	0.02	1	1	1.5	=	0.03	ton/m ²
Impermeabilizante					=	0.001	ton/m ²
					CM	=	0.329 ton/m ²
					CV	=	0.25 ton/m ²
					CT	=	0.579 ton/m ²

Tabla 6.2 Elementos de la losa de entrepiso. (Fuente: Propia).

Revisión del peralte			
w	=		579
Factor	=	$0.032\sqrt[4]{fsw}$	
Factor	=	$0.032\sqrt[4]{(0.6)(4200)(567.1)}$	
Factor	=	1.112166359	
dmin=	$1.112\left(\frac{2583.75}{250}\right)=$		11.4942393
h=	d+r=	11.49423932	+ 1.5=12.9942393
	12.9942393	<	15 ∴ Se acepta
H=		15 cm	

Peralte de diseño			
d=	20 -	1.5 =	18.5
s=	$\frac{L}{6} = \frac{415}{6} = 69.1666667$	>	S = 55 cm ∴ Bien
s=	$\frac{L}{6} = \frac{660}{6} = 110$	>	S = 55 cm ∴ Bien

Para el análisis de carga de la losa de azotea se dejaron los mismos materiales, así que lo único que cambiaría en esta losa es la carga viva que es de 100 kg/m² como también lo señala las Normas Técnicas Complementaria del Distrito Federal.

Azotea							
Vitropiso					=	0.035	ton/m ²
Mortero	0.05	1	1	2.1	=	0.105	ton/m ²
Peso de la losa					=	0.158	ton/m ²
Yeso	0.02	1	1	1.5	=	0.03	ton/m ²
Impermeabilizante					=	0.001	ton/m ²
				CM	=	0.329	ton/m ²
				CV	=	0.1	ton/m ²
				CT	=	0.429	ton/m

Tabla 6.3 Elementos de la losa de azotea. (Fuente: Propia).

Revisión del peralte			
w	=		429
Factor	=	$0.032 \sqrt[4]{fsw}$	
Factor	=	$0.032 \sqrt[4]{(0.6)(4200)(567.1)}$	
Factor	=	1.03184493	
dmin=	$1.032 \left(\frac{2583.75}{250} \right) =$		10.6641174
h=	d+r=	10.6641174	+ 1.5= 12.1641174
	12.1641174	<	15 ∴ Se acepta
H=		15 cm	

Peralte de diseño			
d=	20 -	1.5 =	18.5
s=	$\frac{L}{6} = \frac{415}{6} = 69.1666667$	> S =	55 cm ∴ Bien
s=	$\frac{L}{6} = \frac{660}{6} = 110$	> S =	55 cm ∴ Bien

6.3.5 Análisis estructural.

Para esta parte se ocuparán los coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares que vienen en las normas técnicas complementarias del Distrito Federal, ya que el caso de las losas de esta ampliación que son dos claros cortos continuos y dos claros largos continuos no existe en el reglamento tocará tomar coeficientes de los casos de losa interior y de extremo para poder calcular este tipo de losa, se eligen estos 2 casos ya que es lo más parecido a este caso. Para poder saber con qué coeficiente de la tabla de coeficientes que viene en el RCDF se va a trabajar se necesita dividir la crujía corta entre la crujía larga.

Crujía a1: 415 cm

Crujía a2: 660 cm

$$\frac{a1}{a2} = \frac{4.15}{6.60} = 0.63 > 0.5 \text{ para losas en una dirección}$$

Se trata de una losa en dos direcciones ya que se cumple que el coeficiente es mayor a 0.5. Para el momento ajustado sólo se cambiarán los momentos en las losas de extremo con la unión de las de dos claros cortos continuos con dos claros largos discontinuos.

Tablero	Momento	Claro	Coefficiente	M. Serv. T.M/faja	Mu	Mu Ajustado	Mu Nervadura	$\frac{Mu}{bd^2}$	e	e min	As cm ² /faja	As real	Numero de Varillas
1	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	570	0.5688092	0.62569012	0.55850175	30717.5964	5.98346168	0.00161515	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	Tres bordes	Corto	405.606061	0.4047587	0.44523457	0.44523457	24487.9015	4.769983243	0.00128221	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo	220	0.21954039	0.24149443	0.24149443	13282.1939	2.587230358	0.00069034	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	un lado corto	Corto	808.333333	0.80664463	0.88730909	0.88730909	48802.0001	9.506111539	0.00259824	0.00263523	0.73127671	1.42	2 var #3
	continuo	Largo	430	0.42910168	0.47201185	0.47201185	25960.6516	5.056859336	0.00136066	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
2	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	386.375375	0.38556819	0.42412501	0.49131338	27022.236	5.263644706	0.00141731	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	largos	Corto	405.606061	0.4047587	0.44523457	0.44523457	24487.9015	4.769983243	0.00128221	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo											
	dos lados cortos	Corto	808.333333	0.80664463	0.88730909	0.88730909	48802.0001	9.506111539	0.00259824	0.00263523	0.73127671	1.42	2 var #3
	continuos	Largo	132.848485	0.13257095	0.14582804	0.14582804	8020.5424	1.562316513	0.00041544	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
3	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	570	0.5688092	0.62569012	0.55850175	30717.5964	5.98346168	0.00161515	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	Tres bordes	Corto	392.195893	0.39137655	0.4305142	0.4305142	23678.2812	4.612277817	0.00123915	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo	220	0.21954039	0.24149443	0.24149443	13282.1939	2.587230358	0.00069034	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	un lado corto	Corto	778.830964	0.77720389	0.85492428	0.85492428	47020.8356	9.159159605	0.00250028	0.00263523	0.73127671	1.42	2 var #3
	continuo	Largo	430	0.42910168	0.47201185	0.47201185	25960.6516	5.056859336	0.00136066	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
4	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	570	0.42155683	0.46371251	0.55850175	30717.5964	5.98346168	0.00161515	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	Tres bordes	Corto	405.606061	0.29997545	0.32997299	0.32997299	18148.5145	3.53513796	0.00094628	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo	220	0.16270614	0.17897676	0.17897676	9843.72173	1.917452491	0.00051048	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	un lado corto	Corto	808.333333	0.59782182	0.657604	0.657604	36168.22	7.045185286	0.00190881	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	continuo	Largo	430	0.31801655	0.34981821	0.34981821	19240.0016	3.747748051	0.00100392	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
5	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	386.375375	0.28575294	0.31432824	0.49131338	27022.236	5.263644706	0.00141731	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	largos	Corto	405.606061	0.29997545	0.32997299	0.32997299	18148.5145	3.53513796	0.00094628	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo											
	dos lados cortos	Corto	808.333333	0.59782182	0.657604	0.657604	36168.22	7.045185286	0.00190881	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	continuos	Largo	132.848485	0.0982512	0.10807632	0.10807632	5944.1978	1.157866628	0.00030748	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
6	Neg. En	Corto											
	bordes int.	Largo	570	0.42155683	0.46371251	0.55850175	30717.5964	5.98346168	0.00161515	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	Tres bordes	Corto	392.195893	0.29005764	0.31906341	0.31906341	17548.4874	3.418259051	0.00091464	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	discontinuos	Largo	220	0.16270614	0.17897676	0.17897676	9843.72173	1.917452491	0.00051048	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	un lado corto	Corto	778.830964	0.57600265	0.63360292	0.63360292	34848.1604	6.788051688	0.00183749	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3
	continuo	Largo	430	0.31801655	0.34981821	0.34981821	19240.0016	3.747748051	0.00100392	0.00263523	0.73127671	0.71	2 var #3

Tabla 6.4 Diseño de tableros. (Fuente: Propia).

Tablero	$d^3/a1$	F.d	Mdesequilibrado	0.79633288 -	0.53979547 =	0.25653742
1	19.2771084	0.5				
2	19.2771084	0.5				
Σ	38.5542169	1				

Tablero

1 $(20^3)/415 = 19.2771084$

2 $(20^3)/415 = 19.2771084$

$0.5 \times (2/3) \times 0.25653742 = 0.08551247$

$0.5 \times (2/3) \times 0.25653742 = 0.08551247$

0.79633288 - $0.08551247 = 0.71082041$ t/m

0.53979547 + $0.08551247 = 0.62530794$ t/m

Tabla 6.5 Momento ajustado de losa entrepiso. (Fuente: Propia).

Tablero	$d^3/a1$	F.d	Mdesequilibrado	0.79633288 -	0.53979547 =	0.25653742
1	19.2771084	0.5				
2	19.2771084	0.5				
Σ	38.5542169	1				

Tablero

1 $(20^3)/415 = 19.2771084$

2 $(20^3)/415 = 19.2771084$

$0.5 \times (2/3) \times 0.25653742 = 0.08551247$

$0.5 \times (2/3) \times 0.25653742 = 0.08551247$

0.79633288 $0.08551247 = 0.71082041$ t/m

0.53979547 + $0.08551247 = 0.62530794$ t/m

Tablero 6.6 Momento ajustado de losa entrepiso. (Fuente: Propia).

6.4 Diseño de vigas.

En este apartado se explicará cómo se diseñan las vigas y el método a utilizar, así como el proceso y la explicación del mismo, así como también algunas especificaciones adicionales.

6.4.1 Diseño por flexión.

En el diseño por flexión se tienen dos métodos, el método de esfuerzo de trabajo y el método de resistencia última el que se usará es el método de resistencia última ya que éste toma en cuenta hasta la última resistencia del acero y el primero solo toma en cuenta hasta donde termina la parte elástica del acero en la gráfica esfuerzo-deformación dado es más útil para éste caso de ampliación de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C.

6.4.1.1 Teoría de resistencia última.

En éste método, el diseño de elementos se hará en base a los estados de ruptura o estados de falla de los mismos, es decir, el concreto estará trabajando a su esfuerzo de ruptura a compresión y el acero a su límite de fluencia.

En su lugar, se diseñarán los elementos con un exceso de carga, o sea, el margen de seguridad se estará poniendo a las cargas que actúan sobre el elemento a diseñar aumentándolas al multiplicar por un factor de carga.

Los reglamentos ACI, RCDF, RCEM, proponen sus coeficientes de carga respectivos.

Éste método se base en estudios experimentales que a través de ellos se han podido establecer algunas fórmulas empíricas.

6.4.2 Descripción de las vigas.

El peralte (d) de las vigas se obtiene con la regla general de 1/10 a 1/12 de la crujía. Se respeta la combinación que la división peralte entre base esté entre 2 y 5.

Los elementos estructurales se trabajarán de manera monolítica con los demás elementos estructurales, se usará concreto reforzado con un límite de fluencia de 250 kg/cm², el acero longitudinal será del número 5 y para los estribos del número 3 con un límite de fluencia de 4200 kg/cm².

Para el diseño de las trabes se aplicó el criterio de resistencia última tanto para el momento como para el cortante de las vigas de concreto reforzado, según lo establecido en el RCDF en las Normas Técnicas Complementarias en su sección de Diseño y Construcción para Estructuras de Concreto.

Tras un análisis de la estructura en el SAP, considerando las distintas cargas posibles, se han tomado las distintas fuerzas resultantes para los distintos criterios diseñar las diferentes trabes, y se han elegido las más desfavorables, una correspondiente a la azotea y las otras correspondiente a los entrepisos, siendo así una en el eje 'x' y otra en el eje 'y' por cada uno de ellos.

6.4.2.1 Especificaciones adicionales.

A continuación se explican algunas especificaciones adicionales:

1. Deber correrse al menos la cuarta parte de acero para momento máximo a lo largo de toda la viga. Sin embargo no deben realizarse cortes de más del 50% del acero en la misma sección.

2. El acero necesario para cierto momento flexionantes deberá correrse una longitud de anclaje (L_a) a partir de la sección donde teóricamente ya no es necesario.
3. Es recomendable que las varillas terminen en los extremos con un gancho.
4. Cuando se requiera colocar varillas en paquetes éstas no deben ser más de 3 para que trabajen efectivamente.
5. Si se requiere colocar el acero en más una capa se debe tener espaciamiento mínimo.

6.4.3 Diseño de vigas por flexión.

Primero se necesita dimensionar la viga a diseñar, ya teniéndola dimensionada, hay que elegir el tipo de concreto que se utilizará con su respectivo límite de fluencia (f'_c), cuanto recubrimiento tendrá. Cuando se tengas estos datos se procederá a calcular las constantes de diseño que servirán para calcular el porcentaje del acero, que se calculan con las siguientes fórmulas:

$$f_c^* = 0.8f'_c$$

$$f_c'' = 0.85f_c^*$$

Una vez teniendo los datos principales de la viga se procede a calcular el porcentaje de acero mínimo, el porcentaje de acero máximo y el porcentaje del acero necesario, las fórmulas se muestran a continuación:

$$e_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$eb = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{6000 + f_y}$$

$$e_{max} = eb$$

$$e_{nec} = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_r b d^2 f'_c}} \right]$$

Ya sabiendo cómo calcular el porcentaje del acero, en el porcentaje de acero necesario se necesita la viga con el momento más desfavorable de todas, para poder saber con cuál se va a usar ésta fórmula, lo anterior se puede lograr gracias al programa SAP2000 que nos dirá cuál de todas es y ya multiplicado por el factor de carga de 1.5 que es para edificios tipo A cómo es en este caso. Una vez que se tiene la viga con el momento más desfavorable hay que verificar que el acero fluya, es decir que se cumple lo siguiente:

$$e_{min} < e_{nec} < e_{max}$$

Si el porcentaje del acero mínimo resultará mayor al porcentaje del acero necesario entonces se tomará el porcentaje de acero mínimo para el cálculo del área del acero (A_s), en este caso el porcentaje de acero mínimo si es menor al porcentaje de acero necesario, el área del acero se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_s = ebd$$

A continuación se debe proponer un tipo de varilla (a_o) para poder calcular el número de varillas (N) que se llevarán en el área de acero disponible de la viga más desfavorable que se calcula con la siguiente fórmula:

$$N = \frac{As}{a_o}$$

Estos cálculos ya mencionados se deben de realizar para todos los momentos que presente la viga, es decir, para el momento positivo y el negativo para la viga más desfavorable, como se observa a continuación:

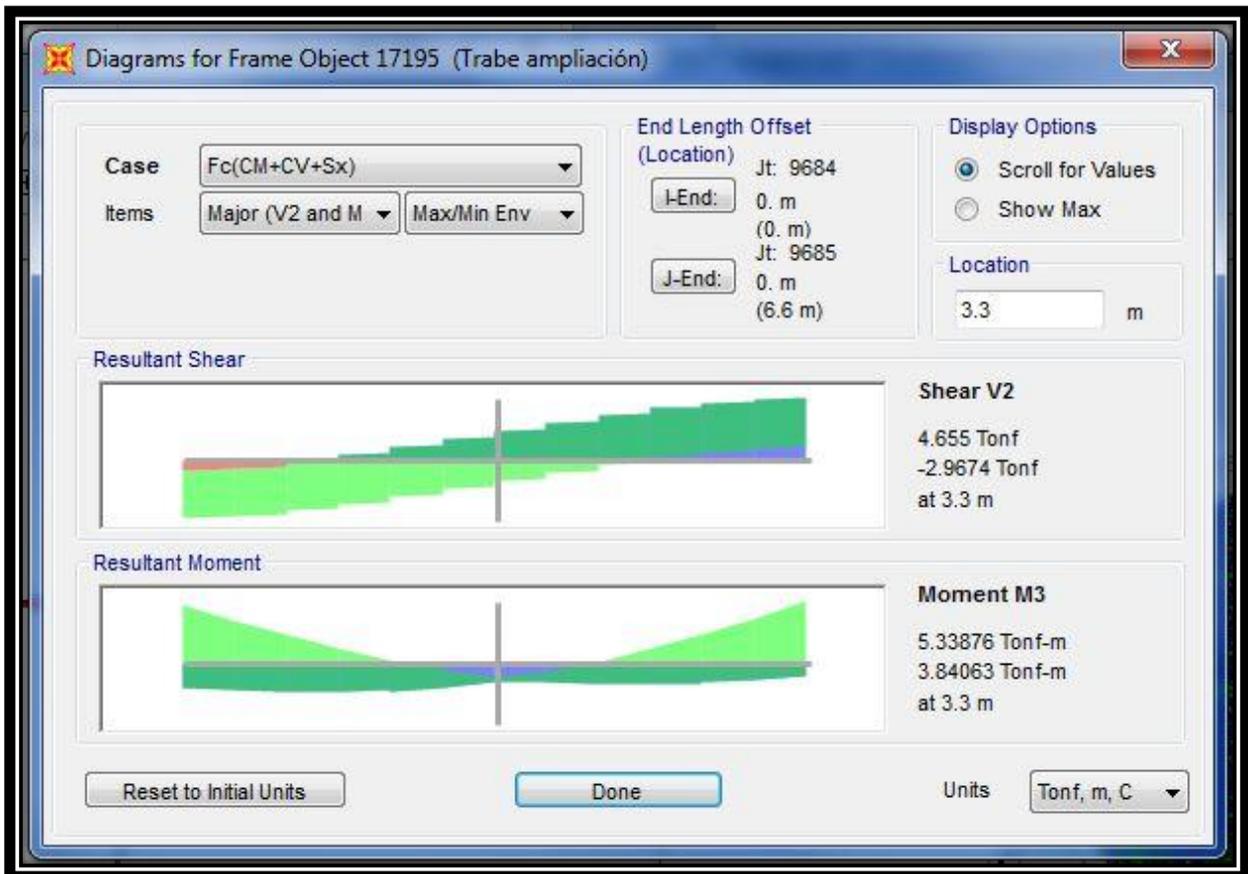


Figura 6.18 Momento positivo y cortante de la trabe más desfavorable en planta baja generado por SAP200. (Fuente: Propia).

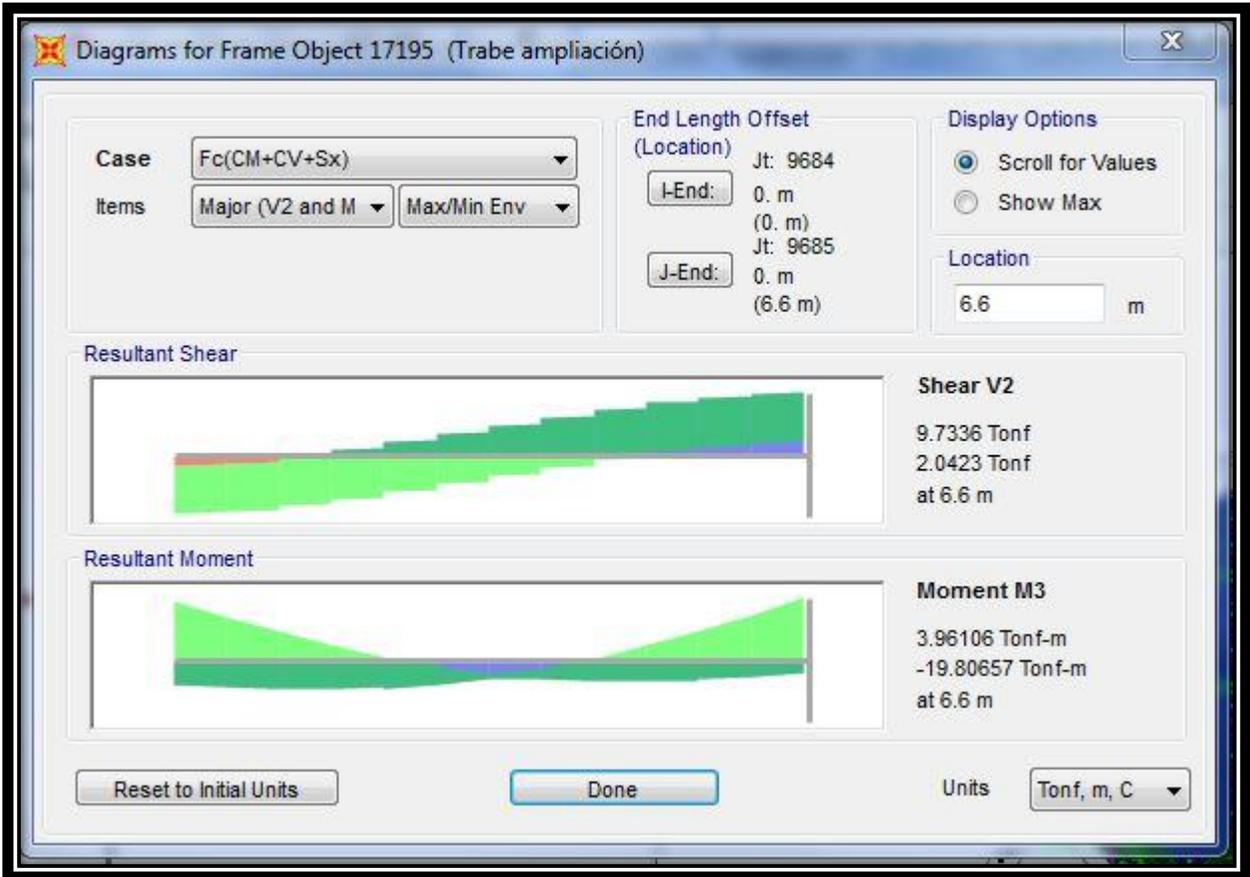


Figura 6.19 Momento negativo y cortante en el extremo derecho de la trabe más desfavorable en planta baja generado por SAP200.

Fuente: Propia.

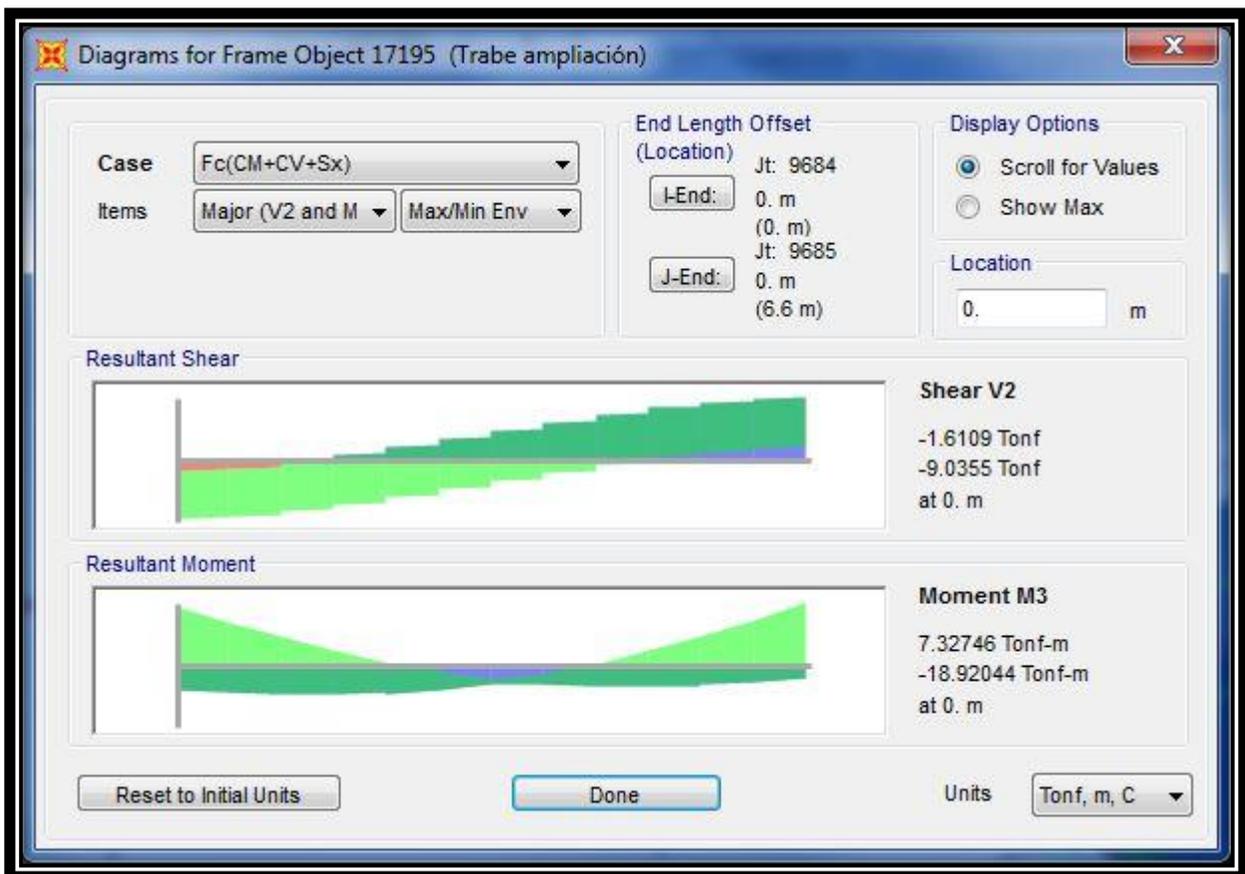


Figura 6.20 Momento negativo y cortante en el extremo izquierdo de la trabe más desfavorable en planta baja generado por SAP2000.

Fuente: Propia.

Diseño de traveses por flexión

Flexión: Criterio de resistencia última

$f'c=$	250	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$b=$	30	cm
$d=$	55	cm
$r=$	3	cm
$f^*c=$	200	kg/cm ²
$f''c=$	170	kg/cm ²

Porcentaje de acero

$e_{min}= 0.0026$
 $e_b= 0.0190$
 $e_{max}= 0.0143$

Porcentaje de acero para momento +

$M_{serv(+)}= 5.33876 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $533876 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
 $M_u= 533876$
 $e_{nec}= 0.0015875$

Verificando que el acero fluya

$e_{min}= 0.0026$
 $e_{nec}= 0.0016$
 $e_{max}= 0.0143$

Calculando el área de acero +

$var\#5$ $a_o= 1.99$ cm^2
 $A_s= 4.35 \text{ cm}^2$
 $N= 2.1849908$

Se usaran 2vars#5

Porcentaje de acero para momento -		
Mserv(-)=	19.80657 ton*m	1980657 kg*cm
Mu=	1980657	
enec=	0.0063	

Verificando que el acero fluya	
emin=	0.0026
enec=	0.0063
emax=	0.0143

Calculando el area de acero -		
var#5	ao= 1.99	cm2
As=	10.33	cm2
N=	5.19	
Se usaran 5vars#5		

Porcentaje de acero para momento -		
Mserv(-)=	18.92044 ton*m	1892044 kg*cm
Mu=	1892044	
enec=	0.0060	

Verificando que el acero fluya	
emin=	0.0026
enec=	0.0060
emax=	0.0143

Calculando el area de acero -		
var#5	ao= 1.99	cm2
As=	9.82	cm2
N=	4.94	
Se usaran 5vars#5		

Finalmente, teniendo ya las varillas que han de ir longitudinalmente se procede al cálculo de la distancia entre cada varilla dependiendo del tipo de varilla y del número de varillas como se muestra a continuación:

Revisión de la distancia entre varillas para momento +

#distancia= 1
x= 20.362

Revisión de la distancia entre varillas para momento-

#distancia= 4
x= 3.596

Revisión de la distancia entre varillas para momento-

#distancia= 4
x= 3.722

6.4.4 Diseño por cortante.

En una viga sometida a carga vertical, se tendrán sobre su sección transversal fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

A niveles de cargas bajas y antes de la aparición de grietas, el comportamiento del concreto reforzado se parece al de un material homogéneo y elástico.

La principal influencia de la fuerza cortante en un elemento es producir fuerzas inclinadas de tensión en el peralte de la sección transversal. A éste comportamiento se le denomina tensión diagonal.

Una manera lógica de armar sería hacer coincidir la varilla con las trayectorias de tensión lo cual no sería práctico. Hoy en día se usan estribos para este fin.

En estos días, la manera de armar se ha conseguido de manera experimental, estudiando las grietas generadas por tensión diagonal.

6.4.4.1 Método a utilizar.

Así como en el diseño por flexión en diseño por cortante se tienen los mismos métodos para calcular la viga que son por resistencia última y por esfuerzo de trabajo, de igual manera se diseñará con el método de resistencia última ya que conviene su utilización en este caso.

6.4.4.2 Diseño por cortante según el criterio de resistencia última.

Primero se debe de obtener el porcentaje del acero ρ con el número de varillas longitudinales que se obtuvieron en el diseño por flexión multiplicado por el tipo de varilla, esa cantidad entre la base multiplicada por el peralte, para así poder obtener el V_{cr} .

Concordando con los estudio en secciones sin refuerzo transversal se ha apreciado que el concreto toma parte de fuerza cortante. Ésta fuerza, de acuerdo con el RCDF es:

$$\text{Si } e < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.20 + 30e) \sqrt{f'_c}$$

En resultados experimentales se ha demostrado también que la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr}) se verá reducido conforme aumenta el peralte de la sección y la relación peralte-ancho. De acuerdo con lo anterior, el RCDF estipula lo siguiente:

$$\text{Si } h > 70\text{cm se reduce } V_{CR} \text{ en } 30\%$$

$$\text{Si } h/b > 6 \text{ se reduce } V_{CR} \text{ en } 30\%$$

El V_u , es decir, el cortante que se ejerce en la viga se obtiene igual que el momento gracias al programa SAP2000.

Cuando $V_u < V_{cr}$ se tienen que colocar estribos del #2 a cada $d/2$ hasta $1/4$ del claro de la unión.

Para $V_u > V_{cr}$ la separación de estribos se colocarán con:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

Donde:

S. Separación centro a centro de estribos.

F_R : Factor de resistencia (0.8 para cortante)

A_v . Área transversal de los estribos.

θ : Inclinación de los estribos con respecto al eje longitudinal de la viga.

La separación "S" no debe ser nunca menor a 5 cm.

$$V_u \max = 2F_R b d \sqrt{f_C^*}$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u \text{ y además } V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{f_C^*}$$

$$S_{max} = 0.5d$$

$$\text{Si } V_{CR} > V_u \text{ y además } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f_C^*}$$

$$S_{max} = 0.25d$$

A continuación se procede con los cálculos de las fórmulas ya mencionadas para el cálculo del diseño por cortante, para el primer extremo, centro y el segundo extremo de la viga.

En el primer extremo

$$e = \frac{As}{bd} = \frac{5\#5}{bd} = 0.006$$

$$e = 0.006 < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30e) \sqrt{f_C^*}$$

$$V_{cr} = 7093.6952 \text{ kg}$$

$$\frac{H}{b} = \frac{55}{30} = 1.8333333 < 6 \text{ y } H < 70$$

El Vcr del concreto no debe reducirse un 30%

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$V_u \text{ max} = 2F_R b d \sqrt{f_C^*}$$

$$V_{u \text{ max}} = 31112.698 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del #3 en dos ramas.

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

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

Separación máxima

Como $V_{cr} < V_u$

$$7093.6952 < 9035.5 \text{ kg}$$

$$\text{y además } V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_C^*}$$

$$9035.5 < 23334.524 \text{ kg}$$

$$S_{\text{max}} = 0.5d = 27.5 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Separación necesaria:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)}{(3.5)(30)} = 45.44 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(55)}{9035.5 - 7093.6952} = 135.14026 \text{ cm}$$

∴ Se selecciona est.#3 @25 cm c.a.c.

En el centro

$$e = \frac{As}{bd} = \frac{2\#5}{bd} = 0.0024$$

$$e = 0.0024 < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 30e)\sqrt{f_C^*}$$

$$V_{cr} = 4231.327 \text{ kg}$$

$$\frac{H}{b} = \frac{55}{30} = 1.8333333 < 6 \text{ y } H < 70$$

El V_{cr} del concreto no debe reducirse un 30%

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$V_u \text{ max} = 2F_R bd\sqrt{f_C^*}$$

$$V_{u \text{ max}} = 31112.698 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del #3 en dos ramas.

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

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

Separación máxima

Como $V_{cr} < V_u$

$$4231.327 < 4655 \text{ kg}$$

$$\text{y además } V_u < 1.5F_R bd\sqrt{F_C^*}$$

$$4655 < 23334.524 \text{ kg}$$

$$S_{\text{max}} = 0.5d = 27.5 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Separación necesaria:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)}{(3.5)(30)} = 45.44 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(55)}{4655 - 4231.327} = 619.38331 \text{ cm}$$

∴ Se selecciona est.#3 @25 cm c.a.c.

En el segundo extremo

$$e = \frac{As}{bd} = \frac{5\#5}{bd} = 0.006$$

$$e = 0.0024 < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 30e)\sqrt{f_C^*}$$

$$V_{cr} = 5911.4127 \text{ kg}$$

$$\frac{H}{b} = \frac{55}{30} = 1.8333333 < 6 \text{ y } H < 70$$

El V_{cr} del concreto no debe reducirse un 30%

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$V_u \text{ max} = 2F_R bd\sqrt{f_C^*}$$

$$V_{u \text{ max}} = 31112.698 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del #3 en dos ramas.

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

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

Separación máxima

Como $V_{cr} < V_u$

$$5911.4127 < 9733.6 \text{ kg}$$

$$\text{y además } V_u < 1.5F_R bd\sqrt{F_C^*}$$

$$9733.6 < 23334.524 \text{ kg}$$

$$S_{\text{max}} = 0.5d = 27.5 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Separación necesaria:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)}{(3.5)(30)} = 45.44 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(55)}{9733.6 - 5911.4127} = 68.655976 \text{ cm}$$

∴ Se selecciona est.#3 @25 cm c.a.c.

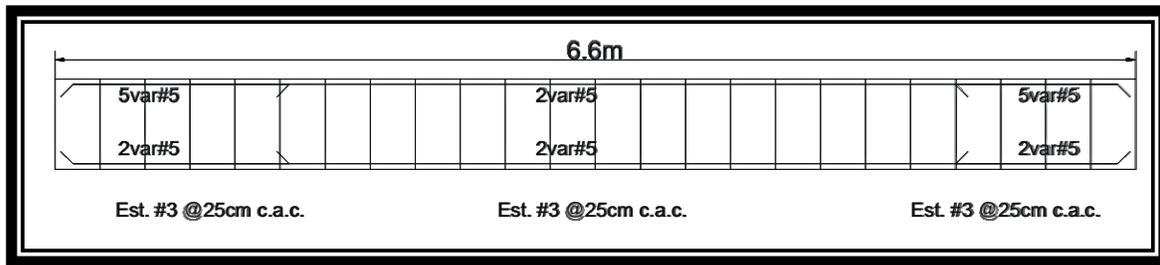


Figura 6.21 Vista longitudinal de la viga. (Fuente: Propia).

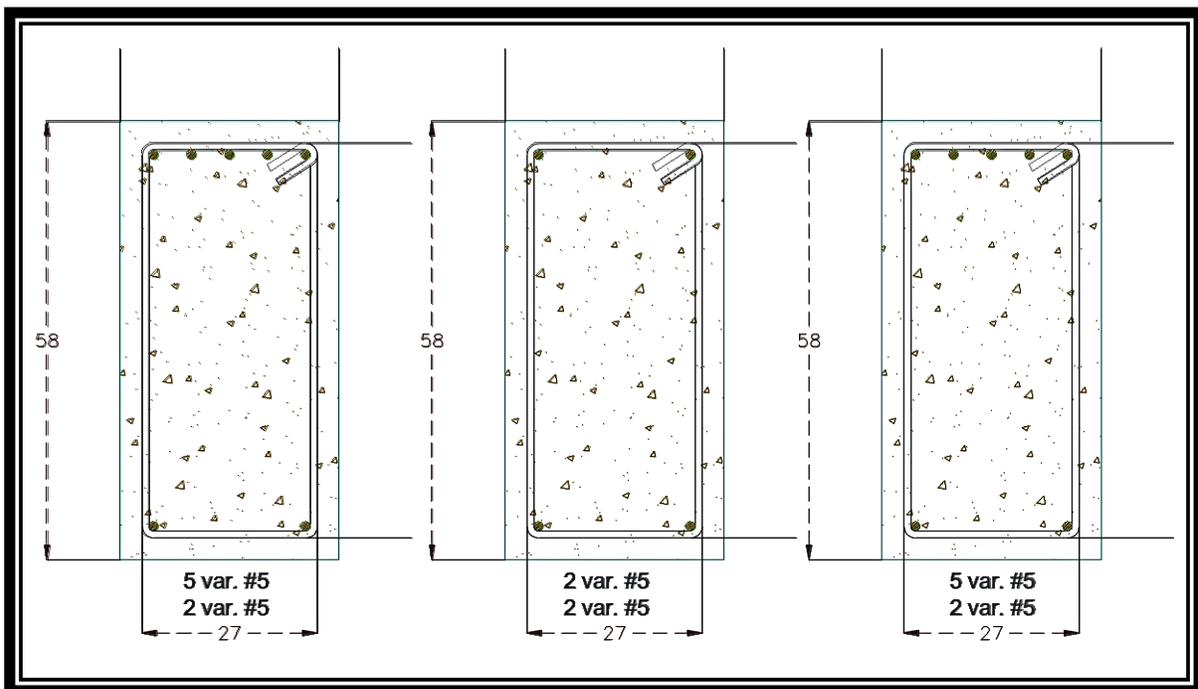


Figura 6.22 Vista transversal de la viga de los extremos y centro de la viga.

Fuente: Propia.

6.5 Diseño de columnas.

Las columnas se diseñarán con base al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), el concreto debe ser de alta resistencia, en específico con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el refuerzo será de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, con varillas corrugadas grado 42, de acuerdo a la Norma Mexicana NMX-C-407-ONNCCE.

Para el diseño de las columnas se tienen dos métodos el de flexocompresión biaxial y el uniaxial, se aplicó el diseño por flexocompresión biaxial ya que se tienen momentos en ambas direcciones y el otro método es para columnas con momento en una sola dirección. En este caso las columnas son rectangulares, según lo establecido en el RCDF en las Normas Técnicas Complementarias en su sección de Diseño y Construcción para Estructuras de Concreto.

Las columnas estarán soportando carga axial y momento flexionantes, su dimensionamiento será establecido por el método ya mencionado ya que éste es el más acorde a esta situación, en el que por medio de la carga total de la estructura se logra obtener las dimensiones adecuadas, se consideraron columnas cuadradas de 30x50 m.

Como se presenta en el análisis y diseño, las columnas han quedado diseñadas de manera similar, seguramente debido a las cargas impuestas sobre las columnas en relación con su dimensión, la cual se puede comprobar que es bastante amplia y necesita poco acero de refuerzo, aun cuando es una columna para un edificio de escuela, considerada estructura Tipo A.

Todo lo anterior cumple con las normas y requisitos especificados en el RCDF para el caso de las columnas, inclusive considerando que son columnas para una estructura Tipo A.

Para el análisis de cargas que soporta la columna se debe de ver cuál es la porción de carga que reciben las trabes que le corresponden, además se analiza si la columna recibe cargas puntuales de otros elementos como columnas o muros.

6.5.1 Diseño de columnas por flexocompresión biaxial.

Flexocompresión es la acción combinada de flexión y carga axial de compresión y carga axial de compresión en un elemento estructural. Los cuerpos que se encuentran comúnmente sujetos a este caso son las columnas.

Primero para poder diseñar la columna se necesita saber qué columna de la ampliación tiene el axial más desfavorable y eso de nuevo se obtiene gracias a SAP2000, ya que se identifica, se utiliza su momento más desfavorable de esa columna.

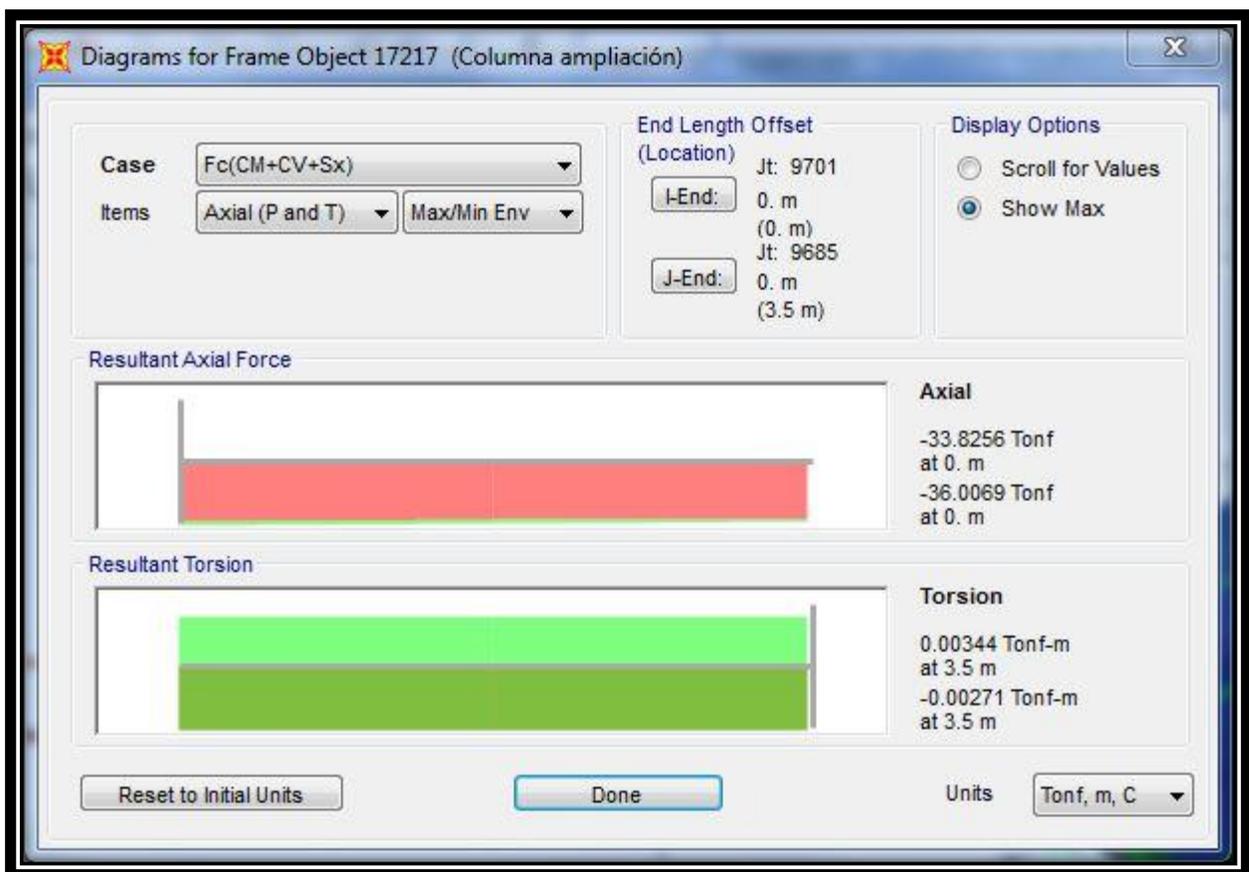


Figura 6.23 Fuerza axial de la columna más desfavorable generado por SAP2000.

(Fuente: Propia).

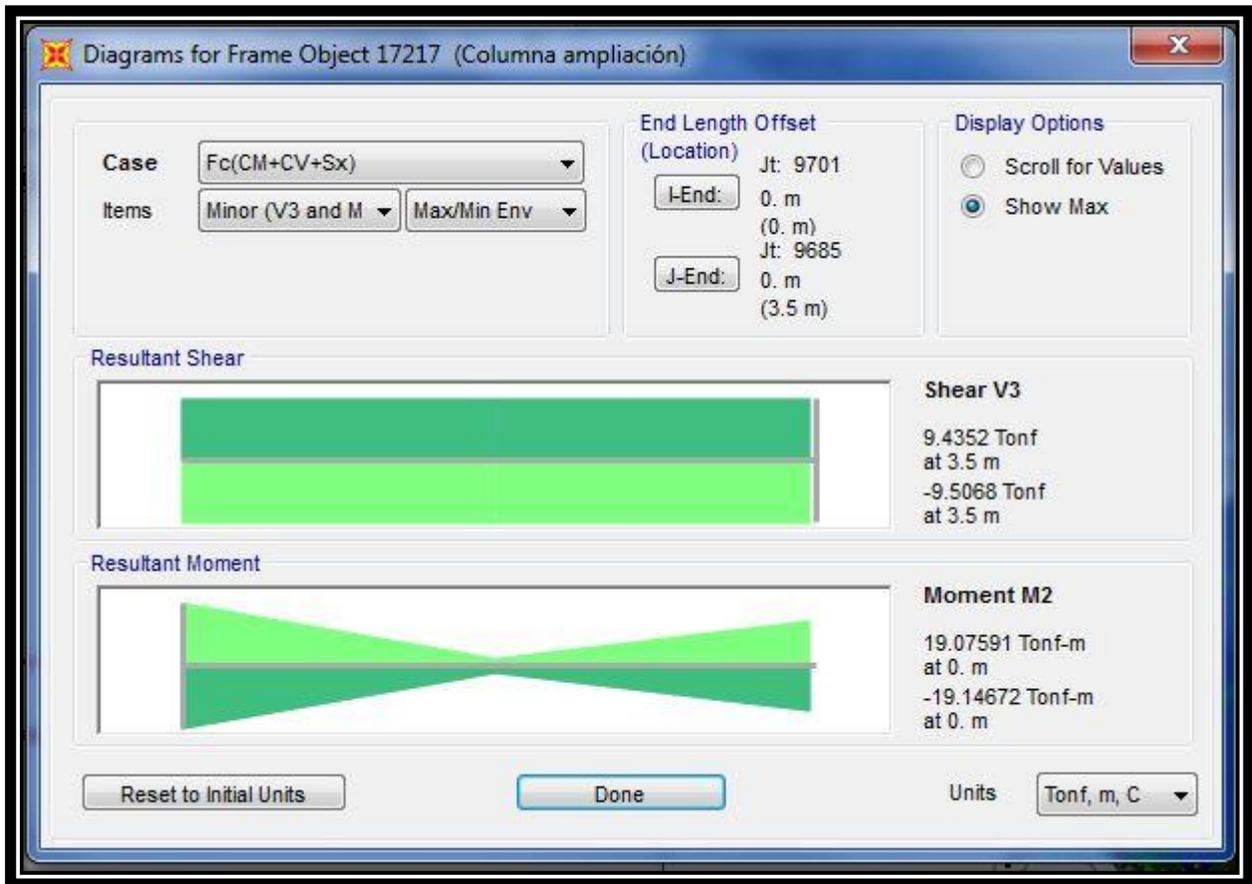


Figura 6.24 Momento y cortante en x de la columna más desfavorable en planta baja generado por SAP2000. (Fuente: Propia).

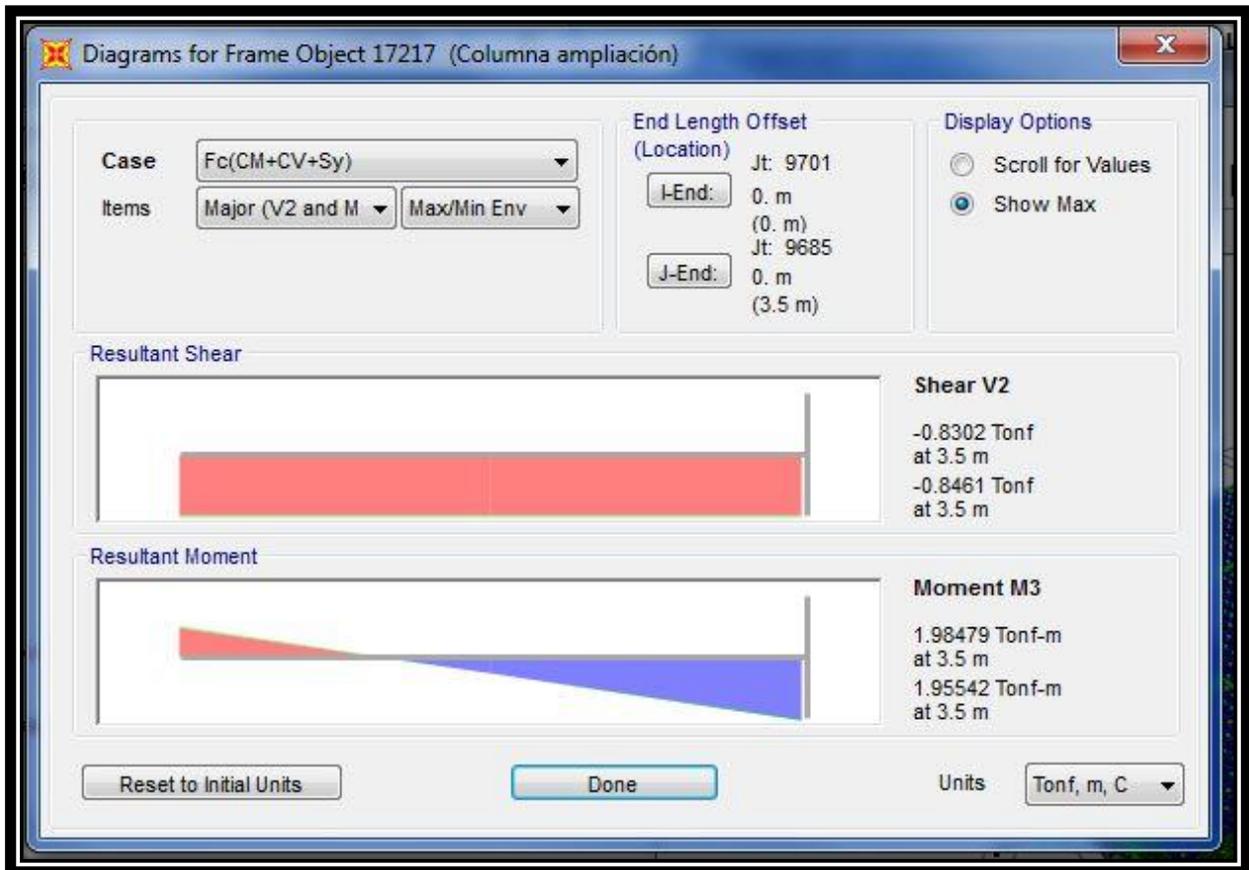
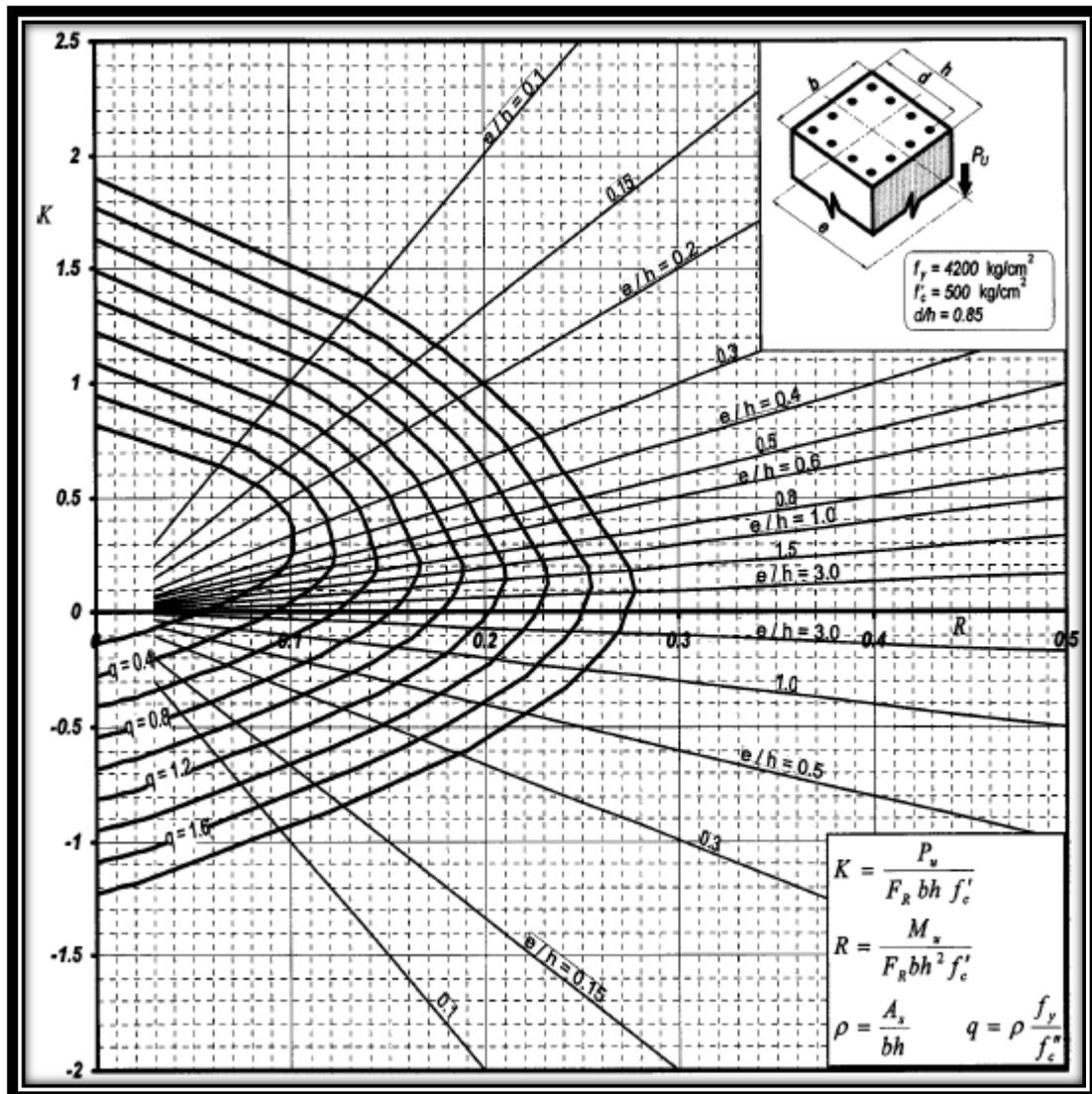


Figura 6.25 Momento y cortante en y de la columna más desfavorable en planta baja generado por SAP2000. (Fuente: Propia).

Al igual que con el diseño a flexión de las vigas se propone utilizar concreto de f'_c de 250 kg/cm², f_y de 4200 kg/cm², por lo tanto las constantes de diseño quedarán con el mismo resultado del diseño por flexión de las vigas, pero estos valores se utilizarán para obtener el factor de "K" que se obtiene de unos diagramas elaborados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los cuales se usan para revisar y diseñar columnas. Estos diagramas tienen la gran ventaja de ser adimensionales, es decir, se pueden consultar con cualquier sección con diferentes dimensiones. Si no se tiene la gráfica del resultado de la división del peralte entre la altura con recubrimiento se tendrá que interpolar entre los valores más cercanos de las gráficas.

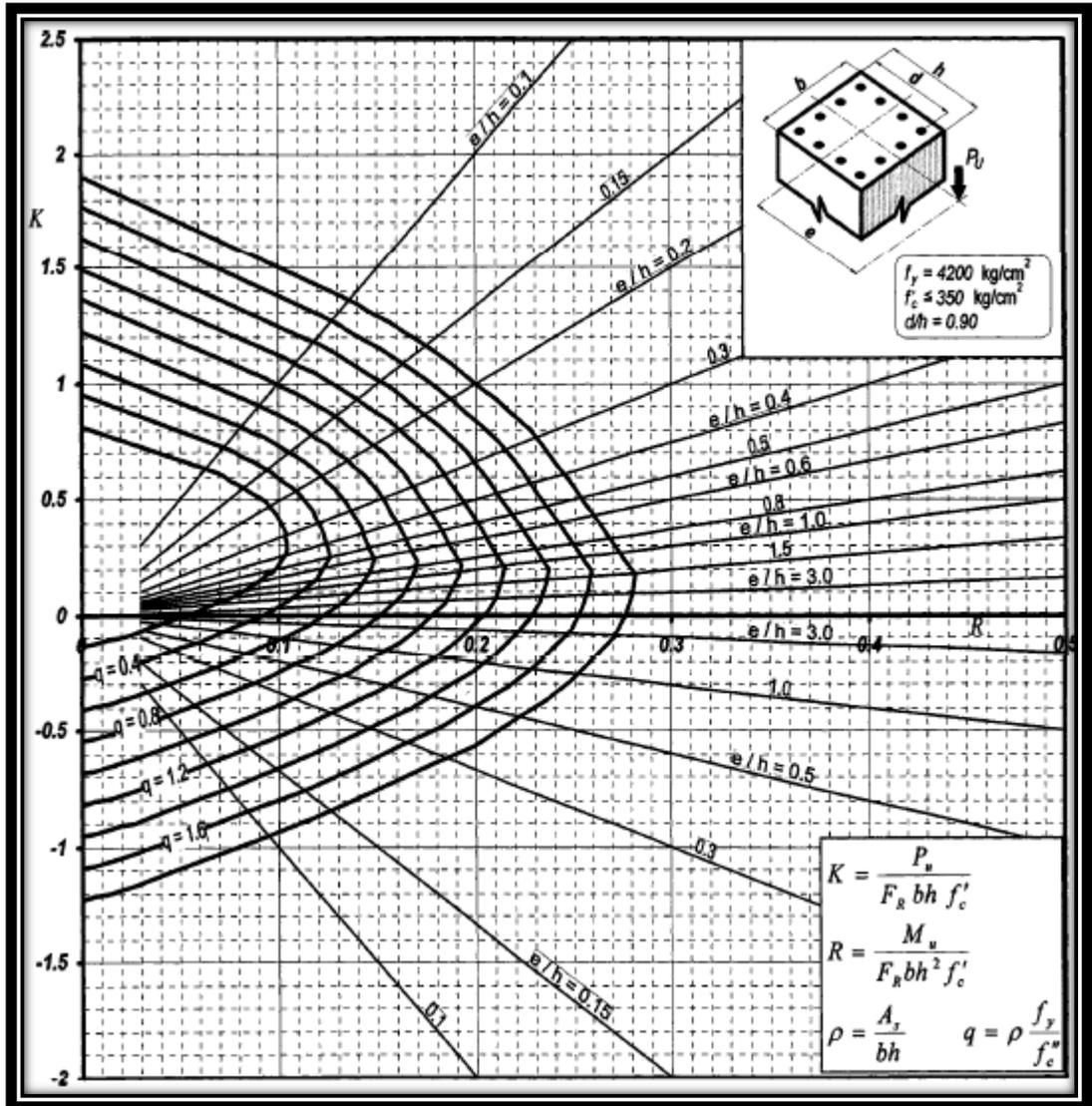
Los investigadores Dr. Roberto Meli Piralla y Mario Rodriguez, con la ayuda de computadoras han encontrado el mayor número de puntos para definir las curvas.

Los casos de flexocompresión biaxial pueden solucionarse con los diagramas para flexocompresión uniaxial usando además algún método aproximado para tomar en cuenta las dos direcciones.



Gráfica 6.1 Diagrama para $d/H=0.85$.

Fuente: Robles y González; 2005: 774.



Gráfica 6.2 Diagrama para $d/H=0.80$.

Fuente: Robles y González; 2005: 773.

Para este fin, el RCDF permite utilizar la siguiente fórmula, que es la fórmula de Bresler:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}}$$

Donde:

Pr: Carga resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .

P_{Ro} : Carga resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$.

P_{Rx} : Carga resistente considerando la flexión en “x” únicamente.

P_{Ry} : Carga resistente considerando la flexión en “y” únicamente.

La fórmula de Bresler es aplicable si se cumple que:

$$\frac{P_R}{P_{Ro}} \geq 0.1$$

En caso contrario, la revisión se hace con:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rz}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde. M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño de acuerdo con los ejes “x” y “y”; M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

Ya comprendido todo lo anterior, se proponen columnas de 30x50. Ya una vez obtenido “K” se puede observar cual es la dimensión más adecuada y después se puede obtener el porcentaje de acero (por lo general se utiliza el acero mínimo), y el número de varillas así como el tipo de varilla. El cálculo se hace de la siguiente manera:

COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL

Dimensiones de la	b=	50 cm	d=	25
	h=	30 cm	$\frac{d}{h} =$	0.833
	Pu=	36.0069 ton	F'c =	250 kg/cm ²
	Mux=	19.14672 ton.m	fy=	4200 kg/cm ²
	Muy=	1.98479 ton.m	f*c=	200 kg/cm ²
			f''c=	170 kg/cm ²
			Fr=	0.8

1er Tanteo	suponiendo $\ell =$	0.01
$As = \ell bh =$	15	
$q = e \frac{fy}{f''c}$	0.247	
Segun el RCDF=		
$Pro = Fr(Ag F''c + AsFy)$		
Ag=	1500	
Pro=	254400	
Calculo de excentricidades		
$\ell x = \frac{Mux}{Pu}$	0.532	$\ell x =$ 53.2
$\ell y = \frac{Muy}{Pu}$	0.055	$\ell y =$ 5.5
$\ell x/h =$	1.773	$\frac{d}{h} =$ style="color: red;">0.833
$\ell y/h =$	0.183	

Para d/h=	0.85	
(x)	K=	0.22
(y)	k=	0.9

Para d/h=	0.8	
(x)	K=	0.2
(y)	k=	0.88

Para $\ell_x/h=$	1.773	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px; text-align: center;">Aplicando la formula de Bresler:</div> $Prx = Fr K bh F''c$ <p>Prx= 42228 kg</p> $Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}}$ <p>Pr= 39562.2798 kg</p>
Para $\ell_y/h=$	0.183	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px; text-align: center;">La formula es aplicable si cumple que:</div> $Pry = Fr K bh F''c$ <p>Pry= 180948</p> $\frac{Pr}{Pro} \geq 0.1$ <p style="text-align: right;">= 0.156 \geq 0.1</p>

Por lo tanto:

$A_s = ebd =$

$A_s = 0.01(50)(30)$

$A_s =$ 15 cm²

Proponiendo var #5 $a_o =$ 1.98 cm²

$N = \frac{A_s}{a_o} = \frac{15}{1.98}$ $7.576 \approx 8vars\#5$

6.5.2 Diseño de columnas por cortante.

La falla por cortante tiene como principal cualidad ser de tipo frágil. Ya que las columnas son los cuerpos verticales de una estructura, los requerimientos para definir la separación de estribos son muy rigurosos.

El diseño por cortante en columnas se realiza de modo similar al de vigas, con la distensión de que el cortante que toma el concreto depende de la carga axial.

Según el RCDF:

$$\text{Si } Pu \leq 0.7f_c^*Ag + 2000As$$

A_g = Área total de la columna.

A_s = Área de acero total en la columna.

Entonces el cortante que toma el concreto se evalúa con las expresiones mencionadas para vigas.

Para aplicar las fórmulas de V_{CR} de vigas, e debe calcularse con el área de acero de una de las caras de la columna, y multiplica V_{CR} por el factor:

$$1 + 0.007 \frac{Pu}{A_g}$$

$$\text{Si } Pu > 0.7f_c^*Ag + 2000As$$

Se tiene que variar linealmente V_{CR} en función de P_u hasta cero para:

$$Pu = Agf_c'' + Asfy$$

Requisitos mínimos para columnas

$$\text{dimensión mínima} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{Dimensión mayor (Peralte)}}{\text{Dimensión menor (ancho)}} \leq 4$$

$$e_{min} = 0.01 \leq e_{nec} = \frac{As}{bh} \leq e_{max} = 0.06$$

Por economía es aconsejable: $e \leq 0.025$

Separación máxima (Smax):

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} db; db = \text{Diámetro de la varra longitudinal más pequeña}$$

$48d_{estribo}$

$$\frac{\text{Dimensión de la columna}}{2}$$

Se tiene que disminuir la separación anterior a la mitad en una longitud de:

El mayor (zona de confinamiento).

- Dimensión mayor de la columna.
- 60 cm.
- 1/6 de la altura libre.

Arriba y debajo de la conexión con viga o losa.

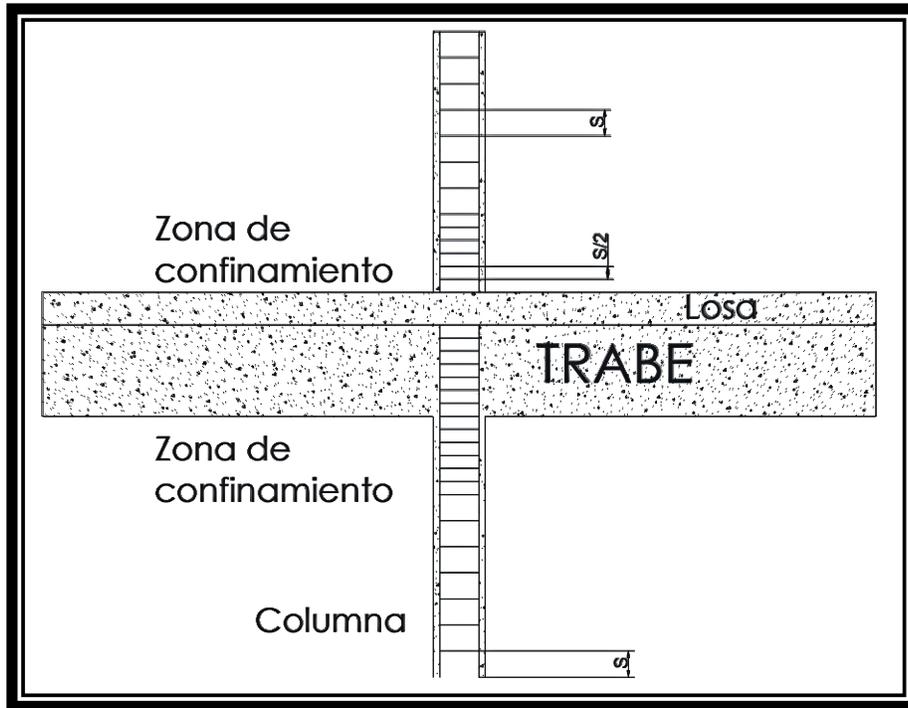


Figura 6.26 Separación de los estribos. Fuente: Apuntes de Diseño.

Cuando se tengan columnas en planta baja, la zona de confinamiento tiene que llegar hasta la media altura inferior de la columna y se continuará dentro de la cimentación.

$$\text{Cuando } Pu > \frac{Agf'_c}{10}$$

Separación máxima.

$$\frac{bc}{4}$$

10 cm.

$f_{yestribo} \geq 0.06f_y$ de la mayor barra o el mayor paquete que limite.

Tienen que tener soporte lateral una de cada dos varillas y la distancia entre una varilla soportada lateralmente y una sin soporte tiene que ser ≤ 15 cm.

Para empezar, se utiliza el axial de la columna que se utilizó en el cálculo de la columna por flexocompresión biaxial, y el cortante se obtiene de igual forma gracias al programa SAP2000 de esa misma columna para poder saber el tipo de estribos y la separación entre ellos que se hace de la siguiente manera:

DATOS			DISEÑO POR CORTANTE			SEPARACION NECESARIA		
Pu=	36.0069	ton	242000.00	ton		N DE RAMAS=	2	
Vx=		ton	Pu= 36.0069 < 242.00			Ao=	0.71	cm ²
Vy=		ton	: SE USARAN LAS EXPRESIONES PARA VIGAS			S=	30.70	cm
Vux=	9.5068	ton	SE DISEÑARA PARA Vu= 2.797 ton			REQUISITO MINIMOS		
Vuy=	0.8461	ton	N var en una cara= 3			db=	1.9	cm
f'c=	250	kg/cm ²	As= 5.94 cm ²			dest=	0.95	cm
fy=	4200	kg/cm ²	ϕ= 0.004752			SMAx=	24.92	cm
f*c=	200	kg/cm ²	COMO ϕ < 0.01				45.60	cm
f'c=	170	kg/cm ²	FACTOR= 1.168				25.00	cm
FR=	0.8		VCR= 5658.6 kg			: RIGE LA MENOR DE TODAS		
DIMENSIONES DE COLUMNA			VCR= 5.66 ton			REVISION DEL PARAMETRO		
b=	50	cm	Fy >/ 0.06Fy de la mayo barra o paquete que restringe el estribo			As*f'c/10=	37500	kg
h=	30	cm	EN ESTE CASO EN LAS ESQUINAS SE TIENE			37500	<	36006.9
r=	5	cm	1 VAR #6			: SE COLOCARAN EST. #3 @ 25 cm c.a.c.		
d=	25	cm	N= 1.98 cm ²			ZONAS DE CONFINAMIENTO		
			Fy= 8316 kg			25/2= 12.5cm EN UNA LOGITUD DE:		
			0.06Fy= 498.96 kg			Altura libre de la columna= 3.5		
			SI SE USAN ESTRIBOS DEL NUMERO #3			Dimension mayor a la columna	50	cm
			Ao= 0.71 cm ²			1/6 altura libre	58.3	cm
			Fy estribos= 2982 cm ²			60 cm	60	cm
			2982 > 498.96			: EL DIAMETRO DEL ESTRIBO ES SUFICIENTE		

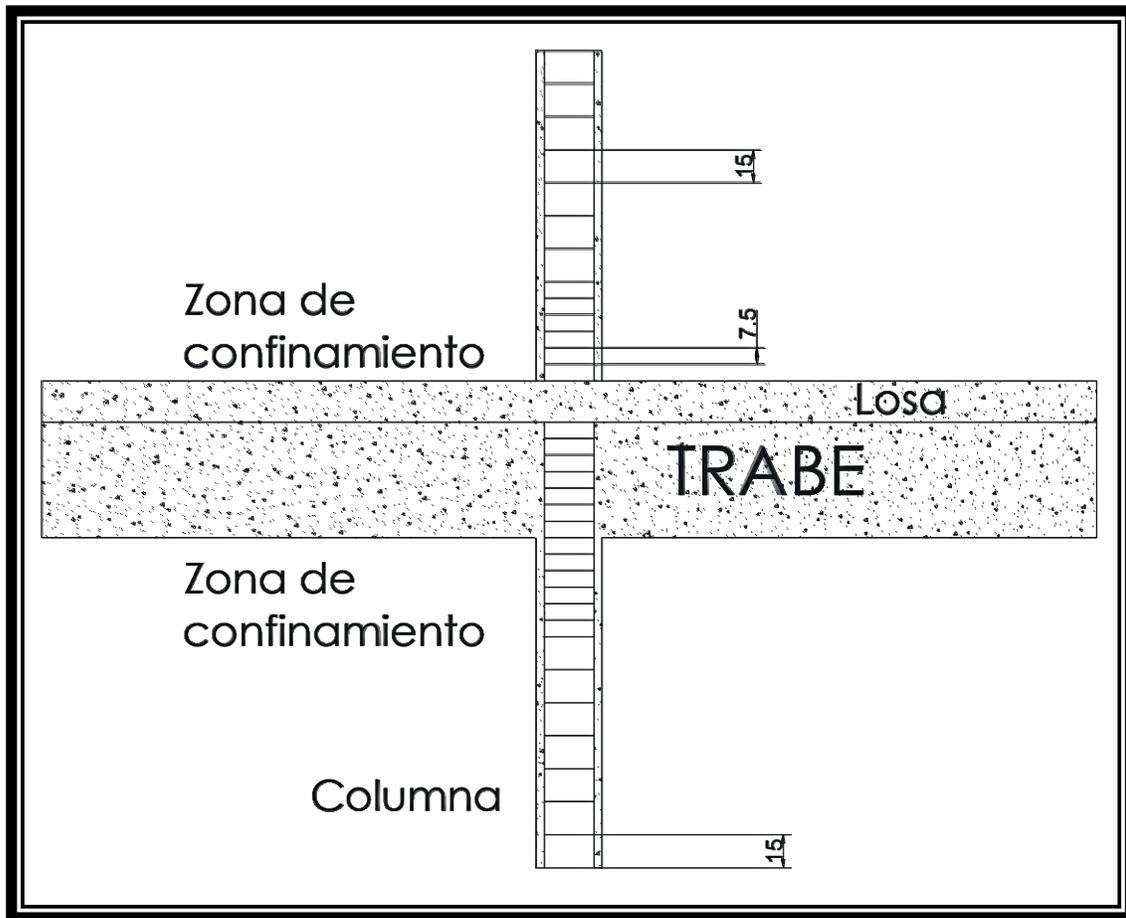


Figura 6.27 Vista en corte de la columna de planta baja.

Fuente: Propia.

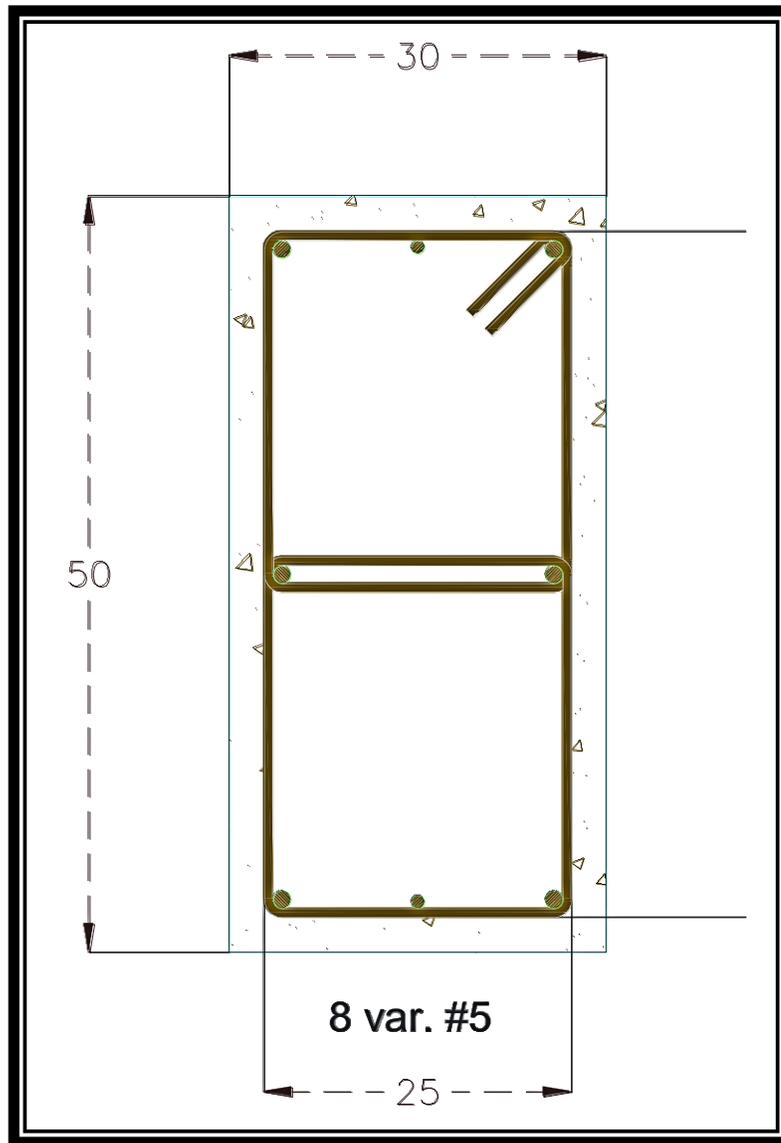


Figura 6.28 Vista transversal de la columna diseñada. (Fuente: Propia).

6.6 Cimentación.

El estudio de mecánica de suelo nos permitió saber cuál era el tipo de cimentación más adecuada para ésta ampliación, además que éste tipo de cimentación se utilizó para el edificio existente, que son zapatas aisladas, que se clasificarían dentro de cimentaciones superficiales ya que su profundidad de desplante es menor a 2.5 metros.

Estas zapatas son en las que descansa una única columna y su utilización está restringida a suelos con resistencia media a alta en relación a la carga que se transmite.

Para lograr la mejor dimensión y calcularla de la mejor manera se consideran los siguientes aspectos:

- a) Los esfuerzos que se transmiten en terreno no deben sobrepasa su capacidad de carga es decir:

$$q \leq qr$$

$$q = \frac{P_T}{A_Z} = \frac{\text{Descarga sobre el terreno}}{\text{Área de la zapata}}$$

- b) Cuando en el análisis se añaden cargas dinámicas se utilizará la capacidad de carga del suelo en condiciones dinámicas. Si ésta no se conoce se podrá usar $1.33qr$.
- c) Las zapatas deben diseñarse por cortante como viga ancha, tomando como sección crítica a aquella que se localiza a un peralte efectivo a partir del paño del dado.

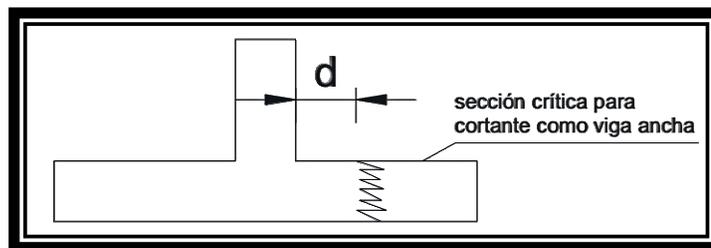


Figura 6.29 Diseño de zapata como viga ancha.

Fuente: Apuntes de Cimentaciones.

- d) Las zapatas deben diseñarse para resistir cortante por penetración, tomando como sección crítica a aquella que se localiza a medio peralte a partir del paño del dado.

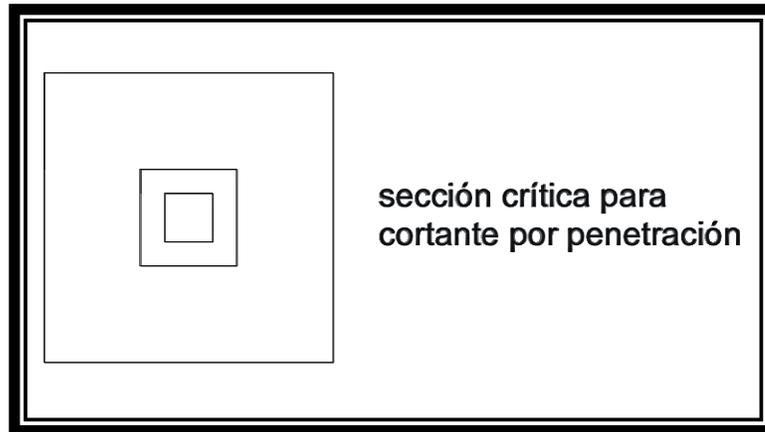


Figura 6.30 Diseño de zapata por penetración.

Fuente: Apuntes de Cimentaciones.

- e) Las zapatas deben diseñarse por flexión, tomando como sección crítica, la que se encuentra ubicada en el paño dado.

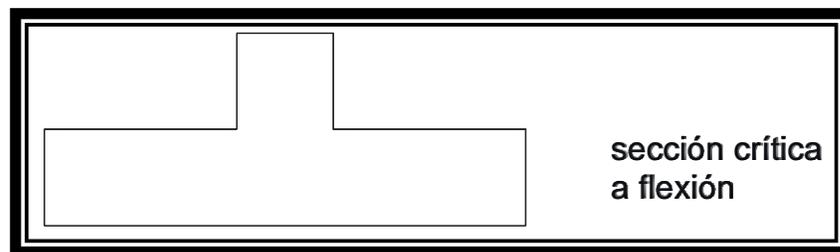


Figura 6.31 Diseño de zapata por flexión.

Fuente: Apuntes de Cimentaciones.

- f) El recubrimiento para zapatas debe ser de cinco centímetros si se asentará sobre plantilla de concreto o de siete centímetros sobre el terreno.

Para el diseño de zapatas aisladas se tienen dos métodos, el primero solo considera la carga axial o la carga puntual que la transmite la columna a la zapata, el segundo aparte de considerar la carga axial considera cargas accidentales como la de sismo, En el caso de la ampliación se diseñarán por el segundo método ya que se tienen cargas accidentales.

6.6.1 Diseño de zapatas aisladas con carga axial y momento.

La presencia de un momento de volteo en la base de la columna genera que la repartición de presiones en la zona de contacto entre la zapata y el suelo ya no sea uniforme, sino que ahora presenta una variación lineal. Esto hace la determinación de los elementos mecánicos de diseño sea más dificultosa debido a esto resulta un proceso menos eficiente.

A consecuencia de lo anterior, se ha construido un procedimiento fundamentado en fórmulas empíricas que ayude a efectuar un diseño adecuado de una manera sencilla.

6.6.1.1 Procedimiento de diseño.

A continuación se explica el procedimiento de diseño:

1.- Descarga total sobre el terreno.

Se propone transformar el momento M en una carga axial equivalente "P_{eq}" que produce los mismo efectos en la cimentación.

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \quad \sigma_2 = \frac{M}{I} y$$

Igualando esfuerzos.

$$\sigma_1 = \sigma_2 \rightarrow \frac{P}{A} = \frac{M_y}{I}$$

Despejando P.

$$P = M \left(\frac{A_y}{I} \right) \leftarrow \psi \rightarrow P = M\psi$$

Donde ψ es un factor que depende de la geometría de elementos. Se ha encontrado que para zapatas rectangulares $\psi = 1.5$.

$$P_{eq} = 1.5m \quad P_T = P + P_{eq} + W_s$$

$$W_s = \begin{cases} 0.2P & \text{si } D_f \leq 1.5m \\ 0.3P & \text{si } D_f > 1.5m \end{cases}$$

Donde:

W_s : Peso propio suesto.

D_f : Profundidad de desplante.

2.- Dimensionamiento de la zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

Nota. Si en el análisis se está incluyendo cargas accidentales se toma la resistencia del suelo para cargas dinámicas $q_{rs} = 1.33q_{rs}$.

3.- Revisión de la presión sobre el terreno.

Para calcular la presión sobre el terreno se propone usar el criterio de Meyerhof.

$$q \leq q_r \quad q = \frac{P_T}{A'_z}$$

$$\begin{aligned} Az' &= B'L' & Az' &= \text{Área de la zapata reducida} \\ B' &= B - 2ey & e_x &= \frac{My}{P}; e_y = \frac{Mx}{P} \\ L' &= L - 2ex \end{aligned}$$

4.- Presión de diseño

$$q_{nu} = Fc \frac{P'}{B'L'}$$

5.- Peralte requerido por cortante como viga ancha.

$$d \geq \frac{q_{nu}l}{v_{CR} + q_{nu}} \quad l \geq \frac{\frac{L - Cx}{2}}{\frac{B - Cy}{2}}$$

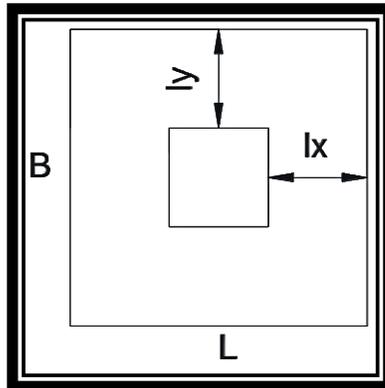


Figura 6.32 Distancia entre dado y borde de la zapata.

Fuente: Apuntes de Cimentaciones.

6.- Peralte requerido para peralte por penetración.

$$(q_{nu} + 4v_{CR})d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(Cx + Cy)]d + q_{nu}CxCy - FcP = 0$$

Se propone usar la anterior formula e incrementar el peralte obtenido para absorber el aumento de presión por efecto del momento.

Incremento. 5cm para cargas permanentes.

Incremento: 10cm para cargas gravitacionales.

Una vez determinado el peralte se revisa, conforme a las NTC-04 que.

$$V_{CR} \leq F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2} \right) \sqrt{f_c^*}$$

Donde:

$0.5F_R\sqrt{f_c^*}$: Es el esfuerzo cortante resistente (V_{CR})

Cuando no hay transmisión de momento.

$$Vu = \frac{Vu}{bod}$$

Cuando hay transmisión de momento en "x".

$$Vu = \frac{Vu}{bod} + \frac{\alpha_x Mux C_{AB}}{Jcx}$$

Cuando hay transmisión de momento en "y".

$$Vu = \frac{Vu}{bod} + \frac{\alpha_y MUY C_{AB}}{Jcy}$$

Cuando hay transmisión de momento en "x" y en "y".

$$Vu = \frac{Vu}{bod} + \frac{\alpha_x Mux C_{AB}}{Jcx} + \frac{\alpha_y MUY C_{AB}}{Jcy}$$

Las fórmulas anteriores para cortante son exclusivamente para zapatas aisladas centrales para zapatas de esquina y de borde se utilizan otras como es éste caso, que se mostrarán más tarde en los cálculos, y que se obtienen de las Normas Técnicas Complementarias al igual que las anteriores.

Para saber si hay transmisión de momento o no.

Hay transmisión en x cuando:

$$M_{ux} > 0.2V_{ud}$$

Hay transmisión en y cuando:

$$M_{uy} > 0.2V_{ud}$$

$$V_u = F_c P - A_f q_{nu}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d)$$

$$b_o = 2(C_x + C_y + 2d)$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_x + d}{C_y + d}}}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_y + d}{C_x + d}}}$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2}$$

$$C_{CD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$$J_{cx} = \frac{d(x+d)^3}{6} + \frac{(Cx+d)d^3}{6} + \frac{d(Cy+d)(Cx+d)^2}{2}$$

$$J_{cy} = \frac{d(y+d)^3}{6} + \frac{(Cy+d)d^3}{6} + \frac{d(Cx+d)(Cy+d)^2}{2}$$

Al igual que las fórmulas para cortante, éstas fórmulas son sólo para zapatas aisladas centrales, para zapatas de esquina y de borde se utilizan otras, cómo es en este caso, igualmente se consigue de las Normas Técnicas Complementarias al igual que las anteriores.

6.1.- Revisión del peso propio $W_s = W_{real} T = \pm 10\%$

7.- Diseño por flexión

Dirección x

$$M_x = \frac{q_n u b l^2 x}{2}$$

Dirección y

$$M_y = \frac{q_n u b l^2 x}{2}$$

En ésta paso se utiliza la misma fórmula para calcular el porcentaje del acero necesario y se compara con el mínimo para ver cuál se debe usar, y poder calcular el número de varilla y la separación que deba tener en un sentido y en el otro sentido igual, éstas varillas quedan en la parte inferior de la zapata longitudinalmente para peralte de la losas de la zapata mayores a 30 cm se debe analizar acero por temperatura, que son las varillas que quedan en la parte superior de la losa de la

zapata longitudinalmente y se debe hacer en ambos sentidos. Se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$ast = \frac{660x_1b}{fy(100 + x_1)} (1.5) =$$

Donde:

X₁: Altura de la losa de la zapata.

Para el diseño de las zapatas de los dos edificios que conforman la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. se utilizaron los siguientes valores del estudio de mecánica suelos de donde se encuentra dicha ampliación que son los siguientes:

Capacidad de carga según Terzaghi.			
Datos requeridos		factores:	
C (ton/m ²) =	1.700	N _c =	11.04
D _f (mt) =	1.50	N _q =	3.98
B (Mt) =	1.00	N _γ =	1.15
γ (ton/m ³) =	1.202		
φ Grados =	15.10	Cál. basados resultados	
φ Radian =	0.264	de Prueba Triaxial	

Capacidad de carga obtenida:			
qu =	26.63	Ton/m ²	
qadm = qu/3 =	8.88	Ton/m ²	Admisible

En los siguientes cálculos de la zapata aislada de borde el valor del peso propio supuesto no es el valor de la presión multiplicado el factor ya que para llegar al peso propio supuesto idóneo hay que hacer varias interacciones hasta que tener el más óptimo que en éste caso se presenta en los cálculos que se muestran a continuación:

Datos:			Fr=	0.8 Cortante
F'c=	250 kg/cm2		Fr=	0.9 Flexión
F*c=	200 kg/cm2		Fr=	0.8 C.P.
F''c=	170 kg/cm2		Fr=	0.7 C.A.
Fy=	4200 kg/cm2			
Cx=	60 cm	0.6 m	$\gamma s=$	1.202 t/m3
Cy=	35 cm	0.35 m	Df=	1.5 m
qr=	8.88 t/m2		Fc=	1.1

CM+CV		Sismo x	Sismo y	
P=	31.7421 t	Psx=	0.7627 t	
Mx=	0.0818 t.m	Msx=	13.36456 t.m	
My=	1.79101 t.m		Psy=	0.7627 t
			Msy=	0.01027 t.m

1.- Descarga total	
Se deberán revisar las condiciones que marca el reglamento	
a)	CM+CV
b)	CM+CV+Sismox+30%Sismoy
c)	CM+CV+30%Sismox+Sismoy
a) CM+CV	
Pt=P+Peq+Ws	
P=	31.742 t
$Ws = 0.2(P') =$	12.9554 t
$Peq = 1.5(Mx + My) =$	2.809 t
$P_T =$	47.5064 t
b) CM+CV+Sx+S0.3Sy	
Pt=P+Peq+Ws	
$P' = P + Psx + 0.3Psy =$	32.734 t
$Peq = 1.5(Mx + My + Msx + 0.3Msy) =$	22.861 t
$Ws = 0.2(P') =$	12.9554 t
$P_T =$	68.5504 t
c) CM+CV+0.3Sx+Sy	
Pt=P+Peq+Ws	
$P' = P + 0.3Psx + Psy =$	32.734 t
$Peq = 1.5(Mx + My + 0.3Msx + Msy) =$	8.839 t
$Ws = 0.2(P') =$	12.9554 t
$P_T =$	54.5284 t
Valores de la condición más desfavorable	
	$P_T =$ 68.5504 t
	$P' =$ 32.734 t
	$P' =$ 32734 kg
	$Ws =$ 12.9554 t

2.- Dimensionamiento

$$Az = \frac{P_T}{qr} \qquad qrs = \qquad 11.8104 \text{ t/m}^2$$

$$Az = \qquad 5.804 \text{ m}^2$$

Dado que los momentos en cada dirección son diferentes, la zapata deberá tener forma rectangular. Se propone utilizar la misma proporción del dado.

$$\frac{L}{B} = \frac{Cx}{Cy} \qquad L = \qquad 1.714 B$$

$$BL = \qquad 5.804 \text{ m}^2$$

$$B = \qquad 1.84 \approx \qquad 1.8 = \qquad 180 \text{ cm}$$

$$L = \qquad 3.0852 \approx \qquad 3.1 = \qquad 310 \text{ cm}$$

3.- Revisión de la presión en el terreno

Se tiene que cumplir :

$$qrs \geq \frac{P' + Ws}{B'L'}; B' = B - 2ey; L = L' - 2ex$$

Las excentricidades son:

$$ey = \frac{M'_y}{P} = \qquad 0.039 \text{ m}$$

$$ex = \frac{M'_x}{P} = \qquad 0.294 \text{ m}$$

Sustituyendo para calcular B' y L'

$$B' = B - 2ey = \qquad 1.922 \text{ m}$$

$$L' = L - 2ex = \qquad 2.4972 \text{ m}$$

Revisando la presión sobre el terreno

$$\frac{P' + Ws}{B'L'} = \qquad 9.519 \leq qrs = \qquad 11.8104 \text{ t/m}^2$$

∴

Se aceptan las dimensiones propuestas

4.- Presión de diseño		
$qnu = Fc \frac{P'}{B'L'} =$	7.502 t/m ²	= 0.7502 kg/cm ²

5.- Peralte por cortante como viga ancha					
$d \geq \frac{qnu l}{v_{CR} + qnu}$	$l \geq lx = \frac{l - Cx}{2} =$	125 cm	=	1.25 m	NO RIGE
	$ly = l - Cy =$	145 cm	=	1.45 m	RIGE
Proponiendo $f'_c =$	250 kg/cm ²				
$V_{CR} = 0.5F_R \sqrt{f'_c} =$	5.657 kg/cm ²				
Sustituyendo para encontrar el peralte:					
$d \geq$	14.636	cm			

6. - Peralte por penetración

$$\left(\frac{qnu}{2} + 2v_{CR}\right)d^2 + \left[(Cx + 2Cy)\left(\frac{qnu}{2} + v_{CR}\right)\right]d + qnuCxCy - FcP = 0$$

En donde vcr se calculo como

$$V_{Cr} \leq F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2}\right) \sqrt{f_C^*} =$$

Nota: De acuerdo con NTC-04 el Fr es: 0.8 para cargas permanentes y 0.7 para cuando se incluyen cargas accidentales.

Por lo tanto se usará Fr=

0.7

$$F_r \sqrt{f_C^*} =$$

9.899 kg/cm²

$$V_{Cr} \leq F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2}\right) \sqrt{f_C^*} =$$

10.724 kg/cm²

RIGE

NO RIGE

$$\left(\frac{qnu}{2} + 2v_{CR}\right)d^2 + \left[(Cx + 2Cy)\left(\frac{qnu}{2} + v_{CR}\right)\right]d + qnuCxCy - FcP = 0$$

$$20.1731 d^2 + 1335.633 d - 34431.98 = 0$$

Resolviendo la ecuación

d1= 19.836 cm

d2= -86.0450437 cm

Incremento= 5cm para cargas permanentes.

Incremento= 10cm para cargas gravitacionales

d= 19.836 + 10 = 29.836 cm

Rige peralte por penetración

d= 30 cm = 0.3 m rec= 5 cm

H = 35 cm = 0.35 m

6.1 Revisión del peralte

Es necesario que se cumpla $V_{CR} \geq V_u$
 Primeramente se revisará si hay transmisión de momento.
 Existe transmisión

Si se cumple que: $M_u > 0.2Vud$

Transmisión de momento en "x"

$$M_{ux} = FcM'_x = 14.790996 \text{ t.m}$$

$$V_u = FcP - Afqnu = 32.6315 \text{ t}$$

$$Af = (Cx + d)(Cy + d/2) = 0.45 \text{ m}^2$$

$$0.2Vud = 1.958$$

$$M_{ux} = 14.790996 > 1.958$$

∴ **Si hay transmisión en x**

Transmisión de momento en "y"

$$M_{uy} = FcM'_y = 1.974 \text{ t.m}$$

$$M_{uy} = 1.974 > 1.958$$

∴ **Si hay transmisión en y**

Cálculo de V_u

Cuando no hay transmisión de momento

$$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}}$$

Cuando hay transmisión de momento en "x"

$$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha x (M_{ux}) C_{AB}}{Jcx}$$

Cuando hay transmisión de momento en "y"

$$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha y (M_{uy} - V_u g_y) C_{BD}}{Jcy}$$

Transmisión de momento en "x" y en "y"

$$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha x (M_{ux}) C_{AB}}{Jcx} + \frac{\alpha y (M_{uy} - V_u g_y) C_{BD}}{Jcy}$$

En este caso se tiene: **Transmisión en x y en y**

$$A_{CR} = d(Cx + 2Cy + 2d) = 0.645 \text{ m}$$

$$\alpha x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{Cx + d}{Cy + d/2}}} = 0.473$$

$$\alpha y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{Cy + d/2}{Cx + d}}} = 0.333$$

$$C_{AB} = \frac{Cx + d}{2} =$$

$$C_{BD} = \frac{(Cy + d/2)^2 d}{A_{CR}} =$$

$$C_{ab} = 0.45 \text{ m}$$

$$C_{bd} = 0.3875969 \text{ m}$$

$$g_y = \frac{Cy + d}{2} - C_{BD} = -0.0625969$$

$$J_{cx} = \frac{d(Cy + d)^3}{6} + \frac{(Cy + d)d^3}{6} + (Cx + d/2)dC_{BD}^2 + 2(Cy + d)d \left(\frac{Cy + d}{2} - C_{BD} \right)^2 = 0.117 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = \frac{d(Cx + d/2)^3}{6} + \frac{(Cx + d/2)d^3}{6} + (Cy + d)dC_{AB}^2 + 2(Cx + d/2)d \left(\frac{Cx + d/2}{2} - C_{AB} \right)^2 = 0.064 \text{ m}^4$$

$$V_u = 85.6 \text{ t/m}^2 = 8.56 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{cr} = 9.899 \text{ kg/cm}^2 \quad V_u = 8.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 13.527 \%$$

6.2.- Revisión del peso real

wplantilla=	1.8	3.1	0.05	2.2 =	0.6138 t		
wlosa=	1.8	3.1	0.35	2.4 =	4.6872 t		
wrelleno=	1.8	3.1	1.1	—	0.6	0.35	1.1 × 1.202 = 7.1 t
wdado=	0.6	0.35	1.1	2.4 =	0.5544 t		
wreal=	12.9554						
T =	0 %						

7.- Diseño por flexión

Dirección x

$$M_x = \frac{q_n u b l^2 x}{2} = 5.861 \text{ t.m}$$

Dirección y

$$M_y = \frac{q_n u b l^2 x}{2} = 7.886 \text{ t.m}$$

El porcentaje de acero para momento en x

$$e = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''_c}} \right] =$$

$$e = 0.00176112 \quad e_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00263523$$

$e > e_{min} \therefore$ se usará $e = 0.002635231$

El área de acero para momento en x es:

$$A_s = e b d = 0.00263523 \times 100 \times 30 = 7.906 \text{ cm}^2$$

La separación proponiendo varilla #4@10 (ao=1.27 cm²)

$$S = \frac{100 a_o}{A_s} = 16.064 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@15cm

Acero por temperatura para momento en x

$$a_{st} = \frac{660 x_1 b}{f_y (100 + x_1)} (1.5) = 5.4166575 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 a_o}{a_{st}} = 13.1077145 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@15cm en L.A. ambas direcciones

El porcentaje de acero para momento en y

$$e = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''_c}} \right] =$$

$$e = 0.00238852 \quad e_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00263523$$

$e > e_{min} \therefore$ se usará $e = 0.00263523$

El área de acero para momento en y es:

$$A_s = e b d = 0.00263523 \times 100 \times 30 = 7.906 \text{ cm}^2$$

La separación proponiendo varilla #4@10 ($a_0=1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{100a_0}{A_s} = 16.064 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@15cm

Acero por temperatura para momento en y

$$a_{st} = \frac{660x_1b}{f_y(100 + x_1)} (1.5) = 6.111 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100a_0}{a_{st}} = 11.618 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@15cm en L.A. ambas direcciones

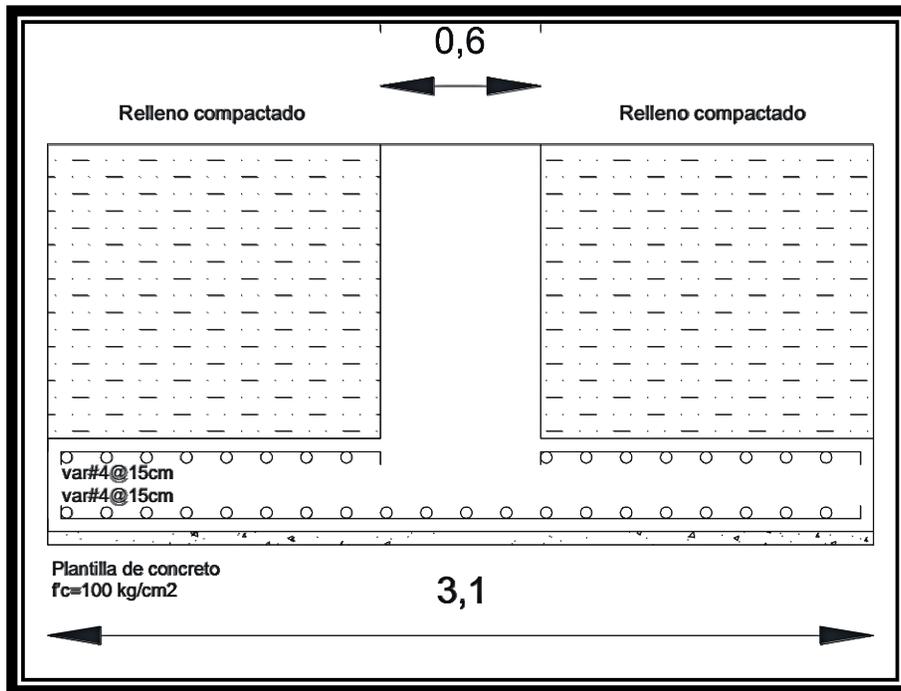


Figura 6.33 Vista en corte en x de la zapata de borde. (Fuente: Propia).

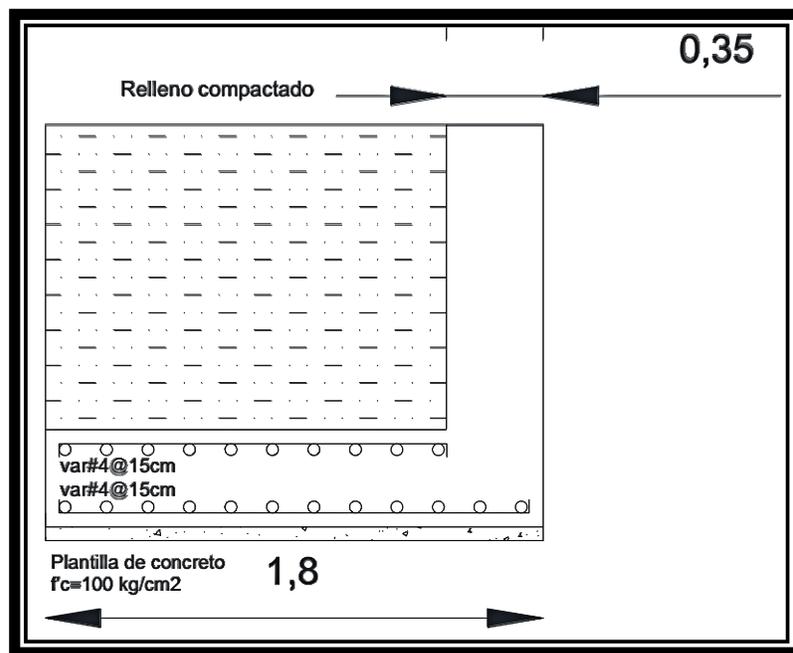


Figura 6.34 Vista en corte en y de la zapata de borde.

Fuente: Propia.

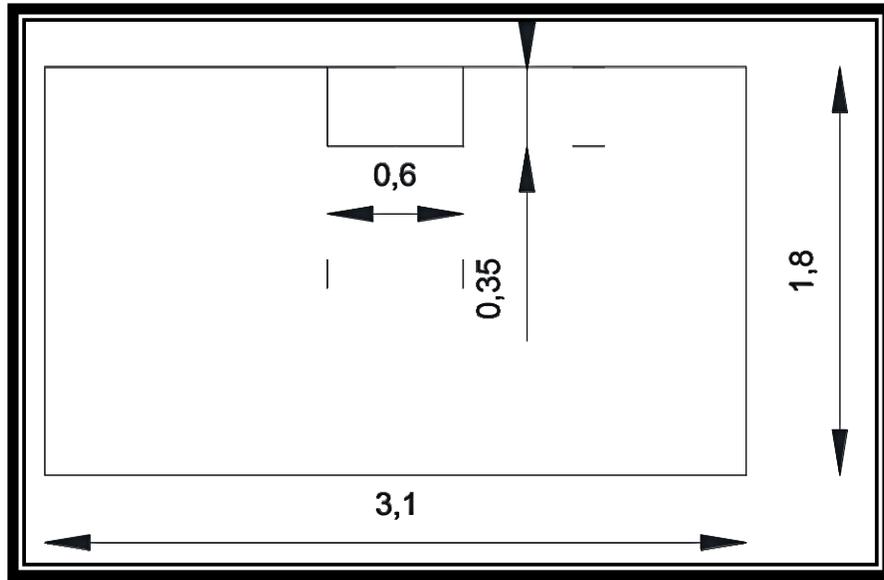


Figura 6.35 Vista en planta de la zapata de borde. (Fuente: Propia).

En el cálculo de la zapata aislada de borde el valor del peso propio supuesto pasa lo mismo que con la zapata aislada de esquina

Datos:		Fr=	0.8	Cortante
F'c=	250 kg/mc2	Fr=	0.9	Flexión
F*c=	200 kg/cm2	Fr=	0.8	C.P.
F''c=	170 kg/cm2	Fr=	0.7	C.A.
Fy=	4200 kg/cm2			
Cx=	55 cm	0.55 m	$\gamma s=$	1.202 t/m3
Cy=	35 cm	0.35 m	Df=	1.5 m
qr=	8.88 t/m2		Fc=	1.1

CM+CV		Sismo x		Sismo y	
P=	16.6903 t	Psx=	4.0287 t	Psy=	4.0287 t
Mx=	2.38117 t.m	Msx=	12.03617 t.m	Msy=	0.01965 t.m
My=	0.99375 t.m				

1.- Descarga total	
Se deberán revisar las condiciones que marca el reglamento	
a)	CM+CV
b)	CM+CV+Sismox+30%Sismoy
c)	CM+CV+30%Sismox+Sismoy
a) CM+CV	
Pt=P+Peq+Ws	
P=	16.69 t
$Ws = 0.2(P') =$	10.42 t
$P_{eq} = 1.5(Mx + My) =$	5.062 t
$P_T =$	32.172 t
b) CM+CV+Sx+S0.3Sy	
Pt=P+Peq+Ws	
$P' = P + Psx + 0.3Psy =$	21.928 t
$P_{eq} = 1.5(Mx + My + Msx + 0.3Msy) =$	23.125 t
$Ws = 0.2(P') =$	10.42 t
$P_T =$	55.473 t
c) CM+CV+0.3Sx+Sy	
Pt=P+Peq+Ws	
$P' = P + 0.3Psx + Psy =$	21.928 t
$P_{eq} = 1.5(Mx + My + 0.3Msx + Msy) =$	10.508 t
$Ws = 0.2(P') =$	10.42 t
$P_T =$	42.856 t
Valores de la condición más desfavorable	
	$P_T =$ 55.473 t
	$P' =$ 21.928 t
	$P' =$ 21928 kg
	$Ws =$ 10.42 t

2.- Dimensionamiento			
$Az = \frac{P_T}{qr}$	$qrs =$	11.8104 t/m ²	
$Az =$	4.697 m ²		
Dado que los momentos en cada dirección son diferentes, la zapata deberá tener forma rectangular. Se propone utilizar la misma proporción del dado.			
$\frac{L}{B} = \frac{Cx}{Cy}$	$L =$	1.571 B	
$BL =$	4.697 m ²		
$B =$	1.729 \approx	1.7 =	170 cm
$L =$	2.6707 \approx	2.7 =	270 cm

3.- Revisión de la presión en el terreno			
Se tiene que cumplir :			
$qrs \geq \frac{P' + Ws}{B'L'} ; B' = B - 2ey ; L = L' - 2ex$			
Las excentricidades son:			
$ey = \frac{M'_y}{P} =$	0.031 m		
$ex = \frac{M'_x}{P} =$	0.446 m		
Sustituyendo para calcular B' y L'			
$B' = B - 2ey =$	1.938 m		
$L' = L - 2ex =$	1.7787 m		
Revisando la presión sobre el terreno			
$\frac{P' + Ws}{B'L'} =$	9.384	$\leq qrs =$	11.8104 t/m ²
\therefore	Se aceptan las dimensiones propuestas		

4.- Presión de diseño		
$qnu = Fc \frac{P'}{B'L'} =$	6.997 t/m ²	= 0.6997 kg/cm ²

5.- Peralte por cortante como viga ancha						
$d \geq \frac{qnu l}{v_{CR} + qnu}$	$l \geq$	$lx = l - Cx =$	215 cm	=	2.15 m	RIGE
		$ly = l - Cy =$	135 cm	=	1.35 m	NO RIGE
Proponiendo $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$						
$V_{CR} = 0.5F_R \sqrt{f'_c} =$	5.657					
Sustituyendo para encontrar el peralte:						
$d \geq$	23.666 cm					

6. - Peralte por penetración

$$\left(\frac{qnu}{4} + v_{CR}\right)d^2 + \left[(Cx + Cy)\left(\frac{qnu}{2} + v_{CR}\right)\right]d + qnuCxCy - FcP = 0$$

En donde vcr se calculo como

$$V_{Cr} \leq F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2}\right) \sqrt{f_c^*} =$$

Nota: De acuerdo con NTC-04 el Fr es: 0.8 para cargas permanentes y 0.7 para cuando se incluyen cargas accidentales.

Por lo tanto se usará Fr=

0.7

$$F_r \sqrt{f_c^*} =$$

9.899 kg/cm²

$$V_{Cr} \leq F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2}\right) \sqrt{f_c^*} =$$

11.249 kg/cm²

RIGE

NO RIGE

$$\left(\frac{qnu}{4} + v_{CR}\right)d^2 + \left[(Cx + Cy)\left(\frac{qnu}{2} + v_{CR}\right)\right]d + qnuCxCy - FcP = 0$$

$$10.073925 d^2 + 922.3965 d - 22773.8775 = 0$$

Resolviendo la ecuación

$$d1 = 20.223 \text{ cm}$$

$$d2 = -111.786015 \text{ cm}$$

Incremento= 5cm para cargas permanentes.

Incremento= 10cm para cargas gravitacionales

$$d = 20.223 + 10 = 30.223 \text{ cm}$$

Rige peralte por penetración

$$d = 25 \text{ cm} = 0.25 \text{ m} \quad \text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$$

6.1 Revisión del peralte

Es necesario que se cumpla $V_{CR} \geq V_u$
 Primeramente se revisará si hay transmisión de momento.
 Existe transmisión

Si se cumple que: $M_u > 0.2Vud$

Transmisión de momento en "x"

$$M_{ux} = FcM'_x = 15.859074 \text{ t.m}$$

$$V_u = FcP - Afqnu = 21.875 \text{ t}$$

$$Af = (Cx + d/2)(Cy + d/2) = 0.321 \text{ m}^2$$

$$0.2Vud = 1.094$$

$$M_{ux} = 15.859074 > 1.094$$

∴ Si hay transmisión en x

Transmisión de momento en "y"

$$M_{uy} = FcM'_y = 1.1 \text{ t.m}$$

$$M_{uy} = 1.1 > 1.094$$

∴ Si hay transmisión en y

Cálculo de V_u

$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}}$		Cuando no hay transmisión de momento
$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha_x(M_{ux} - Vug_x)C_{AB}}{Jcx}$		Cuando hay transmisión de momento en "x"
$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha_y(M_{uy} - Vug_y)C_{BD}}{Jcy}$		Cuando hay transmisión de momento en "y"
$V_u = \frac{V_u}{A_{CR}} + \frac{\alpha_x(M_{ux} - Vug_x)C_{AB}}{Jcx} + \frac{\alpha_y(M_{uy} - Vug_y)C_{BD}}{Jcy}$		Transmisión de momento en "x" y en "y"

En este caso se tiene: Transmisión en x y en y

$$A_{CR} = d(Cx + Cy + d) = 0.2875 \text{ m}$$

$$\alpha x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{Cx + d/2}{Cy + d/2}}} = 0.444$$

$$\alpha y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{Cy + d/2}{Cx + d/2}}} = 0.36$$

$$C_{AB} = \frac{(Cx + d/2)^2 d}{2Acr} = 0.01637402 \text{ m} \quad C_{BD} = \frac{(Cy + d/2)^2 d}{2Acr} = 3.30434783 \text{ m}$$

$$g_x = \frac{Cx + d}{2} - C_{AB} = 0.65862598 \quad g_y = \frac{Cy + d}{2} - C_{BD} = -2.82934783$$

$$J_{cx} = \frac{d(Cx + d/2)^3}{12} + \frac{(Cx + d/2)d^3}{12} + \left(Cy + \frac{d}{2}\right) d C_{AB}^2 + \left(Cx + \frac{d}{2}\right) d \left(\frac{d(Cx + d/2)}{2} - C_{AB}\right)^2 = 0.024 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = \frac{d(Cy + d/2)^3}{12} + \frac{(Cy + d/2)d^3}{12} + \left(Cx + \frac{d}{2}\right) d C_{BD}^2 + \left(Cy + \frac{d}{2}\right) d \left(\frac{d(Cy + d/2)}{2} - C_{BD}\right)^2 = 8.49 \text{ m}^4$$

$$Vu = 85.353 \text{ t/m}^2 = 8.5353 \text{ kg/m}^2$$

$$Vcr = 9.899 \text{ kg/cm}^2 \quad Vu = 8.5353 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 13.776 \%$$

Aunque el peralte por penetración haya regido en lugar del peralte por viga ancha se toma el de viga ancha ya que éste proporciona menor diferencia entre el V_{CR} y el cortante.

6.2.- Revisión del peso real							
wplantilla=	1.7	2.7	0.05	2.2 =		0.5049 t	
wlosa=	1.7	2.7	0.3	2.4 =		3.3048 t	
wrelleno=	1.7	2.7	1.15	—	0.55	0.35	1.15 × 1.202 = 6.079 t
wdado=	0.55	0.35	1.15	2.4 =		0.5313 t	
wreal=	10.42						
T =	0 %						

7.- Diseño por flexión

Dirección x

$$M_x = \frac{q_n u b l^2 x}{2} = 16.172 \text{ t.m}$$

Dirección y

$$M_y = \frac{q_n u b l^2 x}{2} = 6.376 \text{ t.m}$$

El porcentaje de acero para momento en x

$$e = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''_c}} \right] =$$

$$e = 0.00754931 \quad e_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00263523$$

$e > e_{min} \therefore$ se usará $e = 0.007549311$

El área de acero para momento en x es:

$$A_s = e b d = 0.00754931 \times 100 \times 25 = 18.873 \text{ cm}^2$$

La separación proponiendo varilla #4@10 ($a_0=1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{100a_0}{A_s} = 6.729 \approx 10 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@10cm

El porcentaje de acero para momento en y

$$e = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''_c}} \right] =$$

$$e = 0.00279536 \quad e_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00263523$$

$e > e_{min} \therefore$ se usará $e = 0.00279536$

El área de acero para momento en y es:

$$A_s = e b d = 0.00279536 \times 100 \times 25 = 6.988 \text{ cm}^2$$

La separación proponiendo varilla #4@10 ($a_0=1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{100a_0}{A_s} = 18.174 \approx 20 \text{ cm}$$

Usar varilla #4@20cm

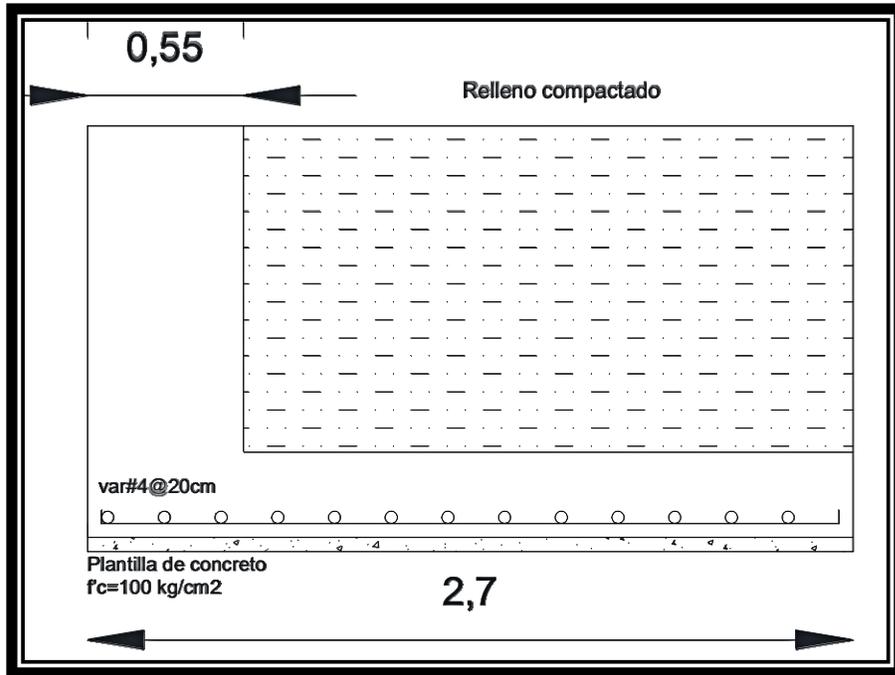


Figura 6.36 Vista en corte en x de la zapata aislada de esquina.

Fuente: Propia.

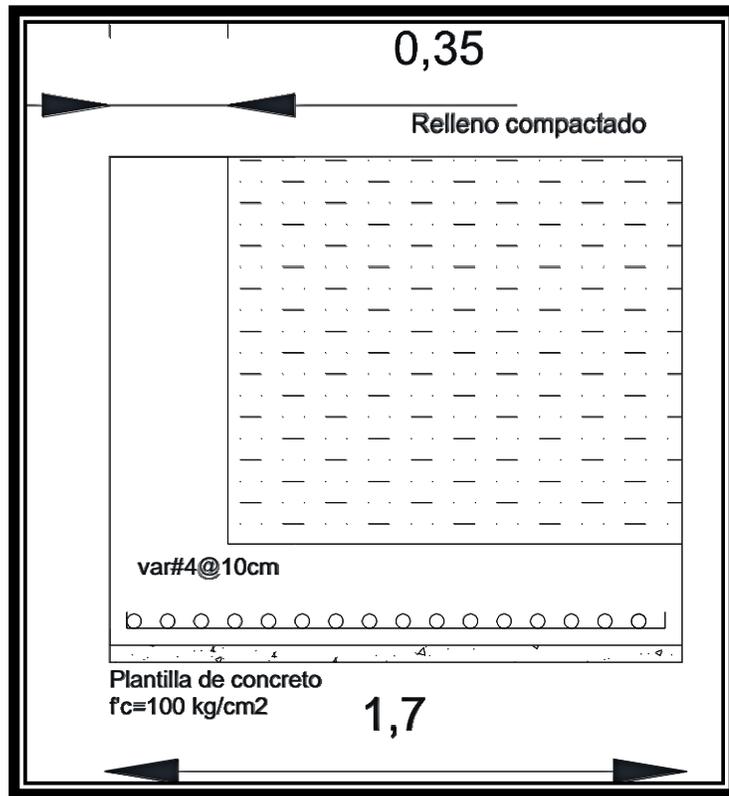


Figura 6.37 Vista en corte en y de la zapata aislada de esquina.

Fuente: Propia.

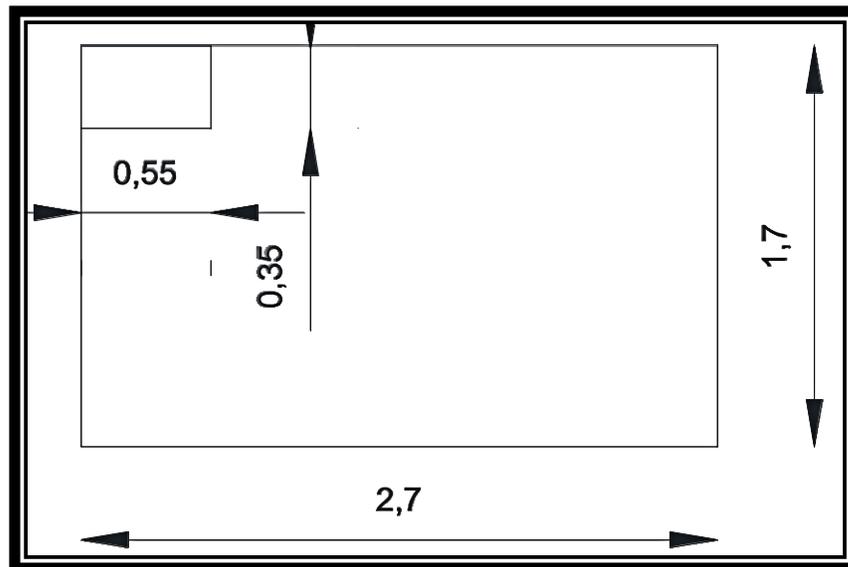


Figura 6.38 Vista en planta de la zapata aislada de esquina.

Fuente: Propia.

6.7 Planos estructurales.

Para poder ver finalmente como queda realmente la estructura de la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C., se necesitan de planos estructurales que muestren con más detalle cómo quedan los elementos estructurales ya vistos en todo el edificio, para identificar las columnas diseñadas se denominaron como “C-1” en el plano, así como las vigas se les denominó como “T-1”, no se incluyeron los planos de la fachada ni de los edificios adyacentes ya que no sirven de mucho para detallar este tipo de planos, se tienen que eliminar todo el detallado arquitectónico y darle importancia solamente a los elementos estructurales como se pueden apreciar los planos estructurales en los anexos 6,7 y 8.

A lo que se llega con todos los cálculos anteriores del diseño de losas, vigas y columnas, es que como se fue explicando en cada diseño cómo es que el método que se usó fue el mejor para diseñar cada elemento estructural, en el caso de las losas, el mejor método fue el de coeficientes ya que tenemos losas en dos direcciones tanto entre piso como en azotea, debido a que con éste método se puede calcular de una manera sencilla y segura y éste método está respaldado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Para el caso de las vigas el mejor método fue el de resistencia última tanto para flexión como para cortante, ya que éste utiliza hasta la última resistencia del acero y está resguardado por el reglamento ya mencionado.

Para el caso de las columnas el mejor método fue el de flexocompresión biaxial ya que se tienen momentos en direcciones “x” “y” y carga axial y debido a que con las gráficas que proporciona el Instituto de Ingeniería de la UNAM se pudieron dimensionar satisfactoriamente las columnas, además que al igual que los métodos

que se usaron para losas y vigas éste método también así como el diseño de las columnas por cortante están protegidos por el mismo reglamento.

Para el caso de las zapatas de esquina y de borde el mejor método fue el de utilizar axial y momento ya que se tienen fuerzas gravitacionales en este caso sismo que afecta a la estructura.

No se incluyó los planos del armado en los anexos debido a la extensión de esta tesis, pero éstos ya están especificados dentro de la misma para poder apreciarlos de una mejor manera.

CONCLUSIONES

Como se ha observado en esta investigación es importante poner atención en cada detalle, ya que si se pasa por alto lo anterior dicho, se tendrán grandes problemas al momento de diseñar éste tipo de estructuras. Así que se verá a continuación el objetivo general que se planteó que era determinar con qué método es más conveniente llevar a cabo el diseño de esta ampliación, para que así también la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C. cumpla de mejor manera con su normativa y a tener más capacidad de almacenamiento, no se puede decir que es un solo método ya que un edificio en este caso ampliación está compuesto de varios elementos estructurales y por lo tanto son varios métodos, se cumplió éste objetivo al ver que éstos métodos eran los más convenientes al momento de diseñar para lasas el método de coeficientes, para vigas en flexión y cortante el método de resistencia última, para columnas flexocompresión biaxial y para la cimentación diseñarlas con momento y carga axial.

Se establecieron en adición seis objetivos particulares. De acuerdo al primer objetivo particular se tiene que definir el término concreto, éste objetivo se cumplió en el primer capítulo al mencionar como está constituido, que es de agregados, pasta de cemento, granos de cemento y agua, de una manera sencilla y fácil de comprender.

Según el objetivo particular número dos, se tiene que establecer las resistencias del concreto, al igual que en el anterior objetivo éste se cumple en el mismo capítulo donde se explica de manera clara y concisa, la resistencia a la compresión, a la tensión y al cortante.

Para el objetivo particular número tres, se deben establecer las acciones en el diseño estructural así como en los dos primeros objetivos particulares éste de igual manera se cumple en el primer capítulo al mencionar que las acciones que se deben tomar a consideración son las cargas estáticas por el peso propio de la estructura, cargas vivas y cargas constantes, cargas por viento, por sismo y por la acción repetida de cargas vivas.

En el objetivo particular número cuatro se deben de mencionar los métodos más relevantes para el diseño de estructuras, éste objetivo se satisface en el capítulo seis al señalar los métodos más relevantes que se tienen para el diseño de cada elemento estructural.

Se plantea en el objetivo particular cinco que se deben de establecer los métodos con que se desarrollará el diseño estructural de la ampliación, éste se cumple al mostrarse en el capítulo seis porqué es más conveniente utilizar un método que otro en un elemento estructural de la ampliación.

Dice el objetivo particular seis, que se debe analizar la ampliación del edificio de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A.C., con programa SAP2000, esto se cumple en el capítulo 6 ya que es gracias a éste programa que se obtienen las cargas axiales, los momentos y los cortantes para poder diseñar cada elemento estructural de ésta ampliación.

Ya que se lograron cumplir satisfactoriamente los objetivos anteriores, se debe dar respuesta a la pregunta que dio inició a esta investigación que es: ¿Cuál método ayudará de mejor manera a diseñar la ampliación del edificio C para cumplir las

necesidades que tiene la biblioteca ante la UNAM? Para poder dar respuesta a ésta pregunta se observó qué métodos eran los más convenientes para ésta ampliación, ya que la ampliación es demasiado larga o rectangular se tuvo que dividir en dos edificios ya que esto pueden ocasionar problemas al presentarse un sismo, al ser exactamente iguales todos los elementos estructurales de los edificios solo se hizo el diseño de uno con los métodos que cumplieron con el objetivo general de ésta investigación, ya que no se puede hablar de un sólo método para dicha ampliación ya que son varios por lo anteriormente señalado en el cumplimiento del objetivo general.

Durante la realización de ésta investigación se tuvo un hallazgo teórico relevante como son las juntas de neopreno que son altamente necesarias para la ampliación y así darle un soporte para cuando suceda un sismo y no cause problemas estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

A. Fletcher, Gordon y A. Smoots, Vernon.(1982)

Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción.

Ed. Ciencia y técnica. México,

Bazán, Enrique y Meli, Roberto. (2002)

Diseño sísmico de edificios.

Ed. Limusa. México.

Carreño Delgado, Placido. (2016)

Análisis y diseño estructural en concreto reforzado para la ampliación del hospital “Fray Juan de San Miguel” de la ciudad de Uruapan, Mich.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C de la ciudad de Uruapan Michoacán. México.

Cervera Ruiz, Miguel y Blanco Díaz, Elena. (2004)

Mecánica de estructura, Libro 2.

Ed. Universitat Politècnica de Catalunya. España

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de suelos y cimentaciones.

Ed. Limusa. México.

Flores Valdovinos, Brandon Iván y Luna López, Ignacio. (2014)

Comparativa de comportamiento estructural en acero y en concreto para el edificio 6 de la Universidad Don Vasco, en Uruapan, Mich.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C de la ciudad de Uruapan Michoacán. México.

G. Nawy, Edward. (1990)

Concreto reforzado un enfoque básico.

Ed. Prentice-Hall Hispanoamérica. México.

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

Aspectos fundamentales del concreto reforzado.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto y colaboradores. (2014)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Lezcano Alvarez, Zoila Lizbeth Sandra Selene. (2007)

Análisis y diseño de un edificio de concreto de cuatro niveles para la ampliación del Instituto Morelos secundaria y preparatoria.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C de la ciudad de Uruapan Michoacán. México.

M. Leet, Kenneth y Chia-Ming, Uang. (2006)

Fundamentos de análisis estructural.

Ed. McGraw-Hill. México.

Muñoz G., L. (2013)

“Capacidad sísmica del refuerzo de puentes de CR con subestructura tipo muro”

Tesis inédita de la facultad de Ingeniería Civil, División de Posgrado de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

Portugal Barriga, Pablo Amilcar. (2003)

Reología del concreto.

Consejo Departamental de Loreto del Colegio de Ingenieros del Perú. Perú.

S. Merrit, Frederick y colaboradores. (1992)

Manual del ingeniero civil, Tomo II.

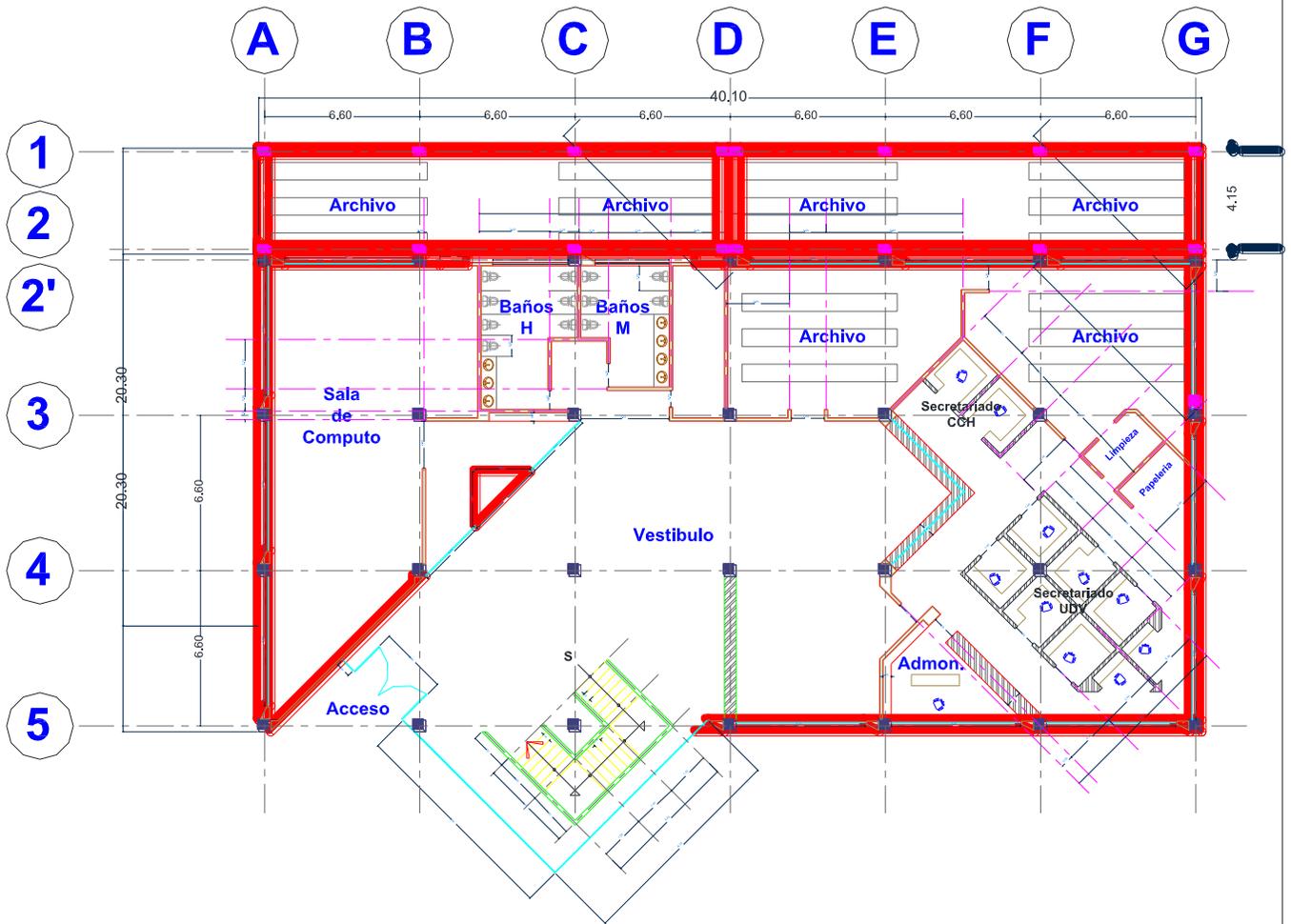
Ed. McGraw-Hill. México.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

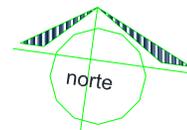
Ed. Limusa. México.

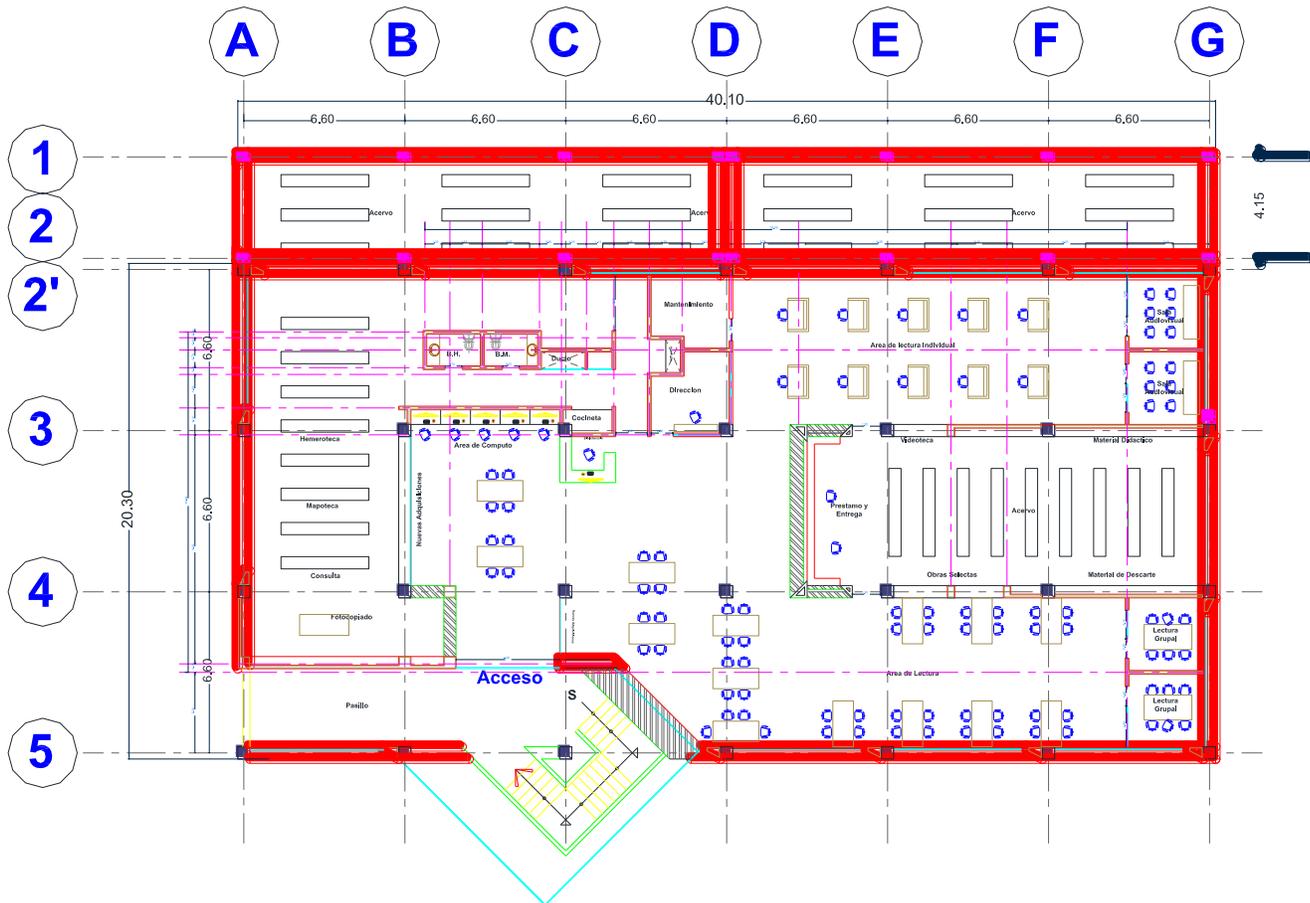
ANEXOS



PLANTA ARQUITECTONICA

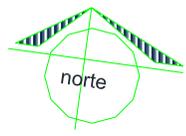
Planta Baja / Control Escolar
Edificio C Central UDV

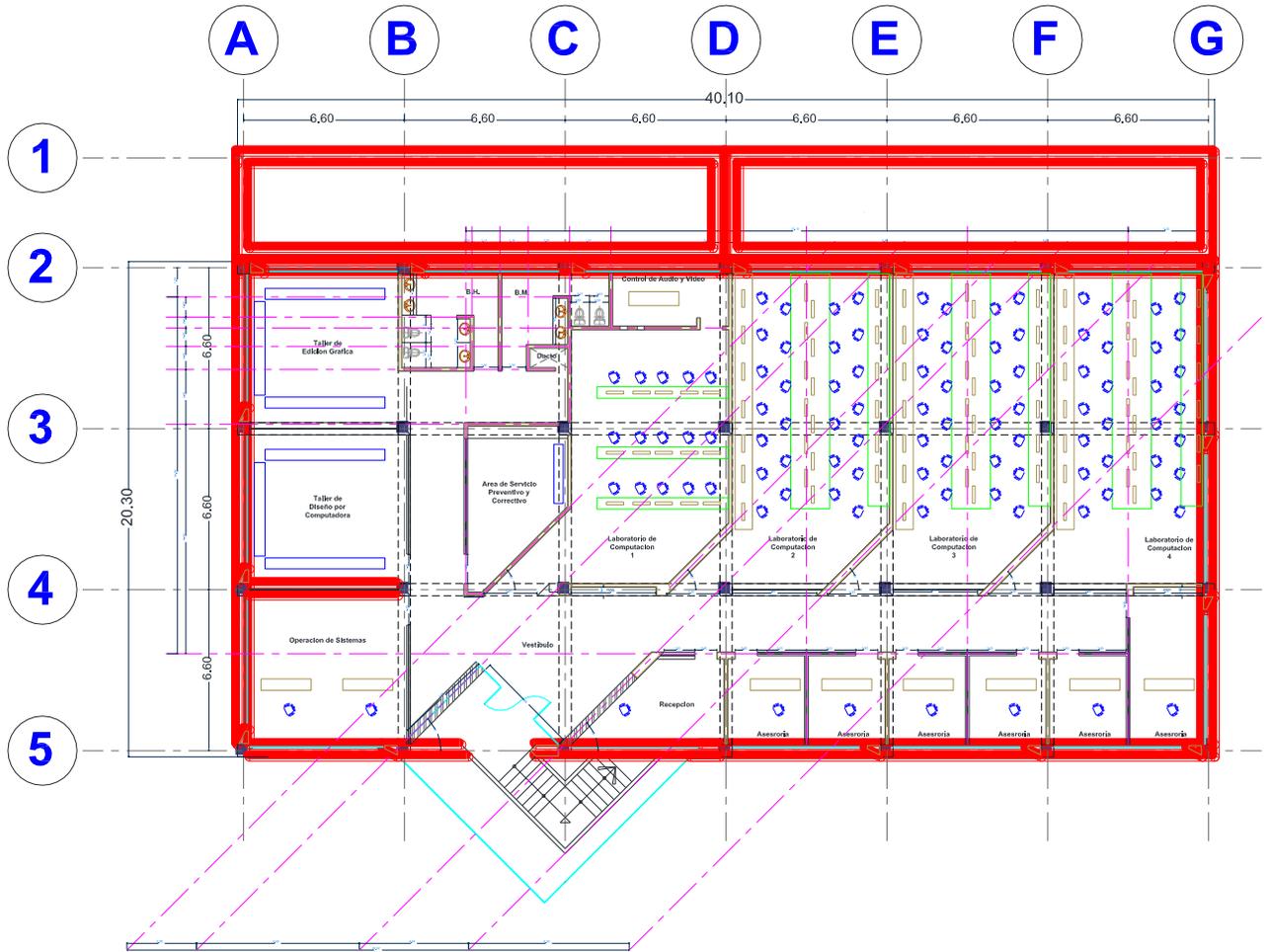




PLANTA ARQUITECTONICA

Primer Nivel / Biblioteca
Edificio C Central UDV

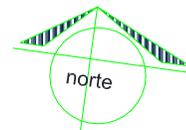


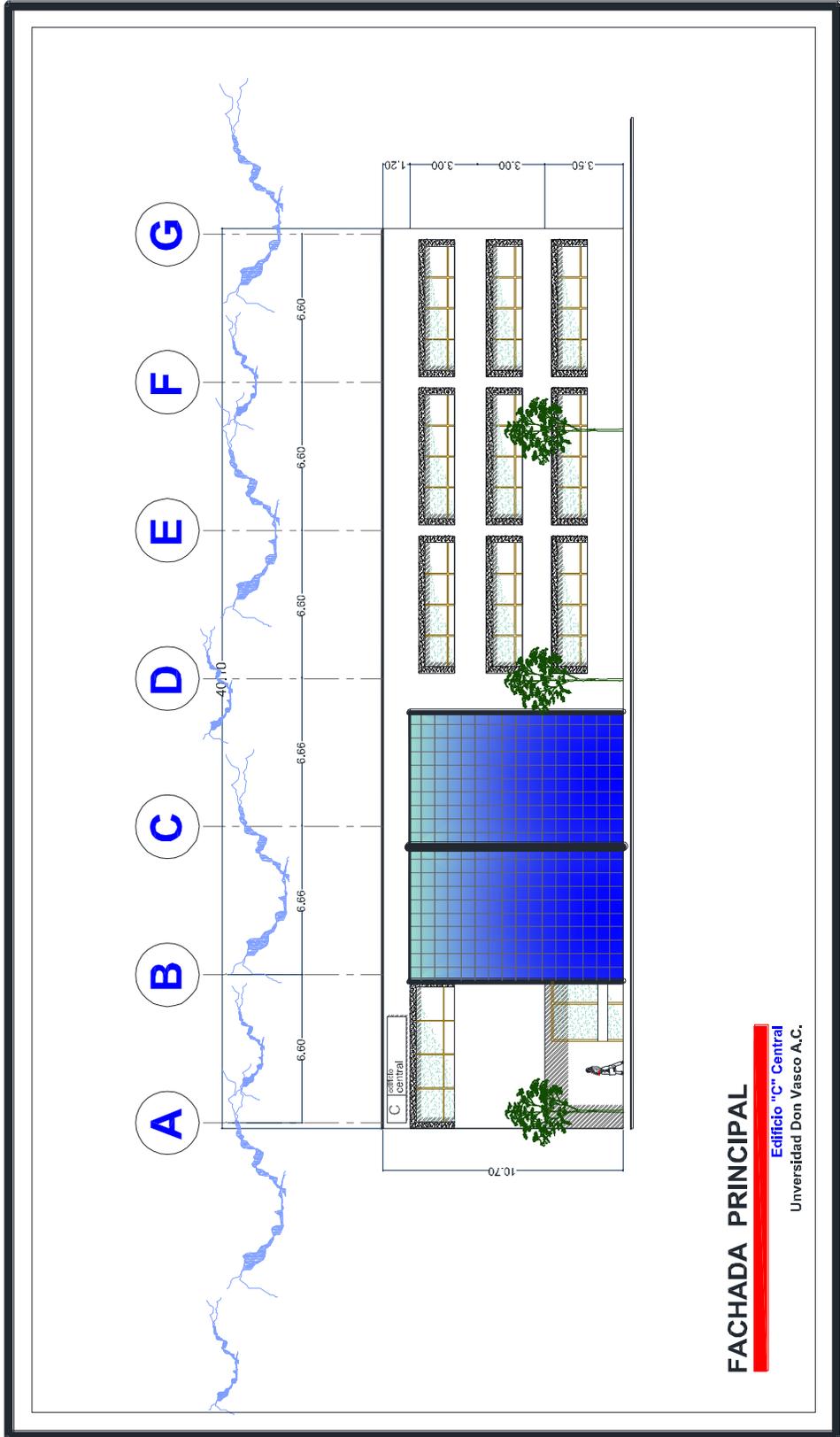


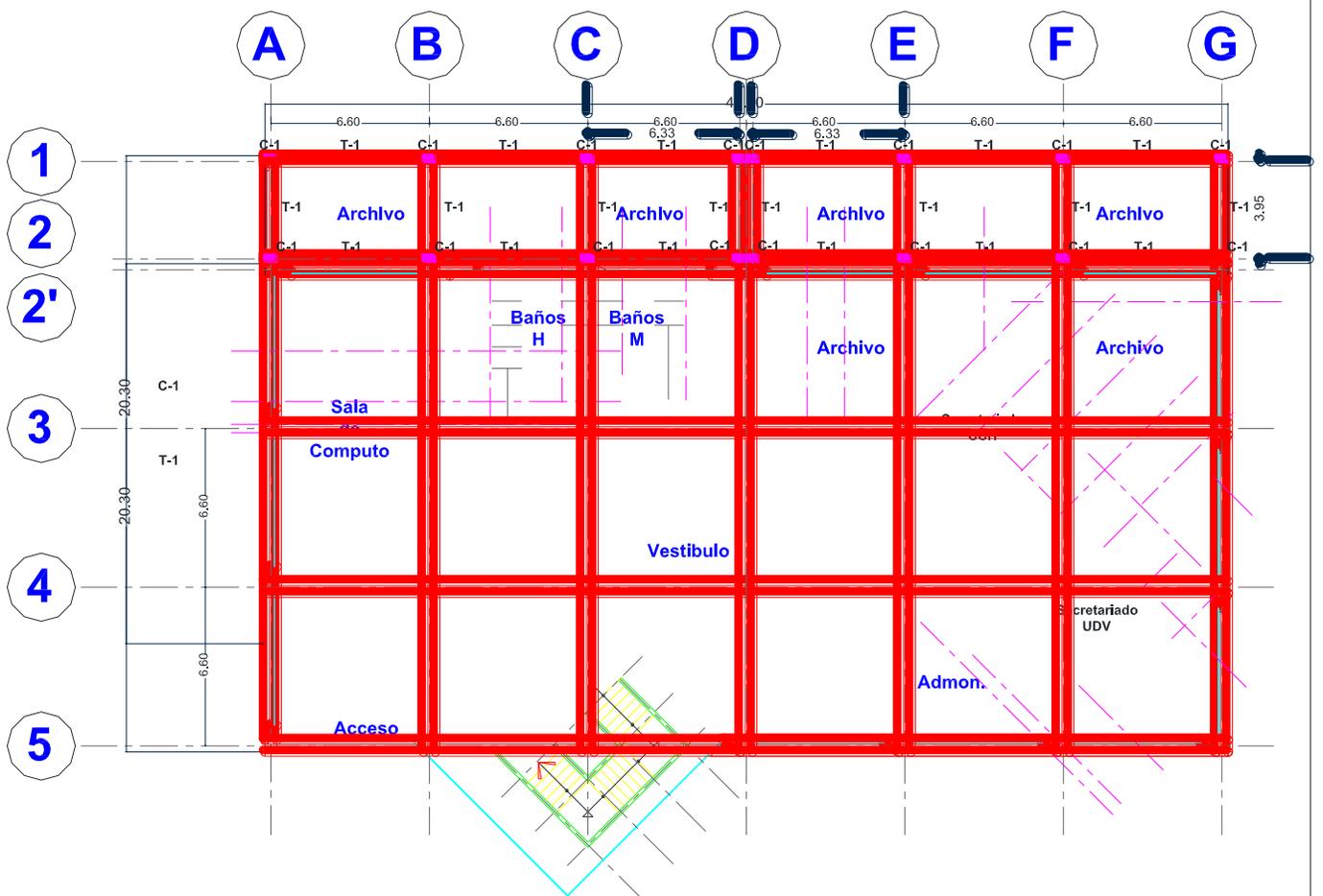
PLANTA ARQUITECTONICA

Segundo Nivel / Informatica

Edificio C Central UDV



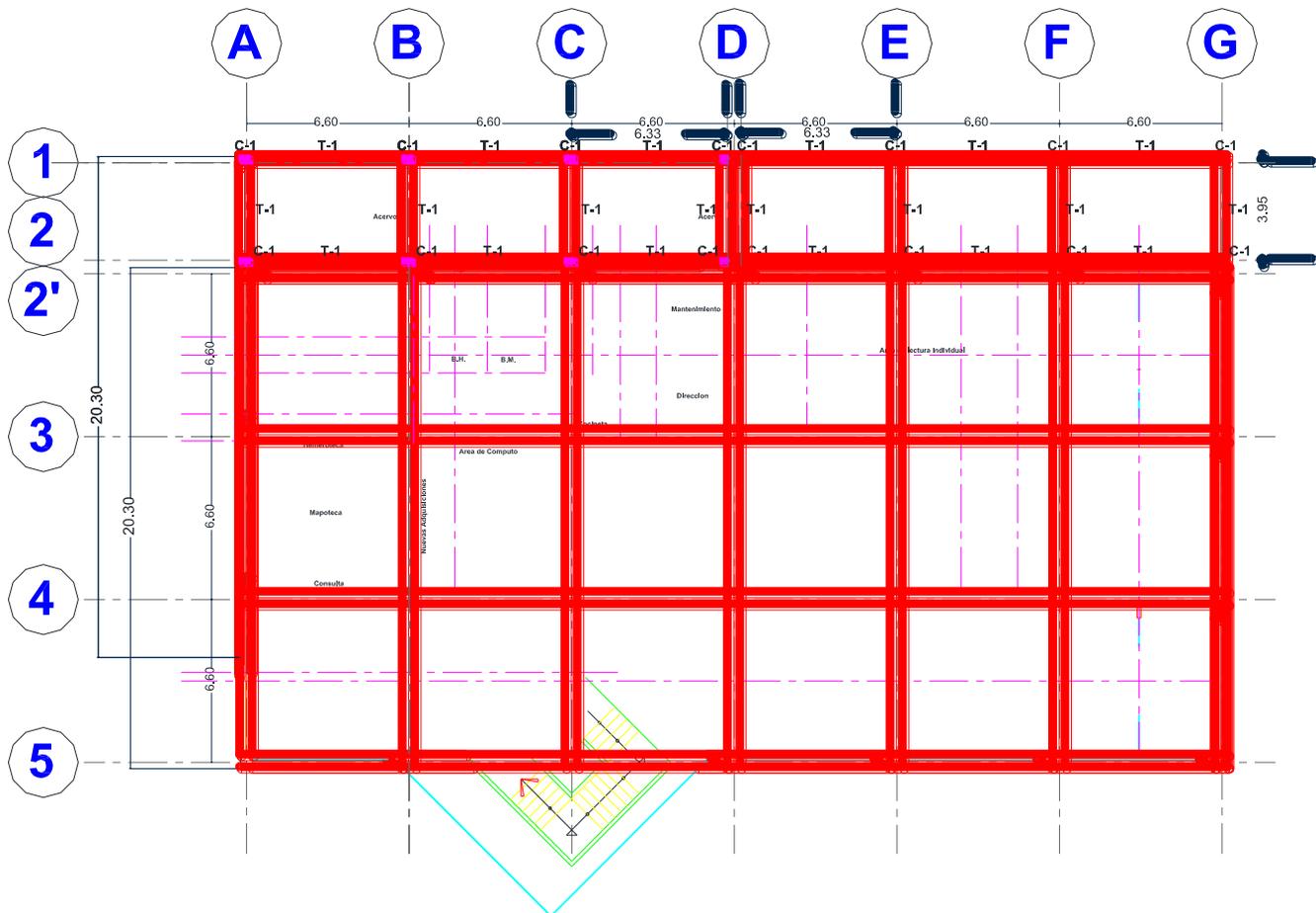




PLANTA ESTRUCTURAL

Planta Baja / Control Escolar
Edificio C Central UDV

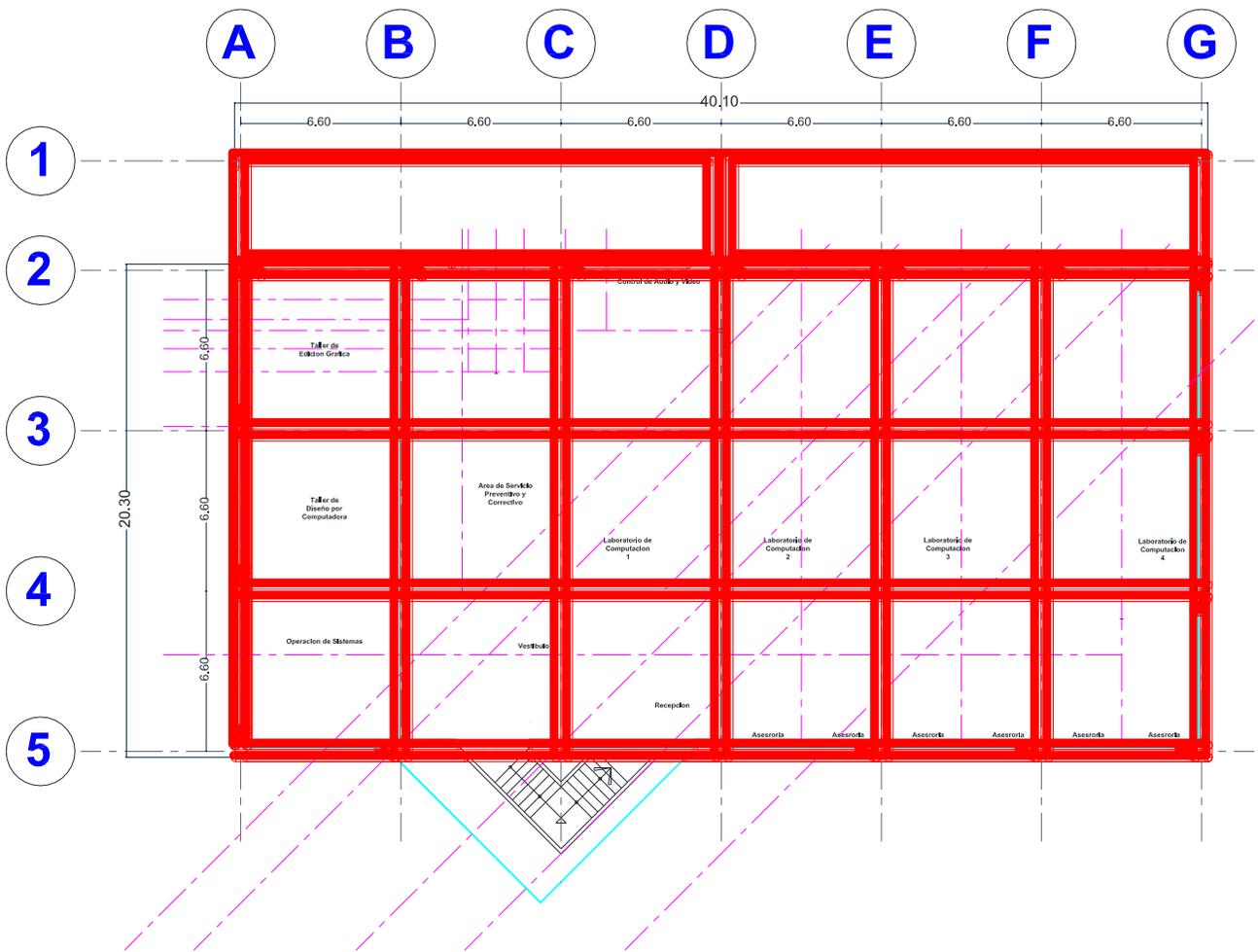




PLANTA ESTRUCTURAL

Primer Nivel / Biblioteca
Edificio C Central UDV





PLANTA ESTRUCTURAL

Segundo Nivel / Informatica
Edificio C Central UDV

