

**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

SOFTWARE PARA DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN  
ARMADO EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A  
MOMENTOS

**AUTOR:**

CAÑOTE SALTOS, PIERO STEFANO

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

ING. JOSÉ BARROS CABEZAS, M.SC.

Guayaquil, Ecuador

20 de Marzo del 2017



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Cañote Saltos, Piero Stefano**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

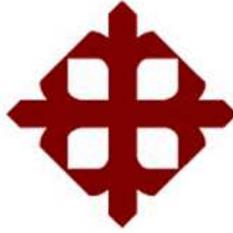
**TUTOR**

f. \_\_\_\_\_  
Ing. José Barros Cabezas, M.Sc.

**DIRECTOR DE LA CARRERA**

f. \_\_\_\_\_  
Ing. Stefany Alcívar Bastidas, M.Sc.

Guayaquil, a los 20 días del mes de Marzo del año 2017



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, Cañote Saltos, Piero Stefano

**DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación, “**Software para diseño de vigas de hormigón armado en pórticos especiales resistentes a momentos**” previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 20 días del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR

f. \_\_\_\_\_  
Cañote Saltos, Piero Stefano



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

Yo, Cañote Saltos, Piero Stefano

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, “**Software para diseño de vigas de hormigón armado en pórticos especiales resistentes a momentos**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 20 días del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR:

f. \_\_\_\_\_  
Cañote Saltos, Piero Stefano

## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** 2017-01-23 recopilacion.doc (D25375998)  
**Submitted:** 2017-01-30 18:52:00  
**Submitted By:** piero.pcs@hotmail.com  
**Significance:** 0 %

Sources included in the report:

Instances where selected sources appear:

0

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por darme la fortaleza necesaria en todo momento a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil.

A mis padres, Homero Cañote y Mayra saltos, quienes día a día me brindaron su apoyo incondicional, sus consejos y su tiempo para que pueda obtener mi título Universitario.

A Linda Paredes por su constante apoyo en cada uno de mis pasos.

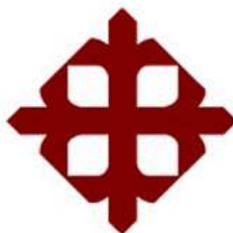
A mi tutor del trabajo de grado por haber ayudado en muchas de las partes de este proyecto.

**Piero Cañote Saltos**

## **DEDICATORIA**

A mis padres Homero Cañote y Mayra Saltos.

**Piero Cañote Saltos**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVÍL**

f. \_\_\_\_\_

ING. JOSÉ ANDRÉS BARROS CABEZAS M.Sc  
TUTOR

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f. \_\_\_\_\_

ING. LILIA MARLENE VALAREZO MORENO M.S  
DECANA DE LA FACULTAD

f. \_\_\_\_\_

ING. SILJA JOHANNA CHON TORVELA M.Sc  
OPONENTE

f. \_\_\_\_\_

ING. CARLOS YLDEFONSO CHON DÍAZ M.Sc  
COORDINADOR DEL ÁREA

## CALIFICACIÓN

f. _____	10
<b>Ing. José Barros Cabezas, M.Sc</b> <b>TUTOR</b>	
<b>TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN</b>	
f. _____	9.5
<b>Ing. Lilia Valarezo Moreno, M.Sc</b> DECANA DE LA FACULTAD	
f. _____	9.5
<b>Ing. Silja Chon Torvela, M.Sc</b> OPONENTE	
f. _____	9.0
<b>Ing. Carlos Chon Díaz, M.Sc</b> COORDINADOR DEL ÁREA	
<b>PROMEDIO PONDERADO</b>	<b>9.63</b>

## ÍNDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN .....	19
I.1 Generalidades .....	19
I.2 Objetivo .....	20
I.3 Justificación .....	20
CAPÍTULO 1 .....	21
DESCRIPCIÓN DE PROGRAMAS USADOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS .....	21
1. Antecedentes .....	21
1.1. Viga-Sol .....	21
1.2. X-vigas .....	24
1.3. Revit .....	26
1.4. ETABS .....	27
CAPÍTULO 2 .....	30
BASES TEÓRICAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO .....	30
2. Fundamentos de Ingeniería .....	30
2.1. Cálculo de resistencia de vigas .....	30
2.2. Cálculo de acero requerido a flexión .....	33
2.3. Diseño a cortante .....	34
2.4. Deflexiones .....	36
2.5. Diseño Sismo-resistente .....	38
2.6. Requisitos del código ACI-318-14 .....	39
2.7. Requisitos de diseño a flexión .....	39

2.8. Requisitos de diseño a cortante.....	43
2.9. Requisitos para fisuras .....	44
2.10. Requisitos para deflexiones.....	44
CAPÍTULO 3.....	47
DESCRIPCIÓN DE LAS FUNCIONES Y EL FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA.....	47
3. Software.....	47
3.1. Funcionamiento del programa .....	47
3.2. Ejemplos de comprobación.....	47
3.2.1. Ejemplo 1. ....	48
3.2.2. Ejemplo 2. ....	50
3.2.4. Ejemplo 4. ....	57
3.2.5. Ejemplo 5. ....	58
3.2.6. Ejemplo 6. ....	61
3.3. Detalle del software .....	64
CAPÍTULO 4.....	73
CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIÓN .....	73
4.1 Conclusión.....	73
4.2. Recomendación .....	73
4.3. Limitaciones .....	73
BIBLIOGRAFIA.....	75
ANEXOS.....	77
ANEXO 1: Formato de la tabla de Excel con los resultados exportados de SAP2000 .....	77

## ANEXO 2: Códigos de programación de las funciones creadas en Matlab77

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

FIGURA 1. Presentación del pórtico en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).	22
FIGURA 2. Presentación de las cargas en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).....	22
FIGURA 3. Presentación de los resultados de los momentos en una viga en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016) .....	23
FIGURA 4. Presentación de los resultados cortantes en una viga en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).....	23
FIGURA 5. Introducción de cargas distribuidas (Xvigas, 2007).....	24
FIGURA 6. Vista general de cargas aplicadas a una viga isostática (Xvigas, 2007).....	25
FIGURA 7. Distribución de Momento flector a lo largo de la viga (Xvigas, 2007).....	25
FIGURA 8. Armado de vigas, columnas y zapatas en un pórtico en tres dimensiones (Allen & Rick, 2008). .....	26
FIGURA 9. Modelo exportado a AutoCAD desde ETABS (ETABS, 2016). ..	28
FIGURA 10. Espectro de respuesta del Ecuador basado en el NEC-11 (ETABS, 2016).....	28
FIGURA 11. Captura de pantalla de la forma en cómo se insertan los datos para las propiedades de una sección de hormigón armado (ETABS, 2016).	29
FIGURA 12. Pantalla principal de trabajo (Arquigrafico, 2013).....	29
FIGURA 13. determinación de la fórmula para calcular el momento nominal de una viga rectangular (sacado de Cuevas & Fernandez-Villegas, 2005). ..	31
FIGURA 14. Deformación unitaria en zona de compresión y flexión de una viga rectangular. ....	32

FIGURA 15. Valor de factor de reducción para diferentes comportamientos del miembro de hormigón (McCormac & Russell H., 2011).	32
FIGURA 16. Armado de los estribos (McCormac & Russell H., 2011).	35
FIGURA 17. Pasos para diseño a cortante (Modificado de McCormac & Russell H., 2011).	36
FIGURA 18. Efecto de las grietas en las deflexiones, la Inercia no es constante a lo largo de la viga (McCormac & Russell H., 2011).	37
FIGURA 19. Tabla 22.2.2.4.3 de los valores de $\beta_1$ (ACI-318, 2014).	40
FIGURA 20. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T de la tabla 6.3.2.1 (ACI-318, 2014).	41
FIGURA 21. Factores de reducción de resistencia, fragmento de la tabla 22.2.1 (ACI-318, 2014).	41
FIGURA 22. Recubrimiento de miembros no preesforzados construidos en sitio de la tabla 20.6.1.3.1 (ACI-318, 2014).	42
FIGURA 23. Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante de la tabla 9.7.6.2.2 (ACI-318, 2014).	44
FIGURA 24. Altura mínima de vigas no preesforzadas de la tabla 9.3.1.1 (ACI-318, 2014).	45
FIGURA 25. Deflexión máxima admisible calculada de la tabla 24.2.2. (ACI-318, 2014).	46
FIGURA 26. Demanda de momento y detalles de la viga a diseñar	48
FIGURA 27. Resultado obtenido de las funciones del Matlab del acero requerido.	49
FIGURA 28. Viga de 65x30.	50
FIGURA 29. Resultados del momento nominal, de diseño y de sobre-resistencia.	51

FIGURA 30. Armado longitudinal de la viga. ....	51
FIGURA 31. Esquema de zonas y elementos que trabajan ante la aplicación de cargas. (1) figura izquierda, (2) figura derecha. ....	53
FIGURA 32. Resultado de inercia agrietada y centroide con acero solamente a tensión. ....	55
FIGURA 33. Resultado de inercia agrietada y centroide con acero a tensión y compresión. ....	55
FIGURA 34. Inercia gruesa e inercia efectiva en la zona de momento positivo.....	56
FIGURA 35. Inercia gruesa e inercia efectiva en zona de momento negativo.	56
FIGURA 36. Factor de deformaciones inelásticas calculado con una función de Matlab. ....	57
FIGURA 37. Armado de la viga.....	57
FIGURA 38. Cálculo de la demanda sísmica mediante una función de Matlab.....	58
FIGURA 39. Demanda de cortante para cálculo de la resistencia al corte de la viga. ....	58
FIGURA 40. Cálculo de espaciamiento requerido, mínimo y máximo de estribos.     61	
FIGURA 41. Detalle de estribos en la viga. ....	61
FIGURA 42. Cálculo de la capacidad cortante (en Tonelada) de la viga de hormigón armado.....	62
FIGURA 43. Configuración de acero longitudinal en viga.....	63
FIGURA 44. Función para el cálculo de longitud de desarrollo .....	64
FIGURA 45. Página principal del software donde se incluyen los datos de entrada.....	65

FIGURA 46. Ventana de trabajo del software para el diseño de vigas a flexión. ....	67
FIGURA 47. Tabla de inserción de datos del acero longitudinal.....	67
FIGURA 48. Gráfica de la capacidad de la viga sobre la demanda. ....	68
FIGURA 49. Capacidad de las vigas en un armado de acero a flexión más detallado. ....	69
FIGURA 50. Demanda sísmica de corte.....	70
FIGURA 51. Tabla de datos para estribos.....	70
FIGURA 52. Capacidad de la viga a cortante. ....	70
FIGURA 53. Capacidad del hormigón=0 en zona de 2h(altura).....	71
FIGURA 54. Cálculo de cantidades de materiales.....	72

## RESUMEN

En el presente trabajo se aprovechó la herramienta llamada Matlab R2014b para el manejo de datos en el diseño de vigas, que van desde la obtención de las demandas a partir de un software de análisis estructural llamado SAP2000 hasta la inserción de la cantidad de varillas para alcanzar la capacidad requerida. Mediante la combinación de diseño estructural y programación, se logró combinar las ventajas de Matlab en el Software que se creó para facilitar el diseño de vigas de hormigón armado.

Para comprobar cada uno de los resultados que arroja el software se realizaron ejemplos a mano del diseño de vigas a flexión y cortante, y así lograr tener una herramienta completamente funcional.

El Software presenta una forma gráfica de ver la demanda sobre las vigas y la capacidad de éstas, y así el usuario pueda manejar el diseño de vigas de una forma menos tediosa y más interactiva.

***Palabras Claves:* Diseño Estructural, Pórticos Resistentes a Momentos, Software, vigas, hormigón armado, Matlab**

## **ABSTRACT**

In the present work the tool called Matlab R2014 was used to manage data in the design of beams, ranging from obtaining the demands from a software of structural analysis called SAP2000 until the insertion of the quantity of rods to reach the Capacity required. Through the combination of structural design and programming, it was possible to combine the advantages of Matlab in the software that was created to facilitate the design of reinforced concrete beams.

To check each of the results that the software throws, hand-drawn examples of bending and cutting beams were made, thus achieving a fully functional tool.

The Software presents a graphical way of seeing the demand on the beams and their capacity, so that the user can handle the design of beams in a less tedious and more interactive way.

**Keywords: Structural Design, Moment-Resisting frame, Software, Beams, Reinforced Concrete, Matlab**

# INTRODUCCIÓN

## I.1 Generalidades

El diseño de miembros de hormigón armado requiere de ciertos requisitos a cumplir para que funcionen correctamente ante las solicitaciones de las cargas, lo que significa que aparte de darle a las vigas capacidad de carga, se debe hacer un diseño económico y funcional.

Para desarrollar este proyecto se usó Matlab que, al ser un software que tiene un lenguaje fácil de entender y leer, proporciona a profesionales de áreas de ingeniería y otras ciencias “la facilidad para crear modelos y agilizar las labores diarias a las que se enfrentan” (mathworks.com). El software contiene una herramienta incorporada para desarrollar Interfaces Gráficas de Usuario (GUI por sus siglas en inglés), por lo tanto, el software que se va a desarrollar en el presente documento, se hará lo más amigable posible con el usuario.

Matlab permite utilizar subrutinas que al final estarán todas en un solo conjunto, para que el profesional solo se preocupe por insertar los datos y por los resultados.

Para el cálculo de la resistencia de las vigas, se deben manejar grandes cantidades de información en cuanto a los resultados de los esfuerzos producidos por las cargas en los miembros estructurales, de los cuales se parte para el diseño de vigas, y una vez establecido el armado del acero, se debe hacer el cálculo de las cantidades de materiales. Manejar toda esta información sin una ayuda computacional puede ser tedioso, así que el software presentado en este documento resuelve este problema.

## **I.2 Objetivo**

Desarrollar un software que sea amigable en la inserción y obtención de datos, para que el usuario pueda resolver de manera gráfica el diseño de vigas de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos y así definir la capacidad de las secciones en cualquier punto longitudinal de la viga a partir de los resultados del análisis estructural de un programa conocido como SAP2000.

## **I.3 Justificación**

Este software para el diseño de vigas de hormigón armado de pórticos resistentes a momentos, es una herramienta que ayudará al usuario a enfocarse en lugares donde el hormigón y el acero en conjunto alcanzan su máxima capacidad. Así, de manera gráfica e interactiva, se podrá establecer el armado de las secciones de hormigón, para que el profesional se enfoque en áreas de igual importancia como los empalmes, longitudes de desarrollo, estribos por cortante y deflexiones.

# **CAPÍTULO 1**

## **DESCRIPCIÓN DE PROGRAMAS USADOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS**

### **1. Antecedentes**

En la actualidad existen programas destinados al diseño de vigas con muy buenos resultados, como vigasol que “es un programa muy completo que comprende tanto el análisis y el diseño de las vigas” (Arkhosconstructora, 2016), y “XVigas de igual manera comprende el análisis y diseño, pero quedan limitados a trabajar exclusivamente con vigas, y no se aceptan pórticos” (xvigas.sourceforge.net). A pesar de ser programas muy útiles y funcionales, no son muy amigables con el usuario. Aunque por otra parte hay programas muy bien estructurados como robot, de AutoDesk, o ETABS que además de ser un programa de análisis estructural, posee en sus características la capacidad de diseñar miembros estructurales.

A Continuación, se presenta de forma resumida el funcionamiento de los softwares de diseño estructural ya mencionados, para tener una idea en qué consisten estos tipos de programas.

#### **1.1. Viga-Sol**

Es un software que fue desarrollado como tesis por el Ingeniero Enrique Reyes, elaborado en Turbo Pascal V7.0 con la finalidad de automatizar el diseño y análisis de vigas de hormigón armado. Tiene múltiples ventajas como la capacidad de variar datos como el esfuerzo a compresión del hormigón, esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, aumentar o disminuir el recubrimiento, disponibilidad de apoyo simple, elástico o empotrado y la capacidad para diseñar vigas rectangulares, T o L invertida. (Arkhosconstructora, 2016)

A pesar de las múltiples ventajas tiene unas cuantas desventajas, como un máximo de 10 tramos, 10 hipótesis de cargas, 100 barras típicas y 10 cargas puntuales.

La presentación de las vigas en el programa, una vez insertados todos los datos, se asemeja a un pórtico en una dirección; presentando el sistema viga-columna, pero el software no diseña ni analiza columnas.

En la FIGURA 1 se puede apreciar la forma del pórtico con el que se va a trabajar, donde están indicadas las dimensiones de los elementos estructurales, y en la FIGURA 2 se muestran las cargas actuantes sobre los elementos.

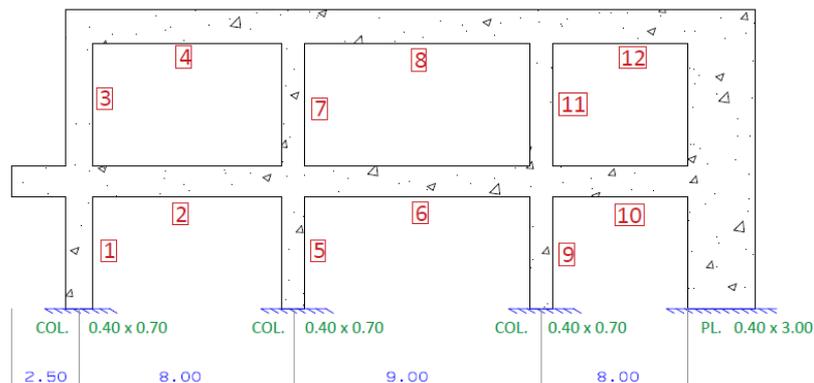


FIGURA 1. Presentación del pórtico en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).

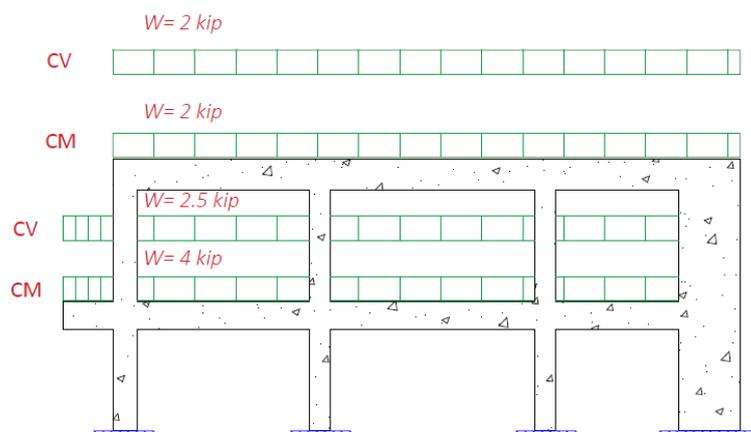


FIGURA 2. Presentación de las cargas en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).

La forma de introducción de datos no es un punto a favor para este software, ya que se presenta una hoja en blanco donde se piden los datos, siendo poco

interactivo con el usuario, y esto puede llevar a confusiones. La forma en que se presentan los resultados se muestran en la FIGURA 3 y en la FIGURA 4.

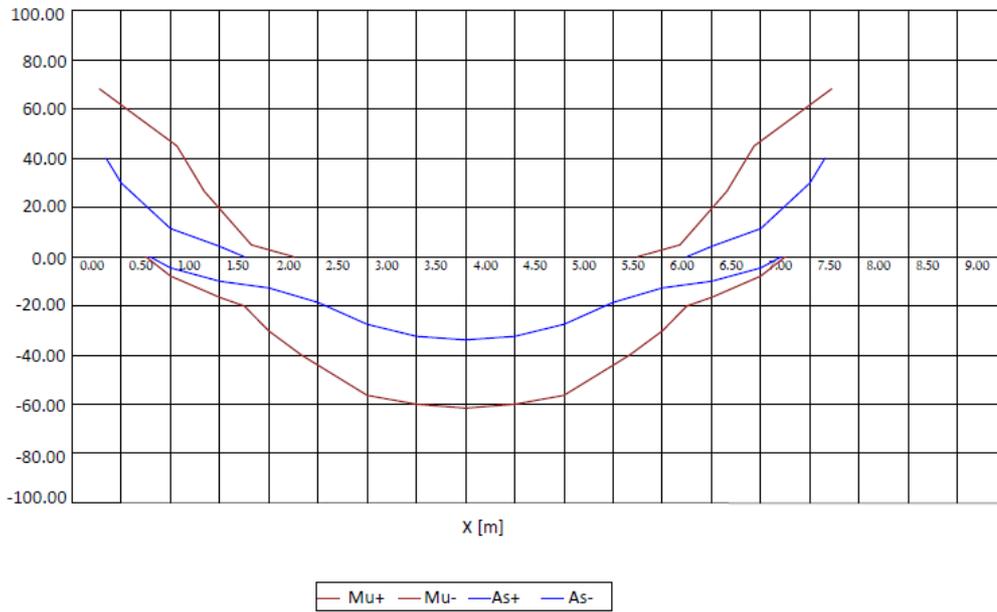


FIGURA 3. Presentación de los resultados de los momentos en una viga en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).

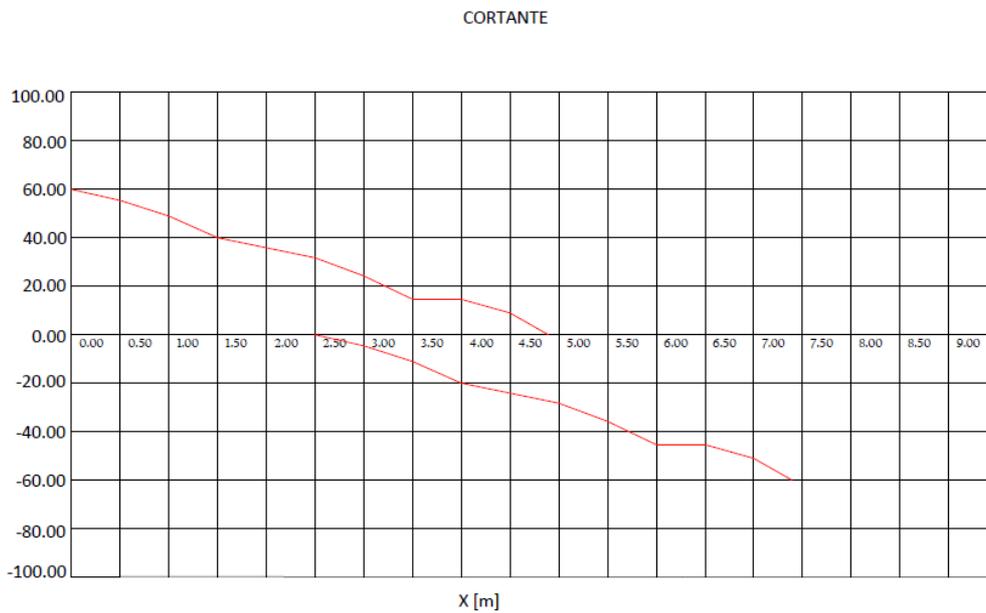


FIGURA 4. Presentación de los resultados cortantes en una viga en Viga-Sol (Arkhosconstructora, 2016).

## 1.2. X-vigas

X-vigas es un software orientado hacia el área académica, enfocado en cálculos de momentos, cortantes, giros, deflexiones y reacciones. Para vigas isostáticas permite cualquier combinación apoyo-viga menos empotrada, y para vigas hiperestáticas permite cualquier combinación con el apoyo empotrado, varios tramos con apoyos no empotrados, y un solo tramo doblemente empotrado. (Xvigas, 2007)

Para fines educativos el programa funciona muy bien a pesar de sus limitaciones, además se puede hacer un informe en forma de página web con los resultados ordenados, de manera que los análisis se puedan presentar para trabajos de alguna clase de estructuras.

La forma como se insertan los datos en este programa se observa en la FIGURA 5, donde se puede ver un ejemplo de inserción de cargas. Estas cargas se pueden apreciar en la FIGURA 6 de forma gráfica, y en la FIGURA 7 se puede ver el gráfico de los momentos en la viga.

The screenshot shows a dialog box titled "Cargas continuas o repartidas constantes". It contains a table with the following data:

Lista:			
0	0.000000	1.000000	5.000000
1	1.000000	4.000000	10.000000

Below the table are input fields for "Inicio:", "Fin:", and "Magnitud:". To the right, there are buttons for "Aceptar", "Introducir", "Eliminar", "Copiar", and "Modificar". Below the buttons, there is a text instruction: "Introduzca aquí la cota inicial de la carga. Debe ser mayor que cero y menor que la cota final." Below the text is a diagram of a beam with a yellow rectangular load. The load is labeled "MAGNITUD" and "FIN". The beam is labeled "INICIO" and "FIN".

FIGURA 5. Introducción de cargas distribuidas (Xvigas, 2007).

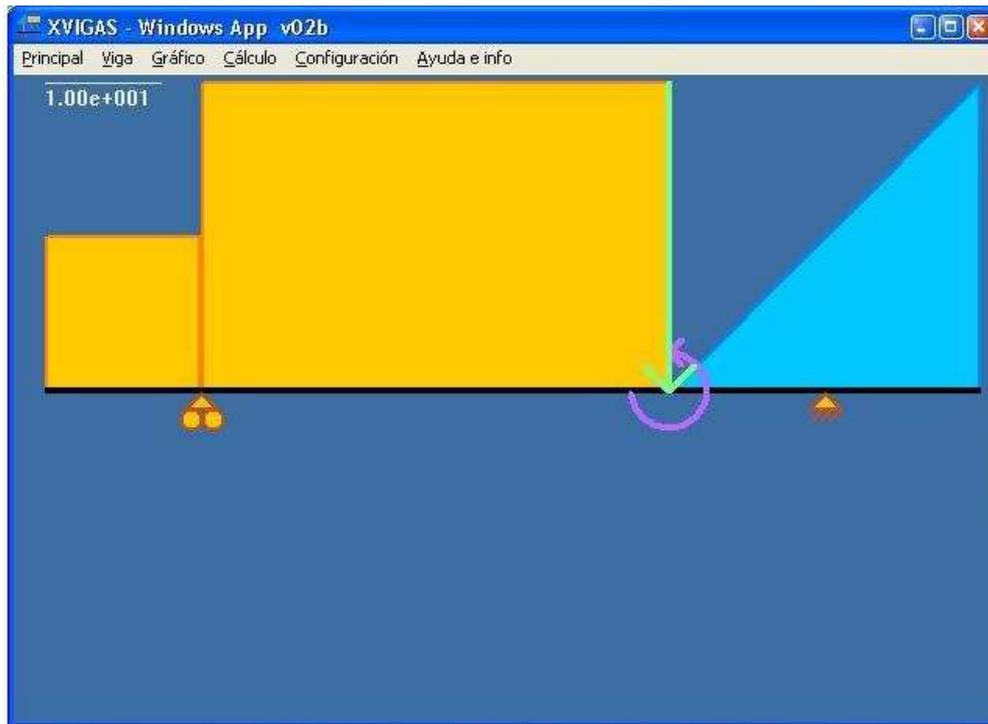


FIGURA 6. Vista general de cargas aplicadas a una viga isostática (Xvigas, 2007).

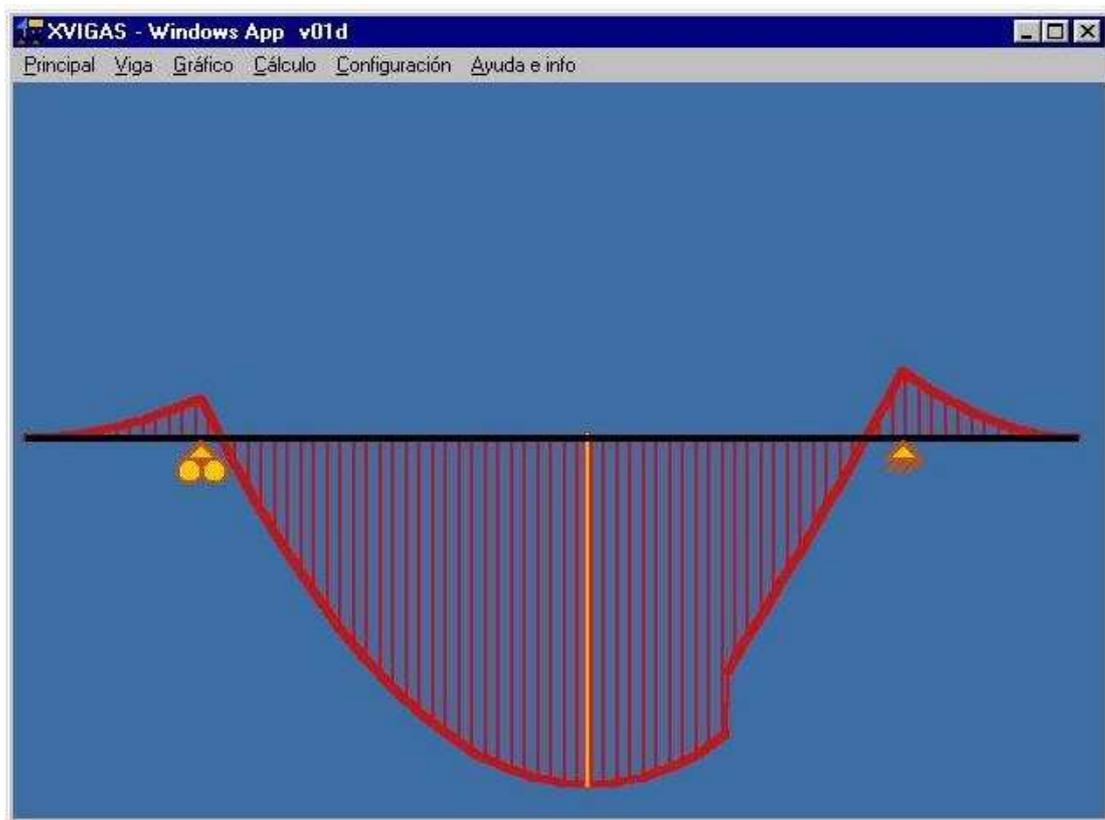


FIGURA 7. Distribución de Momento flector a lo largo de la viga (Xvigas, 2007).

### 1.3. Revit

Revit Structure es un programa de la familia AUTODESK, que cuenta con la tecnología BIM, la cual consiste en la interacción de todas las áreas de las ingenierías de un proyecto, así mientras se trabaja en el área de climatización, el personal estructural conocerá los cambios realizados en el proyecto.

La estética visual de Revit supera cualquier programa, la forma en que se presentan los elementos estructurales es una característica que permite comprender a cualquier persona fuera del área de la ingeniería cómo se conforman los elementos y sus armaduras, pero a pesar de que parece un programa superior a los demás, no lo es, pues toma mucho tiempo aprender a usarlo, modelar se vuelve tedioso, y se necesita una computadora con bastante capacidad de procesamiento para que el programa corra sin ningún inconveniente.

La FIGURA 8 presenta el armado de las varillas de un pórtico básico donde se pueden apreciar la posición de las varillas en un ambiente 3D.

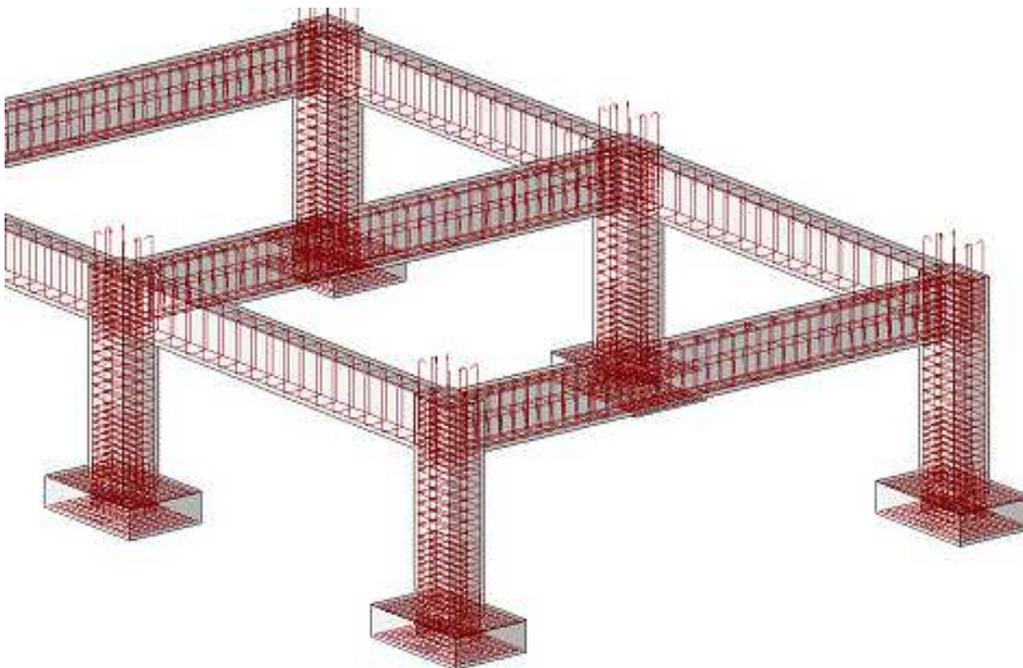


FIGURA 8. Armado de vigas, columnas y zapatas en un pórtico en tres dimensiones (Allen & Rick, 2008).

#### 1.4. ETABS

Etabs es un programa enfocado al diseño y análisis estructural que se basa en el método de elementos finitos con una interfaz muy intuitiva para el usuario lo cual lo hace fácil de usar. Este programa es capaz de analizar desde edificios muy básicos hasta estructuras complejas.

En lo que corresponde al análisis, el programa ubica los elementos de la estructura en sistemas de líneas de referencias, los edificios pueden estar sujetos a cualquier caso o combinación de carga, transfiere automáticamente las cargas verticales, análisis pushover estático no lineal, análisis P-delta tanto dinámica como estáticamente, pisos con amortiguadores y aisladores en la base, etc.

En lo correspondiente al diseño estructural, el programa trabaja con pisos de acero, concreto, compuestos y cerchas. En cuanto al diseño de hormigón armado, el programa calcula el acero requerido y para estructuras de acero permite hacer un pre-dimensionamiento (Hernández, 2008). Pero, a pesar de las ventajas, se pueden notar pequeñas desventajas como son: los diseños de miembros estructurales son muy simplistas y no presentan detalles específicos del armado de acero en el hormigón, además es susceptible a errores que pueda provocar el usuario al momento de la inserción de datos, y debido al proceso de excesiva automatización deja al criterio ingenieril a un lado.

La FIGURA 9 presenta un modelo complejo de un edificio trabajado desde AutoCAD y exportado a ETABS. La FIGURA 10 muestra la hoja de inserción de datos para crear el espectro de respuesta de la estructura. En la FIGURA 11 está la inserción de datos de una sección de hormigón armado. La FIGURA 12 muestra un edificio en la pantalla principal de trabajo de ETABS.

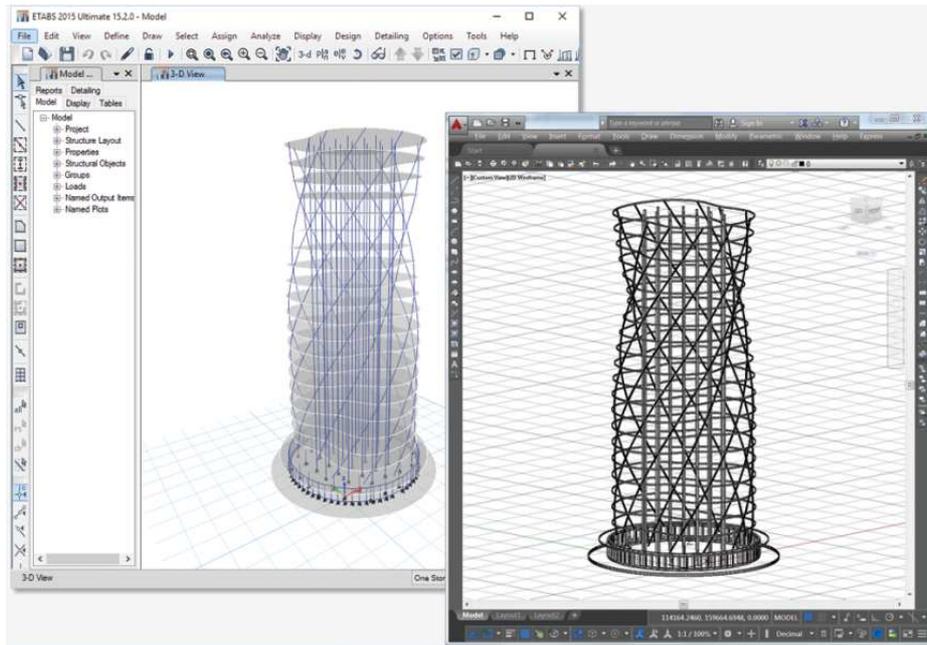


FIGURA 9. Modelo exportado a AutoCAD desde ETABS (ETABS, 2016).

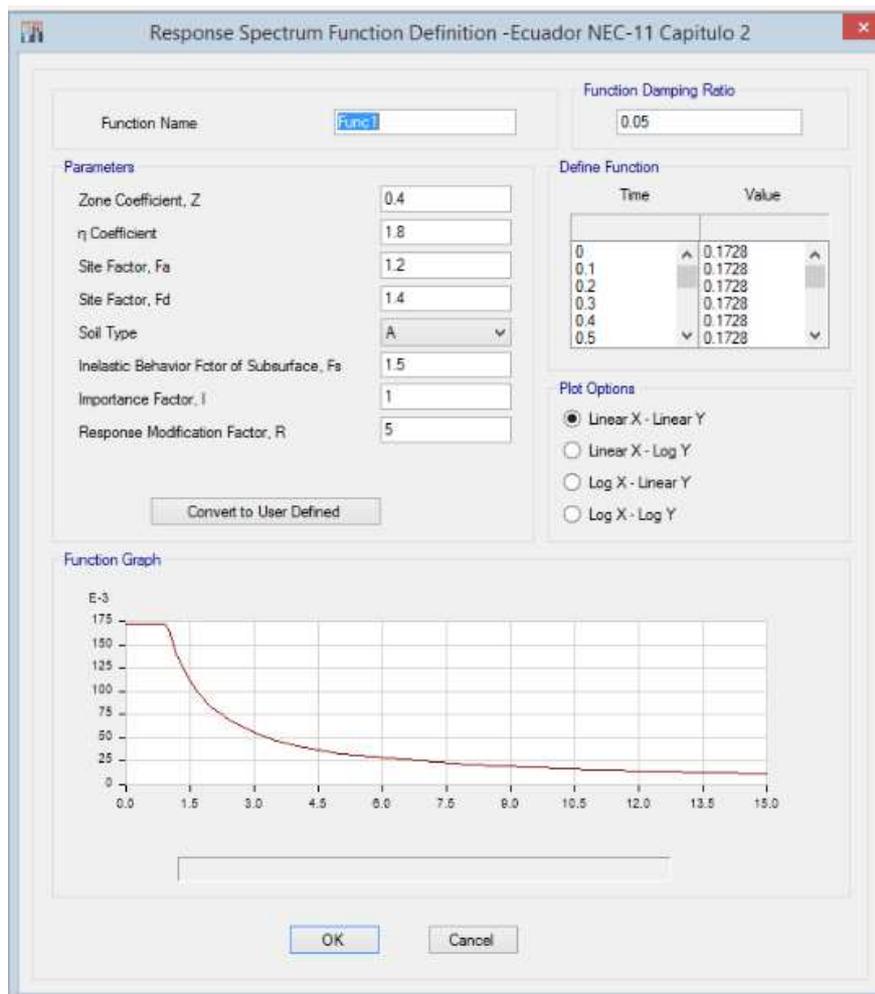


FIGURA 10. Espectro de respuesta del Ecuador basado en el NEC-11 (ETABS, 2016).

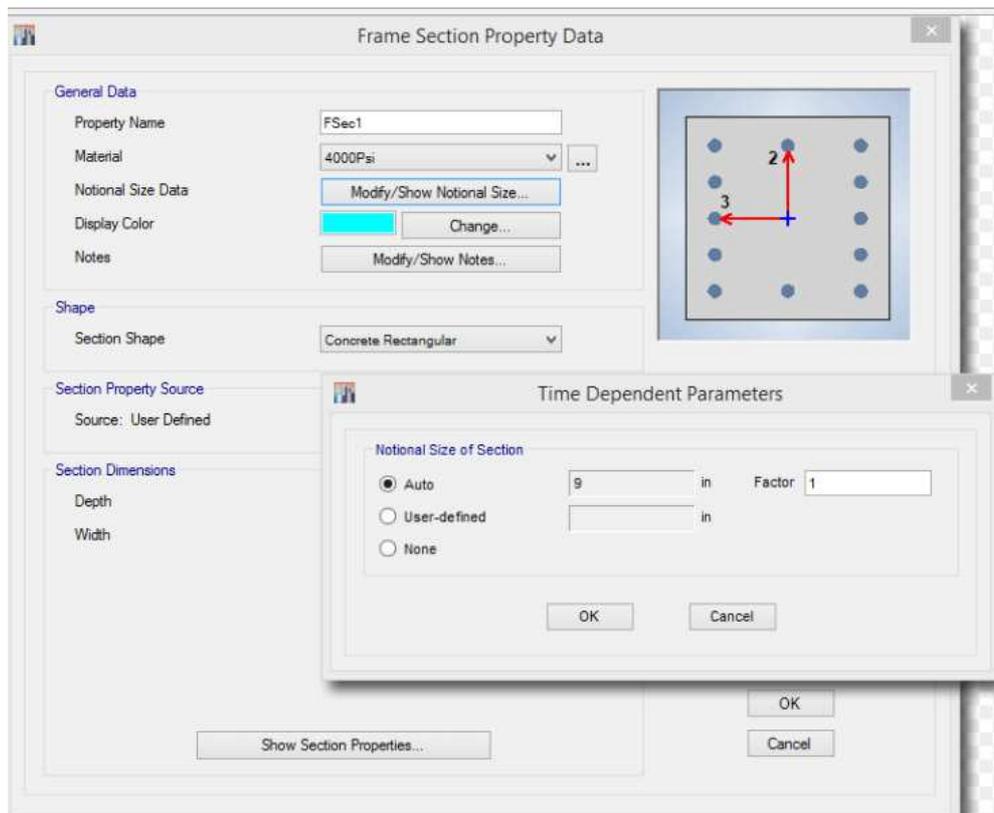


FIGURA 11. Captura de pantalla de la forma en cómo se insertan los datos para las propiedades de una sección de hormigón armado (ETABS, 2016).

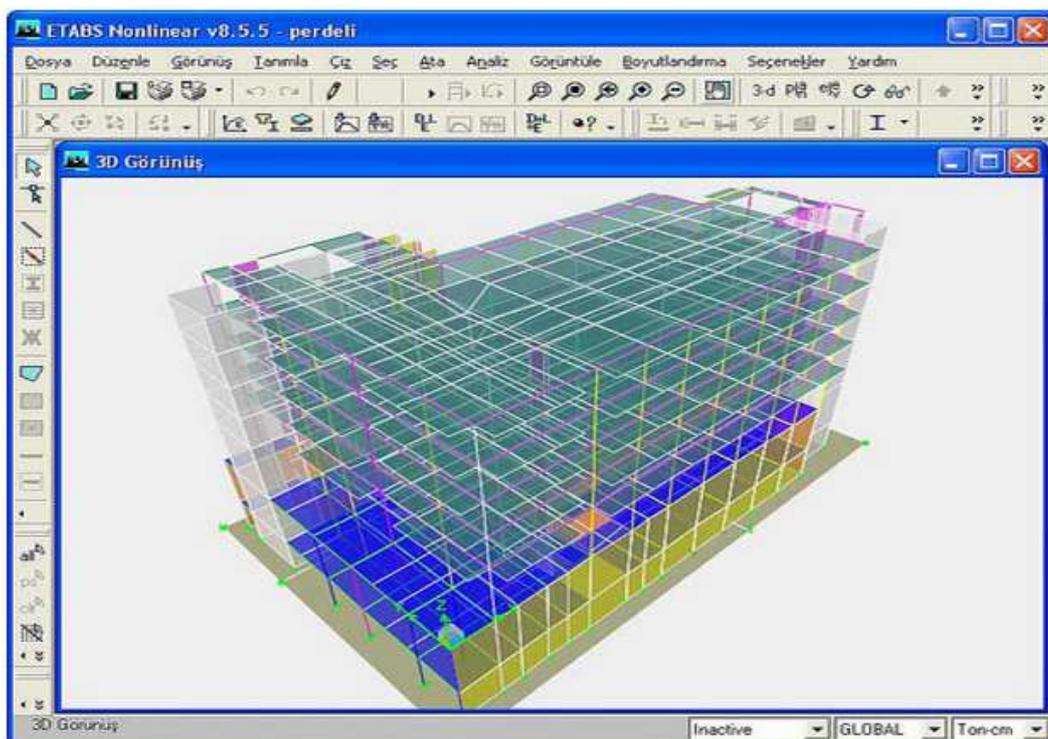


FIGURA 12. Pantalla principal de trabajo (Arquigrafico, 2013).

## **CAPÍTULO 2**

# **BASES TEÓRICAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO**

## **2. Fundamentos de Ingeniería**

### **2.1. Cálculo de resistencia de vigas**

Las vigas de hormigón armado, están compuestas de hormigón y acero, que son idóneos para trabajar a compresión y tensión, respectivamente.

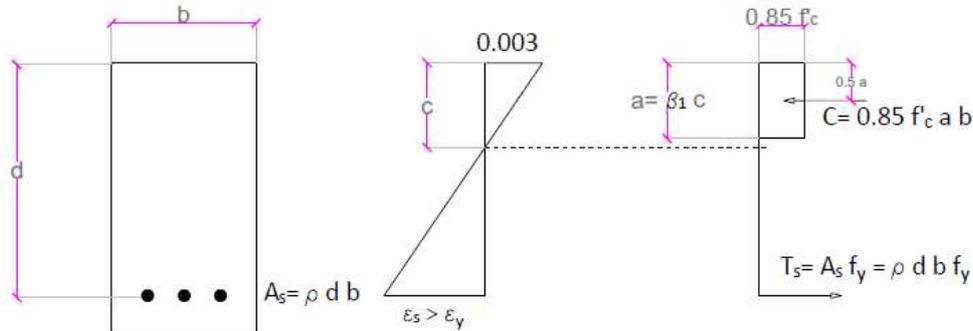
Los esfuerzos generados en la Zona de compresión de las vigas producen una deformación unitaria aceptable de 0.003-0.004 en la fibra superior de la sección de hormigón para alcanzar la máxima resistencia, donde la distribución de deformaciones se asume lineal hasta el eje neutro de la viga; como se sabe que el hormigón posee muy poca o casi nada de capacidad a la tensión, se desprecia su aporte en esa zona. La distribución de la deformación unitaria se puede aproximar a una lineal hasta donde se encuentra el acero a tensión, y si se considera que la adherencia hormigón-acero es perfecta, la deformación unitaria del acero a tensión sería la misma que la del hormigón en esa zona.

Según el código, ACI-318-14, en el numeral 22.2.2.3; la relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria en el concreto se puede suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

A partir del comportamiento de una sección básica (acero solamente a tensión), para que la sección esté en equilibrio, la fuerza resultante de compresión (que se obtiene de la distribución rectangular simplificada) debería ser igual a la fuerza de tensión del acero.

En la FIGURA 13 se presenta la determinación de la fórmula para hallar el momento nominal en una viga con acero de refuerzo solamente en la zona de

tensión, pero si se utiliza acero en la zona de compresión, el aporte de resistencia de la viga no es tan significativo, así que se puede despreciar al momento de diseñar la sección de hormigón armado.



Por equilibrio:  
 $C=T$   
 $0.85 f_c a b = \rho d b f_y$   
 $a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c}$  (i)

Tomando momentos con respecto al acero de tensión

$$M = C(d - \frac{a}{2}) = 0.85 f_c a b d (1 - \frac{a}{2d})$$

Sustituyendo a de la ecuación (i) y tomando en cuenta que  $\omega = \frac{\rho f_y}{f_c}$

$$M_n = b d^2 f_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

FIGURA 13. determinación de la fórmula para calcular el momento nominal de una viga rectangular (sacado de Cuevas & Fernandez-Villegas, 2005).

Para el cálculo de la resistencia de la viga se toma en cuenta un factor de reducción que se multiplica a la resistencia nominal y con esto se toma en cuenta la incertidumbre de resistencias de materiales, dimensiones de diseño, inexactitud de ecuaciones y la forma en cómo se colocan los refuerzos. Pero este valor del factor de reducción depende de diferentes comportamientos de los miembros (ver FIGURA 14 y FIGURA 15):

- Elementos controlados por tensión: aquellos elementos cuyas deformaciones unitarias calculadas en tensión son mayores o iguales que 0.005 al mismo tiempo que la deformación unitaria del concreto es 0.003. Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión de aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a

los usuarios de la edificación la advertencia de una falla inminente (McCormac & Russell H., 2011).

- Elementos controlados por compresión: aquellos elementos que en su zona a compresión alcanzan una deformación unitaria igual a 0.003 antes de que el acero ceda, provocando una falla repentina por aplastamiento en el hormigón (McCormac & Russell H., 2011).

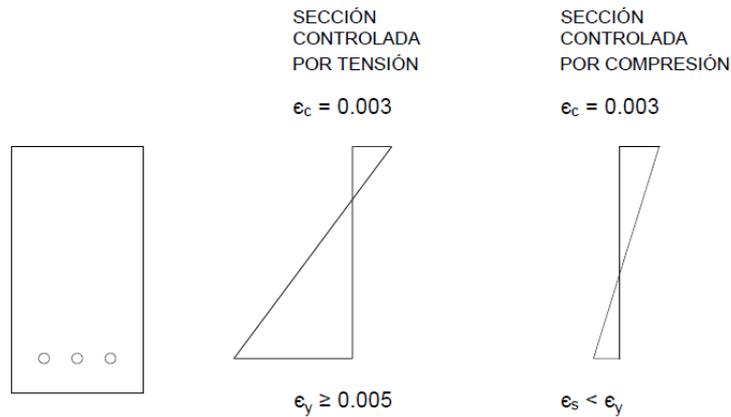


FIGURA 14. Deformación unitaria en zona de compresión y flexión de una viga rectangular.

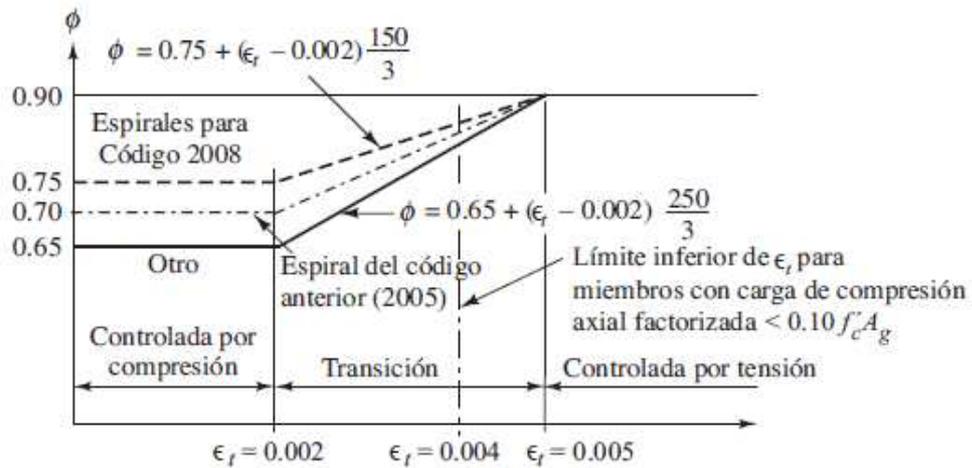


FIGURA 15. Valor de factor de reducción para diferentes comportamientos del miembro de hormigón (McCormac & Russell H., 2011).

Esto quiere decir que, a partir de los ensayos hechos por los investigadores del área del comportamiento del hormigón armado, se tiene que para secciones que trabajan a tensión existe menor incertidumbre que para aquellas que tienden a un comportamiento controlado por compresión.

Las vigas se pueden ubicar en 3 zonas de acuerdo a su comportamiento según la cantidad de acero de refuerzo que tengan, por lo tanto, el factor de reducción según en la zona en la que se encuentre puede variar.

- Secciones balanceadas: el acero de refuerzo fluye al mismo tiempo que la fibra extrema de la zona de compresión de la viga alcanza su máximo valor de deformación unitaria = 0.003.
- Secciones sub-reforzadas: el acero de refuerzo está en pequeñas cantidades que al aplicarle cargas comenzará a deformarse más allá de 0.005 por lo tanto el acero fallará antes que la zona de compresión sufra aplastamiento. la falla vendrá acompañada de una gran deformación que permitirá avisar a los ocupantes del edificio cuando ya es momento de abandonarlo (falla dúctil).
- Secciones sobre-reforzadas: en este caso se tendrá demasiada cantidad de acero que no se deforma fácilmente ante la aplicación de cargas, por lo tanto, en la zona de compresión del hormigón sufrirá aplastamiento debido a la gran acumulación de esfuerzos hasta que la viga falla sin previo aviso. Esto se quiere evitar en los diseños porque resulta en una falla frágil.

## 2.2. Cálculo de acero requerido a flexión

Para el cálculo del acero de refuerzo partimos desde la fórmula del momento nominal ( $M_n$ ) que se basa en un hipotético equilibrio entre la fuerza de compresión y tensión que actúa en la viga.

$$\phi M_n = (\phi b d^2 f'_c) \omega (1 - 0.59\omega) \quad \text{Ecuación 1}$$

$$\left( \frac{M_n}{\phi b d^2 f'_c} \right) = \omega - 0.59\omega^2 \quad \text{Ecuación 2}$$

Se resuelve la ecuación cuadrática para obtener “ $\omega$ ” tomando en cuenta que el valor de  $\Phi$  que se usa aquí es 0.9 con la intención que exista un comportamiento dúctil y no frágil.

Tenemos que:

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

*Ecuación 3*

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

*Ecuación 4*

Entonces:

$$A_s = \frac{\omega f'_c b d}{f_y}$$

*Ecuación 5*

Resolviendo la ecuación cuadrática obtenemos:

$$\omega = \frac{\omega_{\pm} \sqrt{\omega^2 - 4(0.59) \left( \frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c} \right)}}{2(0.59)}$$

*Ecuación 6*

### **2.3. Diseño a cortante**

“Se ha hecho una gran cantidad de trabajo de investigación sobre el tema del cortante y de la tensión diagonal en las vigas no homogéneas de concreto reforzado y se han desarrollado muchas teorías. A pesar de todo este trabajo y de todas las teorías resultantes, nadie ha podido proporcionar una explicación convincente del mecanismo de falla involucrado. Como consecuencia, los procedimientos de diseño se basan primordialmente en los datos de pruebas” (McCormac, Diseño de concreto reforzado).

Según investigaciones (Taylor, 1970), la transferencia del cortante en las vigas está dada por varios factores como la zona a compresión neta, la doveta que forman las grietas desde el refuerzo a tensión hasta la zona de compresión, y la trabazón de los agregados a lo largo de la fisura. Pero a pesar de las investigaciones no se ha llegado a conocer el mecanismo de falla que abarca el esfuerzo de corte. Las ecuaciones propuestas por el ACI-318-14 se basan en pruebas de laboratorio.

- Resistencia a cortante del hormigón en elementos sometidos a cortante y flexión únicamente (ACI-318-14 11.2.1.1):

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Ecuación 7

- Resistencia a cortante del acero para refuerzos colocados perpendiculares al eje del miembro (ACI-318-14 11.4.7.2):

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$$

Ecuación 8

Se asume que el hormigón y el acero aportan por separado a la capacidad a cortante de las vigas, pero al final se terminan sumando para conocer la capacidad final del miembro. Para el hormigón se considera que aporta toda su área efectiva ( $b \cdot d$ ), mientras que el acero distribuye su capacidad de acuerdo a la separación de los estribos, pues éstos actúan como un hilo cosiendo una tela.

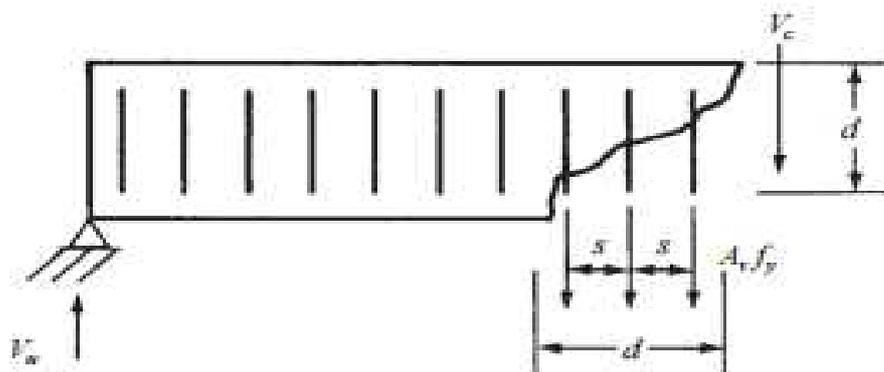


FIGURA 16. Armado de los estribos (McCormac & Russell H., 2011).

Con unos simples pasos (McCormac, 2009) el diseño a cortante se facilita de tal manera que se presta más atención a los requerimientos del ACI-318-14 22.5, sobre el cálculo de la resistencia.

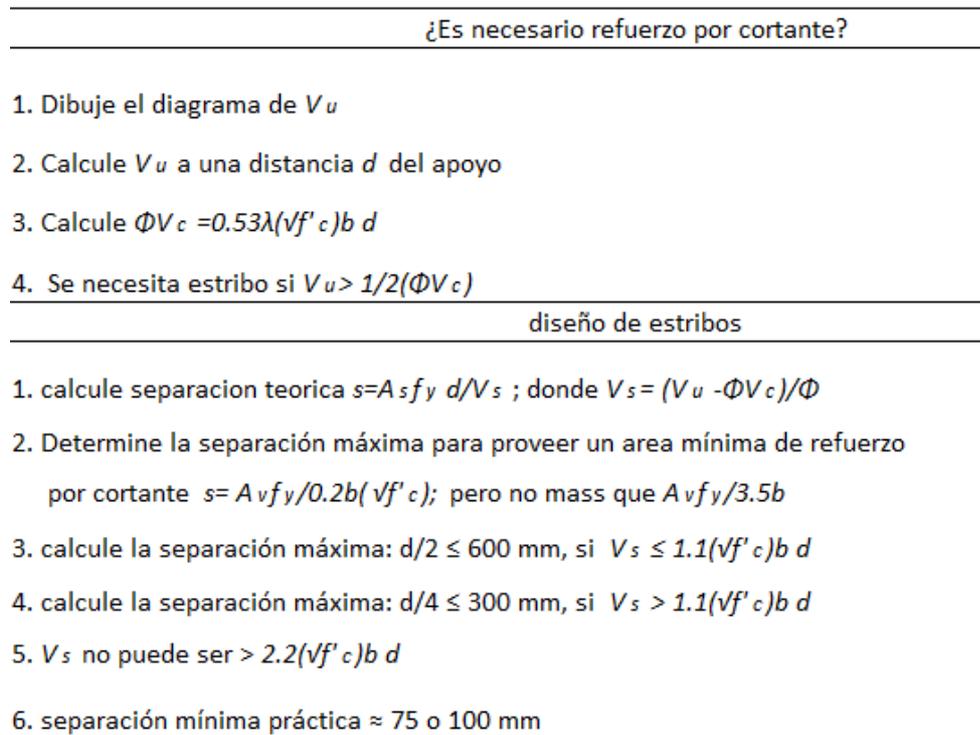


FIGURA 17. Pasos para diseño a cortante (Modificado de McCormac & Russell H., 2011).

## 2.4. Deflexiones

Definiendo a la deflexión de manera sencilla se tiene que es la respuesta de la sección a las cargas que producen flexión creando una curvatura en dirección a la aplicación de las cargas. Si la deflexión es excesiva puede generar daños en mampostería, puertas y con mayor influencia en paredes de vidrio, por esa razón deben controlarse las deflexiones para que sean mínimas.

La determinación de las deflexiones depende de muchos factores que son difíciles de cuantificar debido a que son muy variables, como lo es el comportamiento del hormigón en el tiempo, variaciones de humedad y temperatura, interacción de otros elementos estructurales y la distribución aleatoria de grietas (Cuevas & Fernandez-Villegas, 2005).

Las deflexiones pueden ser a corto y a largo plazo

- Variables que influyen en el cálculo de deflexiones a corto plazo: resistencia a la tensión del acero, módulo de elasticidad del concreto,

porcentaje de acero de refuerzo, agrietamiento del elemento (Cuevas & Fernandez-Villegas, 2005).

- Variables que influyen en el cálculo de deflexiones a largo plazo: efecto de contracción y flujo plástico del hormigón (Cuevas & Fernandez-Villegas, 2005).

Debido a la complicación de la cantidad de variables que influyen se utilizan métodos aproximados que dan valores muy cercanos a los reales, que están basados en promedios de Inercias efectivas en las zonas extremas de las vigas y la zona central. La siguiente ecuación es propuesta por el comité 435 del ACI, toma en cuenta que el agrietamiento es variable a lo largo de la viga y que reduce la inercia de la sección (ver FIGURA 18):

$$I_{e \text{ promedio}} = 0.7(I_{\text{central}}) + 0.15(I_{\text{izq}} + I_{\text{der}})$$

*Ecuación 9*

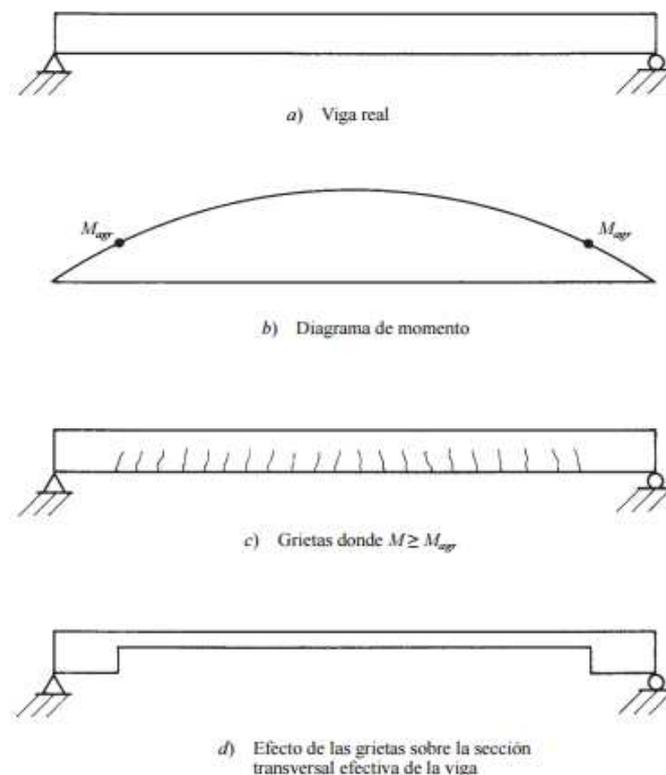


FIGURA 18. Efecto de las grietas en las deflexiones, la Inercia no es constante a lo largo de la viga (McCormac & Russell H., 2011).

## **2.5. Diseño Sismo-resistente**

El diseño de los miembros estructurales para que resistan las fuerzas impuestas por las deformaciones causadas debido al movimiento del terreno sobre el cual se encuentran, es un parámetro muy importante.

Hacer cualquier tipo de análisis para determinar la intensidad del sismo en el sitio donde se va a implantar la obra requiere de muchas áreas involucradas como geología, geotecnia, sismología. Una vez en conjunto los diversos especialistas de las diferentes áreas se enfocan en la zonificación de un País específico. De esta manera un profesional dedicado al diseño de edificaciones puede recurrir a normas para saber, en función a la zona sísmica, cuáles serán las cargas que se deben aplicar a la estructura para simular el sismo.

El sismo es un movimiento brusco del terreno sobre el que se encuentra la estructura, así que cuando se quiere evaluar los efectos que causan sobre la misma, el evento se idealiza con fuerzas horizontales y verticales aplicadas a los centros de masas de cada uno de los pisos.

Como un sismo es un evento que genera gran cantidad de energía sobre la estructura, ésta debe ser capaz de disipar tal energía de alguna manera. En un pórtico simple, se busca que las vigas sean las encargadas de esta acción mediante la fluencia del acero longitudinal.

Para calcular las fuerzas idealizadas que actúan sobre la estructura es importante saber el tipo del suelo sobre el cual se va a implantar. Así que, si se tienen dos construcciones iguales en una misma zona sísmica, pero con suelos diferentes debajo de éstas, la fuerza debida al sismo puede resultar diferente. Un edificio sobre roca va a recibir menos fuerza sísmica que un edificio de las mismas características que se encuentre sobre un suelo arcilloso.

Para absorber la energía del sismo descargada en una estructura, ésta debería tener una ductilidad admisible mayor que la ductilidad requerida por el evento sísmico, de tal manera la ductilidad depende del diseño de los miembros, y esto se puede conseguir teniendo cuidado de no excederse en la

cantidad de acero de las secciones, para eso el ACI-314-14 en el capítulo 18 habla sobre las limitantes en cuanto la cantidad y detalle de acero.

Una vez terminado el diseño de las vigas a flexión, se calcula la sobre-resistencia correspondiente a cada tramo (inicial y final de la viga) para obtener la demanda sísmica de corte según el criterio de capacidad que se incluye en ACI-318-14 18.6.5.1.  $V_u =$  (esfuerzo de corte obtenido de la 'combinación para cortante' en el análisis estructural) + (sobre-resistencia generada en los tramos inicial y final de la viga).

Según el ACI-318-14 18.7.6.2.1, en la zona de  $2h$  de una viga, la capacidad del hormigón no se tomará en cuenta si el doble de  $V_e$  (cortante producido por la sobre-resistencia a flexión generada en los extremos de una viga) resulta mayor o igual a la demanda obtenida de la combinación para cortante del análisis estructural.

## 2.6. Requisitos del código ACI-318-14

En esta sección se hace un resumen de los requisitos que se consideran más importantes del documento "Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI-318-14) y Comentario". El código está destinado a asegurar un detallamiento suficiente para los miembros de hormigón armado.

## 2.7. Requisitos de diseño a flexión

*ACI-318-14 (22.2.2.1): La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.*

*ACI-318-14 (11.5.1.1): Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con  $\phi S_n \geq U$  en todas las secciones del muro, incluyendo (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.*

$$\phi M_n \geq M_u$$

ACI-318-14 (22.2.2.3): La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

ACI-318-14 (22.2.2.4): La distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto definida en 22.2.2.4.1 hasta 22.2.2.4.3 cumple con 22.2.2.3.

ACI-318-14 (22.2.2.4.1): Se debe suponer un esfuerzo de  $0.85f'_c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia  $a$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:

$$\alpha = \beta_1 c$$

ACI-318-14 (22.2.2.4.2): La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

ACI-318-14 (22.2.2.4.3): Los valores de  $\beta_1$  deben estar de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3.

$f'_c, \text{kg/cm}^2$	$\beta_1$
$175 \leq f'_c \leq 280$	0.85
$280 < f'_c < 562$	$1.05 - \frac{f'_c}{1400}$
$f'_c \geq 562$	0.65

FIGURA 19. Tabla 22.2.2.4.3 de los valores de  $\beta_1$  (ACI-318, 2014).

ACI-318-14 (6.3.2.1): En la construcción de vigas  $T$  no preesforzadas, construidas para soportar losas monolíticas o compuestas, el ancho efectivo de la losa usada como ala,  $b_f$ , debe incluir el ancho  $b_w$  del alma de la viga más

un ancho sobresaliente efectivo del ala, de acuerdo con la Tabla 6.3.2.1, donde  $h$  es el espesor de la losa y  $s_w$  es la distancia libre a la siguiente alma.

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

FIGURA 20. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T de la tabla 6.3.2.1 (ACI-318, 2014).

ACI-318-14 (6.4.2): Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer (a) y (b):

(a) El momento máximo positivo  $M_u$  cerca del centro de la luz ocurre con  $L$  (carga viva) mayorada colocada en el vano y en vanos alternados.

(b) El momento máximo negativo  $M_u$  en un apoyo ocurre con  $L$  mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente.

ACI-318-14 (21.2.1): Los factores de reducción de resistencia,  $\phi$ , deben cumplir con la Tabla 21.2.1.

Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.

FIGURA 21. Factores de reducción de resistencia, fragmento de la tabla 22.2.1 (ACI-318, 2014).

ACI-318-14 (9.6.1.1):  $A_{s, \min}$  debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de  $b_w$  debe tomarse como el menor entre  $b_f$  y  $2b_w$ .

$$(a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{14}{f_y} b_w d$$

ACI-318-14 (9.6.1.3): cantidad de acero debe ser  $\geq 4/3$  Acero requerido.

ACI-318-14 (20.6.1.3.1): Los elementos de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la Tabla 20.6.1.3.1.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, cm.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	Todos	Todos	7.5
Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras $\Phi 20$ a $\Phi 57$	5
		barra $\Phi 16$ , alambre W31 ó D32, y menores	2.5 - 1.5
No expuesto a la interperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras $\Phi 43$ y $\Phi 57$	2.5 - 1.5
		Barras $\Phi 36$ y menores	2
	vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos espirales y estribos cerrados para confinamiento	2.5 - 1.5

FIGURA 22. Recubrimiento de miembros no preesforzados construidos en sitio de la tabla 20.6.1.3.1 (ACI-318, 2014).

## 2.8. Requisitos de diseño a cortante

ACI-318-14 (11.5.1.1): Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de diseño debe cumplir con  $\phi S_n \geq U$  en todas las secciones del muro, incluyendo (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

$$\phi V_n \geq V_u$$

ACI-318-14 (22.5.3.1): Los valores de  $0.2645\sqrt{f'_c}$  usados para calcular  $V_c$ ,  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  para cortante en una dirección no debe exceder  $7 \text{ kg/cm}^2$ .

ACI-318-14 (22.5.5.1): Para miembros no preesforzados sin fuerza axial,  $V_c$  debe calcularse por medio de:

$$V_c = 0,53 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

ACI-318-14 (22.5.10.5.1): Se permite refuerzo a cortante en miembros preesforzados y no preesforzados que cumpla con (a), (b) o (c):

- (a) Estribos o estribos cerrados de confinamiento perpendiculares al eje longitudinal del miembro.
- (b) Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del miembro.
- (c) Espirales

ACI-318-14 (9.7.6.2.2): El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 9.7.6.2.2.

$V_s$	$s$ máximo, cm		
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$\leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		60	
$\leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		30	

FIGURA 23. Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante de la tabla 9.7.6.2.2 (ACI-318, 2014).

ACI-318-14 (10.6.2.1): Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v, min}$ , en todas las regiones donde  $V_u \geq 0.50 V_c$ .

ACI-318-14 (10.6.2.2): Cuando se requiere refuerzo para cortante,  $A_{v, min}$  debe ser el mayor entre (a) y (b).

$$(a) \quad 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

## 2.9. Requisitos para fisuras

ACI-318-14 (25.2.1): Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg.,  $d_b$ , y  $(4/3) d_{agg}$ .

## 2.10. Requisitos para deflexiones

ACI-318-14 (24.2.3.5): Para los miembros no preesforzados, el momento de inercia efectivo,  $I_e$ , se puede calcular con la ecuación (24.2.3.5a) a menos que se obtenga mediante un análisis más completo, pero le no puede ser mayor que  $I_g$ .

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_e + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (eq. 22.2.3.5a)$$

ACI-318-14 (24.2.3.6): Para losas continuas en una dirección y vigas continuas se permite tomar  $\lambda$  como el promedio de los valores obtenidos con la ecuación (24.2.3.5a) para las secciones críticas de momento positivo y negativo.

ACI-318-14 (24.2.4.1.1): A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor  $\lambda_{\Delta}$ .

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

ACI-318-14 (7.3.1.1): Para las vigas no preesforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga,  $h$ , no debe ser menor que los límites dados en la Tabla 9.3.1.1.

Condición de apoyo	Altura mínima, $h$ [1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

FIGURA 24. Altura mínima de vigas no preesforzadas de la tabla 9.3.1.1 (ACI-318, 2014).

ACI-318-14 (tabla 24.2.2): Deflexiones admisibles.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a Lr, S, R	$l/180$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/480$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$l/240$

FIGURA 25. Deflexión máxima admisible calculada de la tabla 24.2.2. (ACI-318, 2014).

## CAPÍTULO 3

# DESCRIPCIÓN DE LAS FUNCIONES Y EL FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA

### 3. Software

#### 3.1. Funcionamiento del programa

El software pretende que el usuario ajuste el acero de refuerzo de las secciones para que alcancen una deformación unitaria mayor a 0.005 y así la sección esté controlada por tensión, ya que no se espera que la resistencia de las vigas esté controlada por una falla frágil, lo cual ocurre cuando se coloca demasiado acero (viga sobre-reforzada), generando una falla brusca del elemento, que no convendría a los ocupantes en el caso de que sea necesario desalojar la estructura ante algún evento sísmico.

#### 3.2. Ejemplos de comprobación

En las siguientes secciones se realizarán ejemplos de diseño que serán comparados con los resultados de las subrutinas del programa elaborado. Los ejemplos comprenden lo siguiente:

- **Ejemplo 1:** Cálculo de acero requerido para una viga de hormigón con varillas longitudinales inferiores, a partir del momento de demanda obtenido del análisis estructural, asumiendo un valor de  $\Phi$  igual a 0,9 (elemento controlado por tensión).
- **Ejemplo 2:** Cálculo de la capacidad a momento de la viga de hormigón, tomando en cuenta solamente el acero longitudinal inferior. El acero superior no ha sido tomado en cuenta ya que aporta un porcentaje demasiado pequeño de capacidad y el cálculo es muy tedioso como para que valga la pena incluirlo.
- **Ejemplo 3:** Cálculo de la inercia gruesa, inercia agrietada (parte del hormigón que trabaja a compresión y el área de acero que aporta a la capacidad de compresión o tensión), la inercia efectiva (promedio de las inercias agrietadas de los extremos y del centro de toda la viga) y un factor de deflexiones inelásticas (ya que las deflexiones calculadas

por los procedimientos comunes nos muestran las deflexiones de la viga dentro del comportamiento elástico).

- **Ejemplo 4:** Cálculo de la demanda sísmica para cortante, basado en lo que dice ACI-318/14 (a) “La suma del cortante asociado con el desarrollo de resistencias a momento máximo probable de la viga en cada extremo restringido de la luz libre debido a la flexión con curvatura inversa y el cortante calculado para las cargas gravitacionales mayoradas.”
- **Ejemplo 5:** Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos en una sección específica, para que cumplan con la capacidad obtenida del análisis estructural.
- **Ejemplo 6:** Cálculo de la capacidad a cortante de la viga de hormigón con estribos espaciados a una determinada distancia.

Los ejemplos están detallados de manera que se lea el número del ejemplo, lo que se va a calcular y entre corchetes el nombre con el que se creó la función.

### 3.2.1. Ejemplo 1.

Acero Requerido [Acero\_requerido]

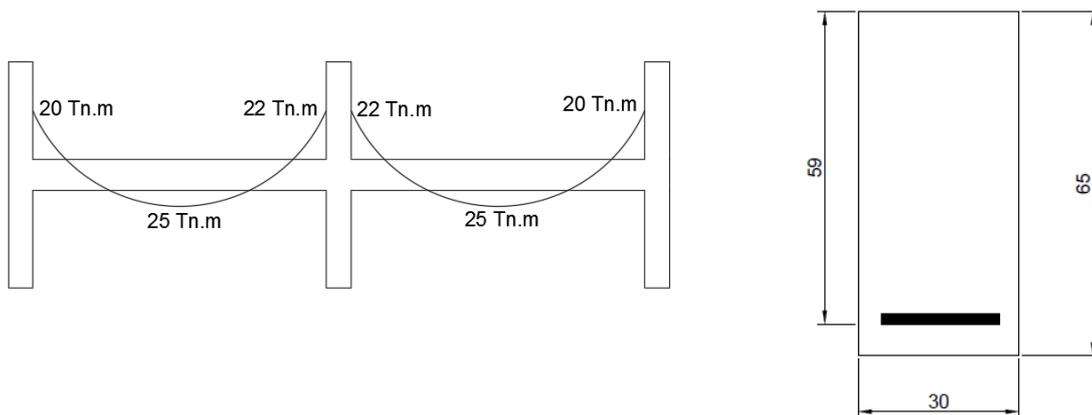


FIGURA 26. Demanda de momento y detalles de la viga a diseñar.

Datos:  $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_y=4200 \text{ kg/mc}^2$ ;  $b=30\text{cm}$ ;  $65\text{cm}$ ;  $\text{rec}=4\text{cm}$ ;  $d=59\text{cm}$

$$\phi M_n = 0.9 * b * d^2 * f'_c * \omega * (1 - 0.59\omega);$$

$$\omega = \frac{1 + \sqrt{1^2 - 4(0.59) * \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c}}}{2(0.59)};$$

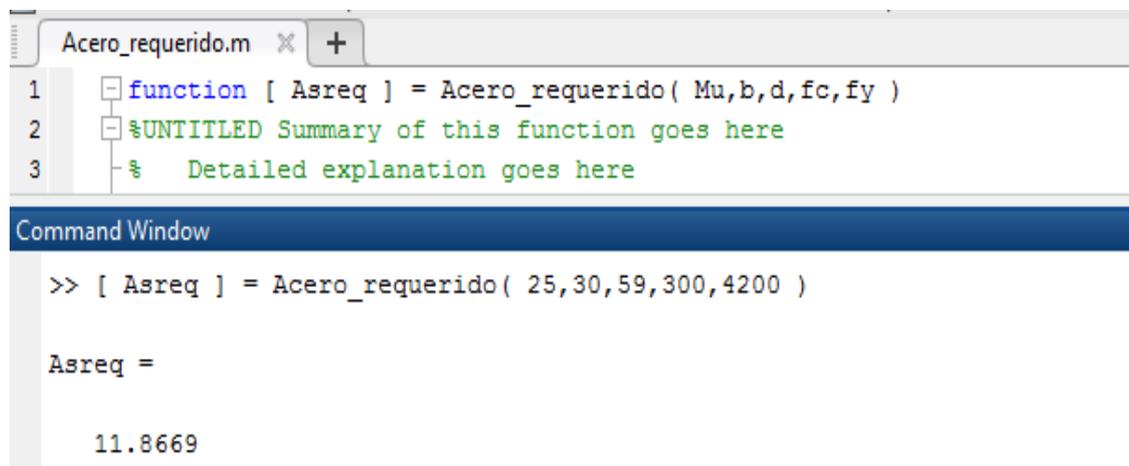
$$\omega = \frac{1 + \sqrt{1^2 - 4(0.59) * \frac{25tn.m[100000kg.cm]}{0.9 * 30 * 59^2 * 300}}}{2(0.59)};$$

$$\omega = 1.60; \omega = 0.0939; usar : 0.0939$$

$$As_{req} = \omega \frac{f'c}{fy} bd = 0.0939 \frac{300}{4200} 30 * 59 = 11.86 \text{ cm}^2$$

$$As_{prov} = 4\phi 20 = 12.57 \text{ cm}^2$$

En la FIGURA 27 se muestra el resultado de la función hecha en Matlab sobre el acero requerido. En el ANEXO 2 se encuentra el código de programación de la función utilizada.



The image shows a MATLAB editor window with a file named 'Acero\_requerido.m'. The function definition is as follows:

```

1 function [ Asreq ] = Acero_requerido( Mu,b,d,fc,fy )
2 %UNTITLED Summary of this function goes here
3 % Detailed explanation goes here

```

Below the editor is the Command Window, which shows the execution of the function with the following output:

```

>> [ Asreq ] = Acero_requerido( 25,30,59,300,4200 )

Asreq =

    11.8669

```

FIGURA 27. Resultado obtenido de las funciones del Matlab del acero requerido.

### 3.2.2. Ejemplo 2.

Capacidad del miembro [fiMn]

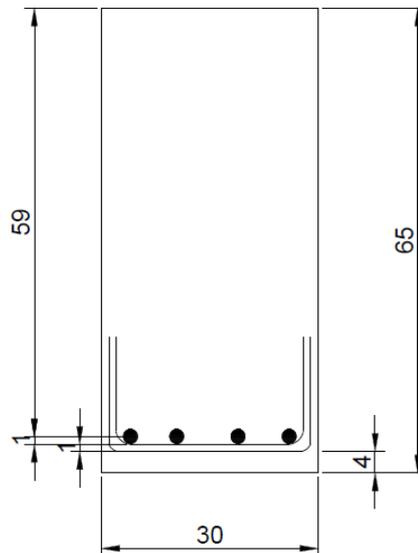


FIGURA 28. Viga de 65x30.

Datos:  $A_{sprov}=4\Phi 20$ ;  $rec=4cm$ ;  $\Phi_{estribo}= 10cm$ ;  $f'_c=300kg/cm^2$ ;  $f_y=4200kg/cm^2$

$$d = 65cm - 4cm - \frac{10mm}{[10cm]} - \frac{20mm}{2[10cm]} = 59cm$$

$$A_{sprov} = \frac{\pi}{4} 20^2 [4varillas] [0.01cm^2] = 12.56 cm^2$$

$$\omega = \frac{A_{sprov} * f_y}{f'_c * b * d} = \frac{(12.56cm^2) \left(\frac{4200kg}{cm^2}\right)}{\left(\frac{300kg}{cm^2}\right) (30cm)(59cm)} = 0.0993446$$

$$Mn = b * d^2 * f'_c * \omega * (1 - 0.59\omega) = \frac{2929940.83 kg.cm}{[100000 Tn.m]} \\ = 29.30 Tn.m$$

$$\phi Mn = 0.9 * 29.30 = 26.37 Tn.m$$

$$Mn = b * d^2 * f'c * \omega * 1.25 * (1 - 0.59 * 1.25 * \omega)$$

$$= \frac{3633000.00 \text{ kg.cm}}{[100000 \text{ Tn.m}]} = 36.33 \text{ Tn.m}$$

En la FIGURA 29 se muestra el resultado de la función hecha en Matlab para el cálculo del momento nominal, de diseño y máximo probable. Y en el ANEXO 3 se encuentra el código de programación de la función mencionada.

```

1 function [ OMn,Mn,SMn ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro,cantidad )
2 %UNTITLED Summary of this function goes here
3 % el diametro y la cantidad se van a definir en la tabla del la GUI
Command Window
>> [ OMn,Mn,SMn ] = fiMn( 30,65,4,300,4200,10,20,4 )

OMn =
    26.3820

Mn =
    29.3134

SMn =
    36.0710

```

FIGURA 29. Resultados del momento nominal, de diseño y de sobre-resistencia.

### 3.2.3. Ejemplo 3.

Factor de deflexiones [Inercia\_Agrietada] [Inercia\_efectiva]  
[Factor\_deflexiones]

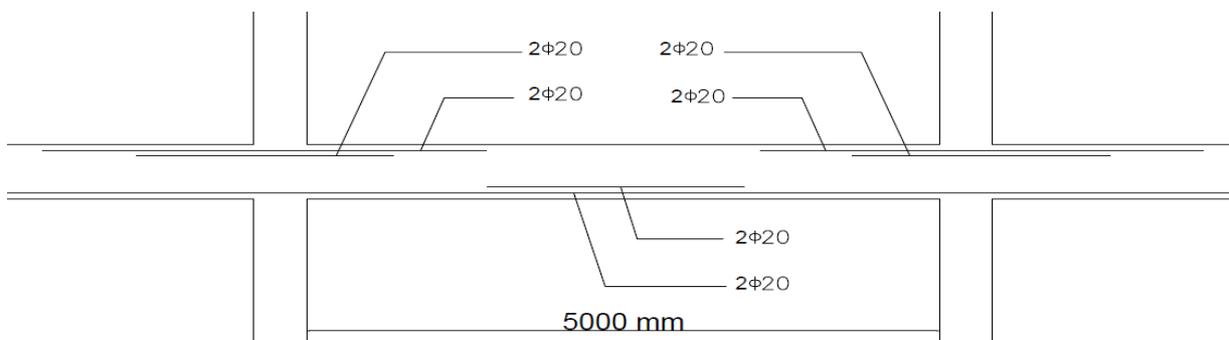


FIGURA 30. Armado longitudinal de la viga.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 65^3}{12} = 686562.5 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} = 15100\sqrt{300} = 261539.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.029 \simeq 8$$

1)  $nA_s = 8(12.57) = 100.929 \text{ cm}^2$

$$30x \frac{x}{2} = 100.929(59 - x)$$

$$x = 16.9 \simeq 17 \text{ cm}$$

$$I_{ag} = \frac{b \cdot x^3}{3} + nA_s(59 - x)^2$$

$$I_{agcentro} = \frac{30 * 17^3}{3} + 100.9(59 - 17)^2 = 227168.752 \text{ cm}^4$$

2)  $nA_s = 8(12.57) = 100.929 \text{ cm}^2$  [varillas superiores e inferiores]

$$30x \frac{x}{2} + 100.929(x - 6) = 100.929(59 - x)$$

$$x = 15.24 \simeq 15.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{agextremo} &= \frac{30 * 15.2^3}{3} + 100.9(15.2 - 6)^2 + 100.9(59 - 15.2)^2 \\ &= 237291.24 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

La FIGURA 31 muestra las zonas de la sección de hormigón que trababan a compresión (zona marcada con líneas espaciadas) y a tensión (zona pintada de negro).

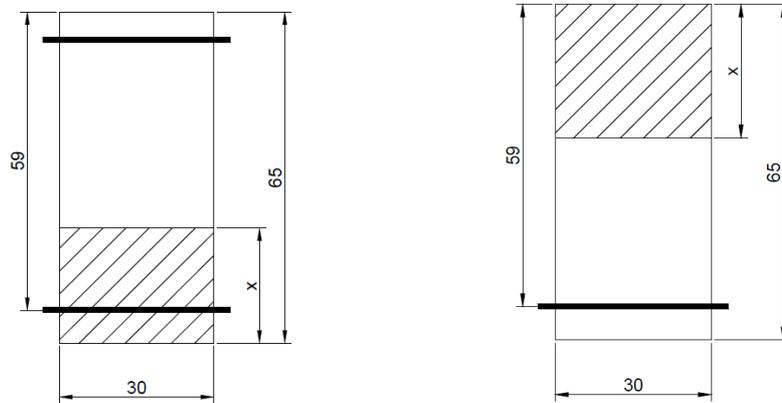


FIGURA 31. Esquema de zonas y elementos que trababan ante la aplicación de cargas. (1) figura izquierda, (2) figura derecha.

-Cálculo de Momento de agrietamiento:

$$fr = 2\sqrt{f'c} = 2 * \sqrt{300} = \frac{34.6kg}{cm^2}$$

$$M_{ag(posit)} = \frac{\left(\frac{34.6kg}{cm^2}\right) (686562.5cm^4)}{32.5} = 730925 kg.cm = 7.3 Tn.m$$

$$M_{ag(neg)} = \frac{\left(\frac{34.6kg}{cm^2}\right) (686562.5cm^4)}{32.5} = 730925 kg.cm = 7.3 Tn.m$$

-Cálculo de Inercia Efectiva:

$$I_e = \left(\frac{Mag}{Mmax}\right)^3 (I_g) + \left[1 - \left(\frac{Mag}{Mmax}\right)^3\right] (I_{ag}) \leq I_g$$

Zona M (+):  $M_{max} = 25 tn.m > M_{ag} \Rightarrow$  usar formula de  $I_e$

$$I_{s(+)} = \left(\frac{730925}{2500000}\right)^3 (686562.5) + \left[1 - \left(\frac{730925}{2500000}\right)^3\right] (227168.75) \leq I_g$$

Zona M (-):  $M_{max} = 20 \text{ tn.m} > M_{ag} \Rightarrow \text{usar fórmula de } I_e$

$$I_{s(-)} = \left(\frac{730925}{2000000}\right)^3 (686562.5) + \left[1 - \left(\frac{730925}{2000000}\right)^3\right] (237291.24) \leq I_g$$

-Cálculo de la Inercia Promedio:

$$I_{s(prom)} = 0.70(I_{centro}) + 0.15(I_{DER} + I_{IZQ})$$

$$I_{s(prom)} = 0.70(2.38) + 0.15(2.61 + 2.61)$$

$$I_{s(prom)} = 2.449 \text{ m}^4$$

-Cálculo de factor de Deformaciones Inelásticas:

$$F = \frac{I_g}{I_{s(prom)}} = \frac{6.86}{2.449} = 2.8$$

En las siguientes figuras se muestra el cálculo de inercia agrietada y del eje neutro de la sección transformada; la FIGURA 32 muestra los resultados de la sección con acero solamente a tensión, y la FIGURA 33, los resultados de la sección con acero a tensión y compresión. El código de programación se encuentra en el ANEXO 4.

```
Inercia_Agrietada.m x Inercia_efectiva.m x factor_deflexiones_inelasticas.m x +
function [ Iag,x ] = Inercia_Agrietada( b,h,rec,fc,Es,
diam_estribo,diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
%UNTITLED Summary of this function goes here

Command Window

>> [ Iag,x ] = Inercia_Agrietada( 30,65,4,300,2100000,10,20,4,20,4)

Iag =

    2.3977e+05

x =

    15.1449
```

FIGURA 32. Resultado de inercia agrietada y centroide con acero solamente a tensión.

```
Inercia_Agrietada.m x Inercia_efectiva.m x factor_deflexiones_inelasticas.m x +
function [ Iag,x ] = Inercia_Agrietada( b,h,rec,fc,Es,
diam_estribo,diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
%UNTITLED Summary of this function goes here

Command Window

>> [ Iag,x ] = Inercia_Agrietada( 30,65,4,300,2100000,10,0,0,20,4)

Iag =

    2.2710e+05

x =

    16.8403
```

FIGURA 33. Resultado de inercia agrietada y centroide con acero a tensión y compresión.

En las siguientes figuras se muestran los cálculos de la inercia efectiva y gruesa de la sección en zona de momento positivo (FIGURA 34) y en zona de momento negativo (FIGURA 35). El código de programación se encuentra en el ANEXO 5.

```

Inercia_efectiva.m x +
1 function [ Ie,Ig ] = Inercia_efectiva( Mmax,b,h,rec,fc,Es,
2   diam_estribo,diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
3   %UNTITLED2 Summary of this function goes here
.

Command Window

>> [ Ie,Ig ] = Inercia_efectiva( 25,30,65,4,300,2100000,10,0,0,20,4)

Ie =

    2.3863e+05

Ig =

    6.8656e+05

```

FIGURA 34. Inercia gruesa e inercia efectiva en la zona de momento positivo.

```

Inercia_efectiva.m x +
function [ Ie,Ig ] = Inercia_efectiva( Mmax,b,h,rec,fc,Es,
diam_estribo,diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
%UNTITLED2 Summary of this function goes here

Command Window

>> [ Ie,Ig ] = Inercia_efectiva( 20,30,65,4,300,2100000,10,20,4,20,4)

Ie =

    2.6165e+05

Ig =

    6.8656e+05

```

FIGURA 35. Inercia gruesa e inercia efectiva en zona de momento negativo.

La FIGURA 36 muestra el resultado de el factor de deflexiones inelásticas calculado en Matlab. El código de programación se muestra en el ANEXO 6.

```

Inercia_Agrietada.m x Inercia_efectiva.m x factor_deflexiones_inelasticas.m* x +
function [ F ] = factor_deflexiones_inelasticas( Mmaxc,Mmaxizq,Mmaxder,
- b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosupc,cantidadsupc,
- diametroinferc,cantidadinferc,diametrosupizq,cantidadsupizq,
  diametroinferizq,cantidadinferizq,diametrosupder,cantidadsupder,diametroinferder,cantidadinferder )
  %UNTITLED3 Summary of this function goes here

Command Window

>> [ F ] = factor_deflexiones_inelasticas( 25,20,20,30,65,4,300,2100000,10,0,0,20,4,20,4,20,4,20,4,20,4 )

F =

    2.7962

```

FIGURA 36. Factor de deformaciones inelásticas calculado con una función de Matlab.

### 3.2.4. Ejemplo 4.

Demanda Sísmica Cortante [DemandaSismicaCorte]

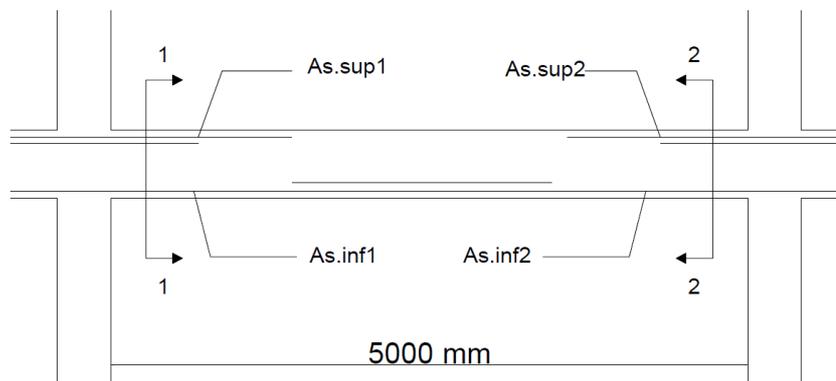


FIGURA 37. Armado de la viga.

Para  $SM_n$  se calcula sin tomar en cuenta el aporte del momento positivo.

Datos:  $As_{sup1} = As_{sup2} = As_{inf1} = As_{inf2} = 12.57 \text{ cm}^2$ ;  $SM_n = 36.33 \text{ Tn.m}$  para todos los tramos.

$$V_{r1} = \frac{SM_{n_{sup1}} + SM_{n_{inf2}}}{L_n} = \frac{36.33 + 36.33}{5} = 14.53 \text{ Tn}$$

$$V_{e2} = \frac{SMn_{sup2} + SMn_{inf1}}{L_n} = \frac{36.33 + 36.33}{5} = 14.53 \text{ Tn}$$

$$V_e = \max[V_{e1}, V_{e2}] = 14.53 \text{ Tn}$$

La FIGURA 38 muestra el cálculo de la demanda sísmica cortante en toneladas mediante una función de Matlab. El código de programación se muestra en el ANEXO 7.

```

DemandaSismicadeCorte.m* x +
function [ Ve ] = DemandaSismicadeCorte( ln,b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,
diametro1,cantidad1,diametro2,cantidad2,
diametro3,cantidad3,diametro4,cantidad4 )
%UNTITLED6 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
%cantidad 1 es el acero sup izquierdo
%cantidad 2 es el acero inf izquierdo
%cantidad 3 es el acero sup derecho
%cantidad 4 es el acero inf derecho
% longitud va en metros ya que la resistencia de momento queda en tn.m
% ya esta corregido el diametro del estribo en mm para NO trabajar en cm

mmand Window
>> [ Ve ] = DemandaSismicadeCorte( 5,30,65,4,300,4200,10,20,4,20,4,20,4,20,4 )

Ve =

    14.4284

```

FIGURA 38. Cálculo de la demanda sísmica mediante una función de Matlab.

### 3.2.5. Ejemplo 5.

Resistencia al corte de la viga [Resistencia\_por\_Cortante]

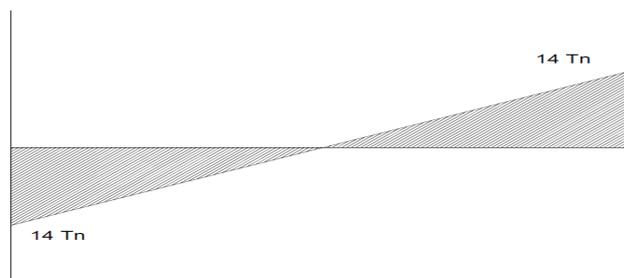


FIGURA 39. Demanda de cortante para cálculo de la resistencia al corte de la viga.

Datos:  $f'_c=300\text{kg/cm}^2$ ;  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $h=65\text{cm}$ ;  $d=59\text{cm}$ ;  $b=30\text{cm}$ ;  
 $A_{s.inf}=A_{s.sup}12.57\text{cm}^2$

Usar diámetro de estribo=10mm

$$A_v = \pi \left( \frac{10\text{mm}}{2} \right)^2 * 2\text{ramas} * 0.01[\text{cm}^2] = 1.5708 \text{ cm}^2$$

Capacidad del Hormigón

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} . b d$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.75 * \sqrt{300} * 30 * 59$$

$$\phi V_c = 12186.27 \text{ Kg}$$

Capacidad requerida del Acero

$$V_{sreq} = \frac{V_u - \phi V_c}{0.75} = \frac{14000 - 12186.27}{0.75} = 2418.29 \text{ Kg}$$

Espaciamiento requerido

$$S_{req} = \frac{A_v * f_y * d}{V_{sreq}} = \frac{(1.57)(4200)(59)}{2418.29} = 160 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo

$$S = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} . b} \geq \frac{A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(1.57)(4200)}{0.2\sqrt{300} \cdot (30)} \geq \frac{(1.57)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = 63.48cm \geq 62.83$$

Espaciamiento Máximo

$$\text{Si: } (V_s = 2418.29 \text{ kg}) < (1.1\sqrt{300}(30)(59) = 33723 \text{ kg})$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} < 60cm$$

$$S_{max} = \frac{59}{2} < 60cm$$

$$S_{max} = 29.5 < 60cm$$

Usar:  $\Phi 10/250mm$

En la FIGURA 40 se muestra el cálculo del espaciado requerido, mínimo y máximo de estribos. El código de programación se muestra en el ANEXO 8 y ANEXO 9.

```

resistencia_por_cortante.m  x  +
function [ sreq,smin,smax ] = resistencia_por_cortante( Vu,fc,fy,b,h,rec,d,
    diametro,diametro_estribo,js,nramas )
%UNTITLED Summary of this function goes here

Command Window

>> [ sreq,smin,smax ] = resistencia_por_cortante( 14000,300,4200,30,65,4,20,10,1,2 )

sreq =

    160.9576

smin =

    62.8319

smax =

    29.5000

```

FIGURA 40. Cálculo de espaciamiento requerido, mínimo y máximo de estribos.

### 3.2.6. Ejemplo 6.

Capacidad a cortante de la viga [resistenciaCortantedeViga]

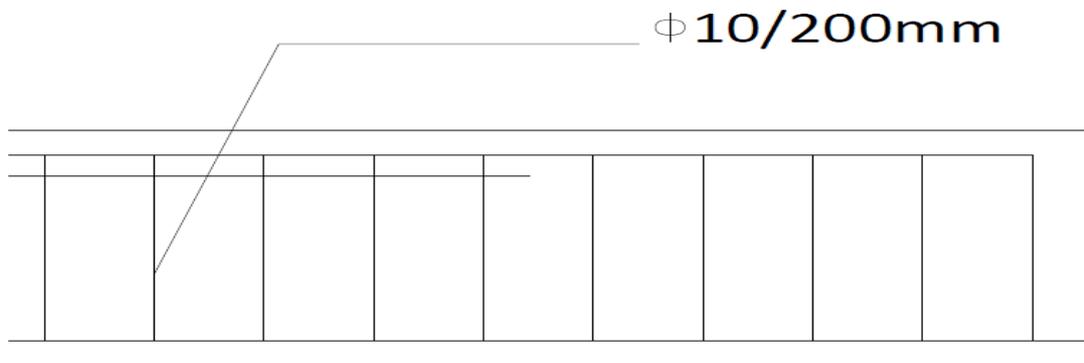


FIGURA 41. Detalle de estribos en la viga.

Datos:  $f'_c=300\text{kg/cm}^2$ ;  $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ ;  $h=65\text{cm}$ ;  $d=59\text{cm}$ ;  $b=30\text{cm}$ ;

$A_v=1.57\text{ cm}^2$

$$\phi V_c = 0.53(0.75)\sqrt{f'_c}.bd$$

$$\phi V_c = 0.53(0.75)\sqrt{\frac{300kg}{cm^2}}.(30)(59) = 12286.29 Kg$$

$$\phi V_{sprov} = \frac{0.75(A_v)(f_y)(d)}{s} = \frac{0.75(1.57)(4200)(59)}{20} = 14596.7 kg$$

$$\phi V_{smax} = 2.2(0.75)(\sqrt{f'_c})(b)(d) = 50584 kg \quad ok$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_{sprov} = 26.8 Tn$$

En la FIGURA 42 se muestra el cálculo de la capacidad cortante del acero y el hormigón de la viga. El código de programación se muestra en el ANEXO 10.

The image shows a MATLAB script editor window titled 'resistenciacortantedeviga.m\*'. The script contains a function definition:

```

1 function [ VVs,oVn ] = resistenciacortantedeviga( fc,fy,b,h,rec,
2 diametro,diametro_estribo,nramas,espaciamento_propuesto )
3
4 SUMMARY Summary of this function goes here

```

Below the script, the Command Window shows the execution of the function with the following output:

```

>> [ VVs,oVn ] = resistenciacortantedeviga( 300,4200,30,65,4,20,10,2,20 )

VVs =

    14.5966

oVn =

    26.7829

```

FIGURA 42. Cálculo de la capacidad cortante (en Tonelada) de la viga de hormigón armado.

### 3.2.7. Ejemplo 7.

Longitud de desarrollo [long\_desarrollo]

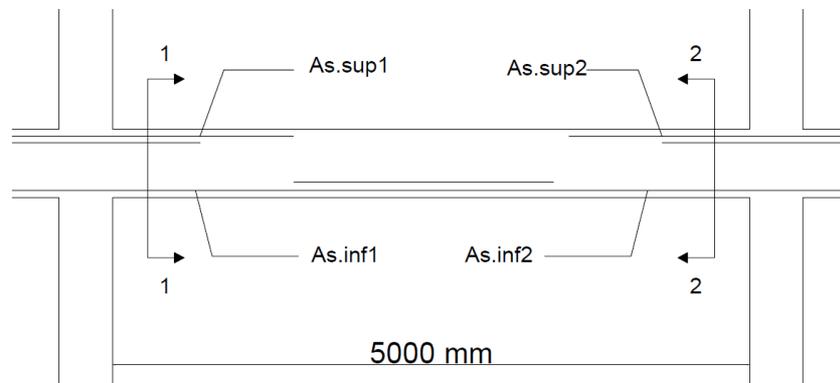


FIGURA 43. Configuración de acero longitudinal en viga.

Datos: la viga tiene 4 varillas de 20 mm, un peralte (d) igual a 59 cm,

$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Elegir el máximo de:

$$l_{dk1} = \frac{f_y d_b}{17.07 \sqrt{f'_c}} = \frac{(4200)(20)}{17.07 \sqrt{300}} = 284.1 \text{ mm}$$

$$l_{dk2} = 8d_b = 8(20) = 160 \text{ mm}$$

$$l_{dk3} = 150 \text{ mm}$$

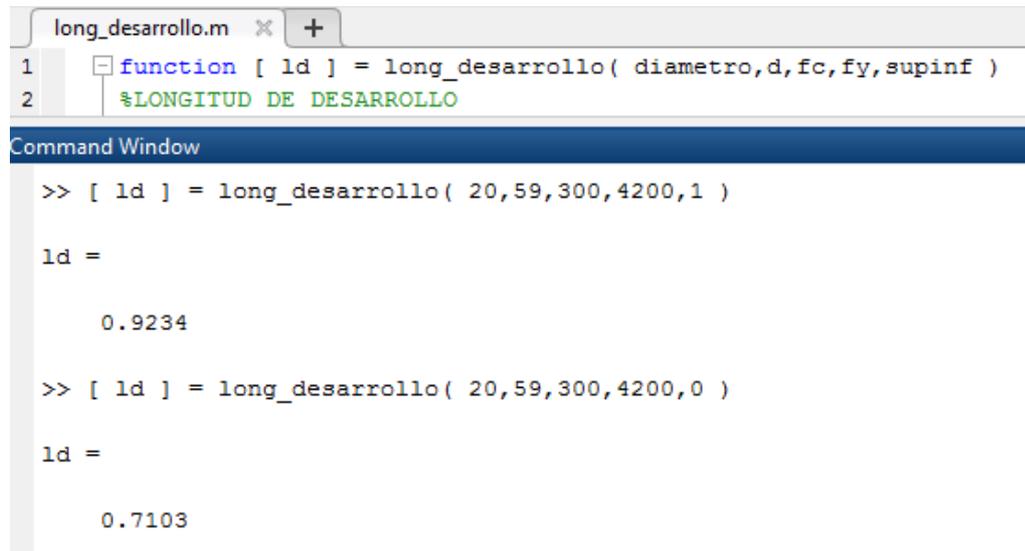
Si es superior la varilla longitudinal y el peralte (d) >30cm:

$$l_d = 3.25l_{dk} = 3.25(284.1) = \frac{923.35 \text{ mm}}{1000} = 0.92 \text{ cm}$$

Si es inferior la varilla longitudinal:

$$l_d = 2.5l_{dk} = 2.5(284.1) = \frac{710.3 \text{ mm}}{1000} = 0.71 \text{ cm}$$

La FIGURA 44 muestra el cálculo de la longitud de desarrollo para varillas superiores (cuando *supinf* es igual a 1) y para varillas inferiores (cuando *supinf* es igual a 0). El código de programación se muestra en el ANEXO 11.



```
long_desarrollo.m  x  +
1  function [ ld ] = long_desarrollo( diametro,d,fc,fy,supinf )
2  %LONGITUD DE DESARROLLO

Command Window

>> [ ld ] = long_desarrollo( 20,59,300,4200,1 )

ld =

    0.9234

>> [ ld ] = long_desarrollo( 20,59,300,4200,0 )

ld =

    0.7103
```

FIGURA 44. Función para el cálculo de longitud de desarrollo.

### 3.3. Detalle del software

Se debe demostrar que el software funciona correctamente y los cálculos requeridos están bien, así que a continuación se presentarán una serie de ejemplos que respaldan los cálculos realizados por el programa final. Los ejemplos se basan en los que fueron presentados en las secciones anteriores; además se presentan pantallazos de la interfaz del programa, que demuestran su funcionalidad.

En la FIGURA 45 El software pide datos básicos como son:

(1) En la parte izquierda se definen los DATOS DE LA VIGA que son constantes como: ancho, la altura, recubrimiento al estribo, resistencia a compresión del hormigón, fluencia del acero y un diámetro aproximado de estribo para cálculos de capacidad a flexión de la viga,

**DATOS DE ENTRADA**

**DATOS DE LA VIGA**

BASE

ALTURA

RECUBRIMIENTO

$f_c$

$f_y$

ESTRIBO APROXIMADO

**DATOS DE EXCEL**

NOMBRE DEL ARCHIVO

NOMBRE DE LA HOJA

FRAMES

COMBINACION PARA FLEXION

Nota: Aquí insertar la combinación respectiva a la envolvente de todas las cargas

COMBINACION PARA CORTANTE

Nota: aquí insertar la combinación respectiva a 1.2D +1L

**SIGUIENTE**

FIGURA 45. Página principal del software donde se incluyen los datos de entrada.

(2) en la parte de la derecha, se requiere la información del archivo Excel que se generó desde el SAP2000, donde se encuentran los resultados del análisis de las vigas de un pórtico (o edificio) para cada una de las combinaciones de cargas. A continuación, se explica brevemente en qué consiste cada uno de los datos que requiere el software para obtener la demanda:

- “Nombre del archivo”: Archivo de Excel que se generó a partir del SAP2000, desde donde el usuario pide los resultados que necesita. Para el software sólo se necesita pedir los datos de la tabla ‘*element forces frames*’, que dan los resultados de los diagramas de momento y cortante. El formato del archivo de Excel necesario para que el software funcione correctamente se encuentra en el ANEXO 1. La configuración de la tabla generada automáticamente cuando se exportan los datos desde la versión de SAP2000v18 es la necesaria para que el programa de diseño de vigas funcione, así que se puede trabajar con cualquier versión de SAP y Excel, siempre que el formato de la tabla de datos sea el mismo que se presenta en el ANEXO 1.
- Nombre de la hoja: La única hoja que se genera en el archivo de Excel si es que sólo se piden los datos de ‘*element forces frames*’.

- Frames: Son los elementos (vigas) que se quieren presentar en el software con sus respectivas demandas de momento y cortante. Puede evaluarse una o varias vigas, separando éstas por una coma (,).
- Combinación para flexión: El mismo usuario crea las combinaciones de cargas en el SAP2000, las cuales se presentan en el archivo de Excel. Así que el software lee los resultados de los esfuerzos generados en el elemento para esa combinación. Para flexión se usa la combinación con la envolvente de todas las combinaciones de carga.
- Combinación para cortante: La combinación para el cálculo de la demanda cortante según el capítulo 18 del ACI 318-14 es:

$$Vu = 1.2D \text{ (carga muerta) } + L \text{ (carga viva)}$$

Una vez insertados todos los datos se procede al diseño de los elementos a flexión. Hay que tener en cuenta que los nombres de los datos deben ser exactos en lo que respecta a mayúsculas, minúsculas y espacios.

Las curvas que se ven en la FIGURA 46 son los valores de la demanda de momento a lo largo de la viga, que se obtienen a partir del archivo Excel. Se puede ver el valor de la máxima demanda con simple clic sobre la gráfica de la curva.

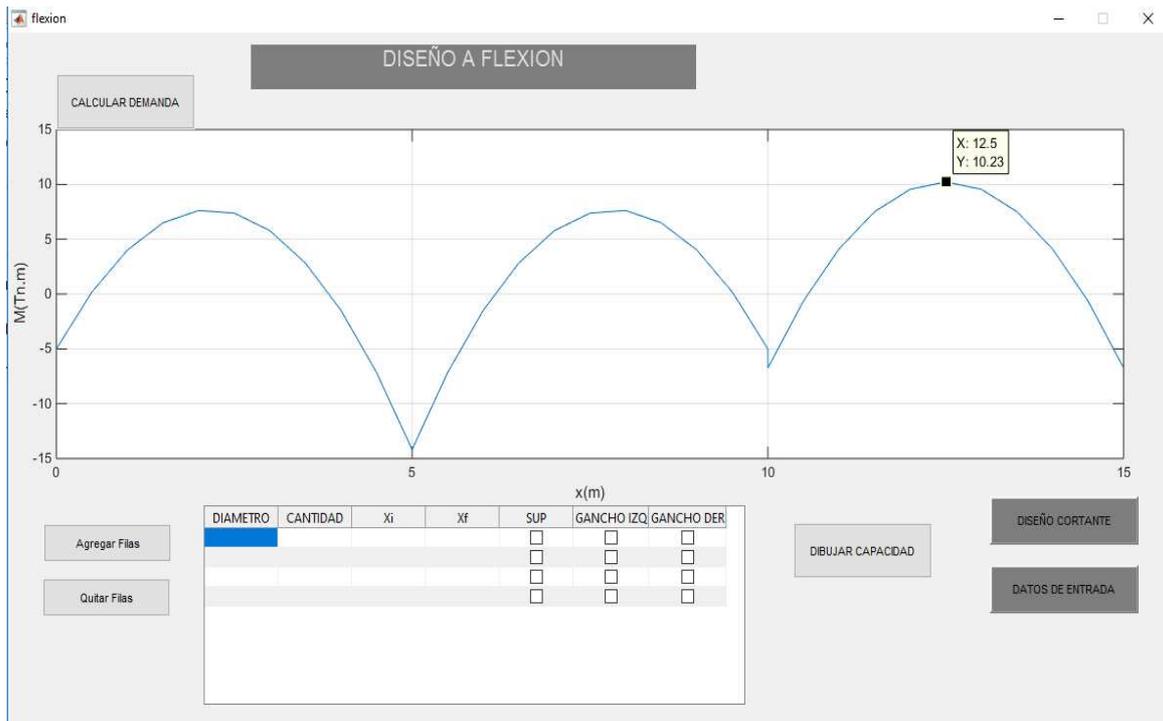


FIGURA 46. Ventana de trabajo del software para el diseño de vigas a flexión.

A partir de aquí el software se vuelve muy interactivo con el usuario, que con la ayuda de la tabla de inserción de datos en la FIGURA 47 se va ubicando el acero longitudinal. El primer dato es el diámetro del grupo de varillas que se van a usar, luego la cantidad de este grupo de varillas, además se deben ubicar el punto desde el cual inicia la varilla y el punto donde termina de acuerdo a la longitud de ésta. Se pueden notar unos check-list, que en la columna de 'SUP' quiere decir que si éste está seleccionado entonces el grupo de varillas será superior, sino será inferior. Y las últimas dos columnas me indican si las varillas tienen ganchos.

DIAMETRO	CANTIDAD	$X_i$	$X_f$	SUP	GANCHO IZQ	GANCHO DER
20	4	0	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
20	4	2	8	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

FIGURA 47. Tabla de inserción de datos del acero longitudinal.

Como se puede notar en la FIGURA 48, el resultado de la capacidad de la viga a flexión coincide con el resultado de  $\phi M_n$  del segundo ejemplo (26.37 Tn)



FIGURA 48. Gráfica de la capacidad de la viga sobre la demanda.

La variación del momento es debido a la longitud necesaria para que las varillas puedan desarrollar su máxima capacidad; se calcula automáticamente de acuerdo las ecuaciones de longitud de desarrollo (ACI 318-14 9.7.3), asumiendo una distribución lineal de los esfuerzos de adherencia; de esa manera se puede observar dónde empieza a disminuir la capacidad de la viga por adherencia. En la tabla además se ha incluido un check-list para avisar al software si las varillas son superiores o inferiores, o si tienen ganchos en sus extremos, si este es el caso, no habrá decadencia lineal de la capacidad del momento, sino más bien una disminución abrupta.

Cada fila contiene los datos para un grupo de varillas longitudinales, que ocupan un mismo espacio a lo largo de la viga, por eso se debe definir el punto inicial (Xi) y el punto final (Xf), de esta manera la capacidad del grupo de varillas definido se sumará con la capacidad del siguiente grupo de varillas en las posiciones correspondientes. En la FIGURA 49 se pueden notar varios grupos de varillas. Para que se pueda entender el funcionamiento, el primer

grupo de varillas consta de 2 varillas de 20 mm de diámetro que empiezan en el punto 0 y terminan en el punto 8, por lo tanto, tienen 8 metros de longitud, serán ubicadas en la parte superior y solo tendrá gancho en la parte izquierda, o sea la parte inicial del grupo de varillas.

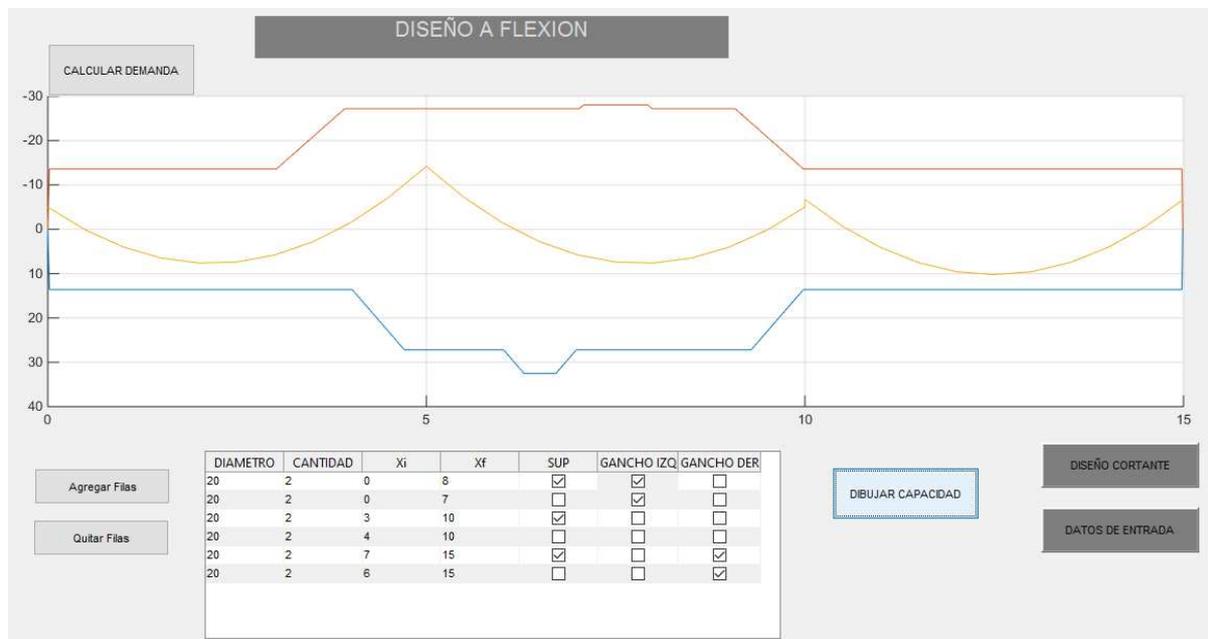


FIGURA 49. Capacidad de las vigas en un armado de acero a flexión más detallado.

De la misma manera que se llenaron los datos para el acero longitudinal, una forma interactiva y fácil se ofrece para llenar los datos de los estribos en la FIGURA 50 y FIGURA 51, donde cada fila representa las propiedades de un grupo de estribos. Se puede apreciar en la FIGURA 51 cómo se grafica la capacidad y el valor es igual al resultado del ejemplo 6 (26.8 Tn).

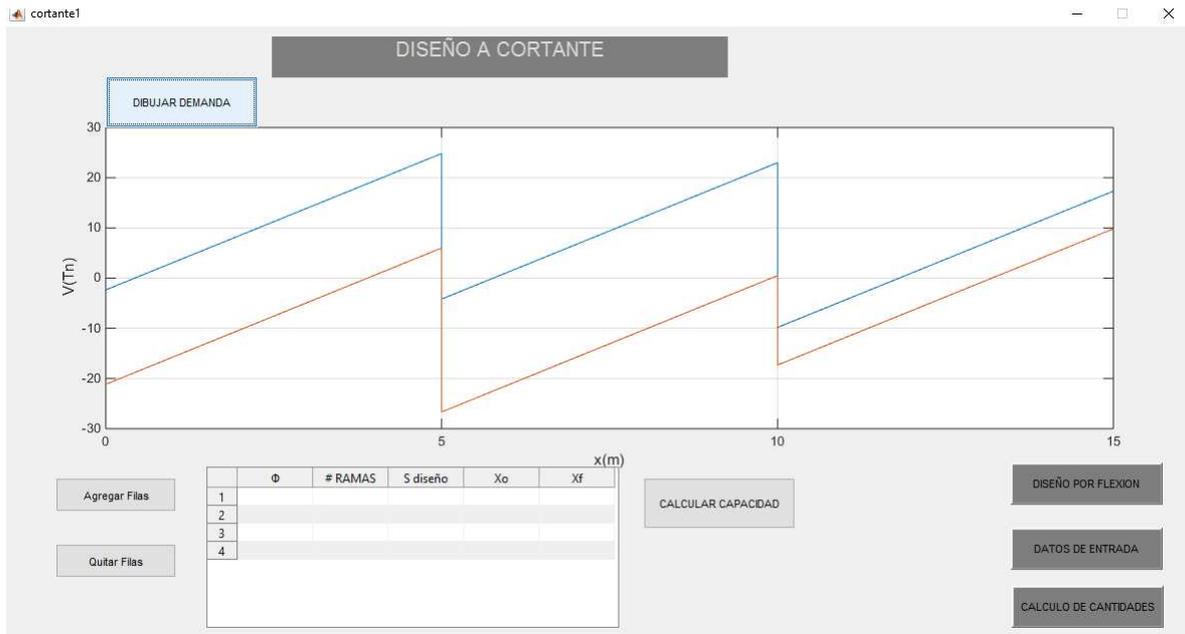


FIGURA 50. Demanda sísmica de corte.

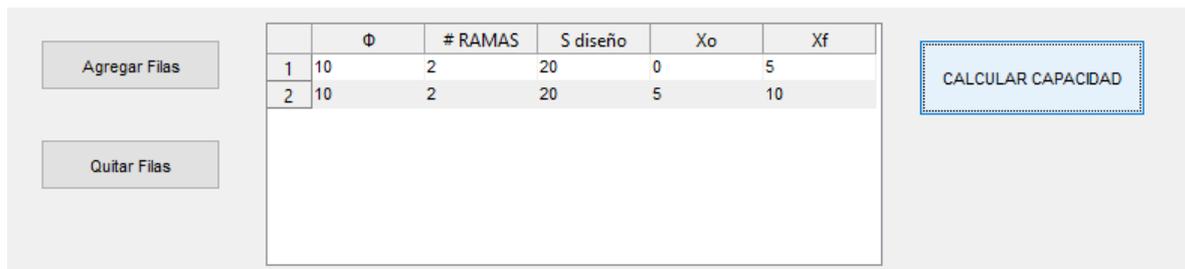


FIGURA 51. Tabla de datos para estribos.



FIGURA 52. Capacidad de la viga a cortante.

Para mostrar lo que pasa en la FIGURA 53 se aumentó de manera exagerada 7 varillas longitudinales de 20 mm que van de los 10 metros hasta

los 15 metros (final de la tercera viga) en la sección de diseño a flexión del software, para que cuando aumente la sobre-resistencia a flexión sobrepase la demanda cortante obtenida del SAP y así poder apreciar cómo se reduce a 0 la capacidad del hormigón.

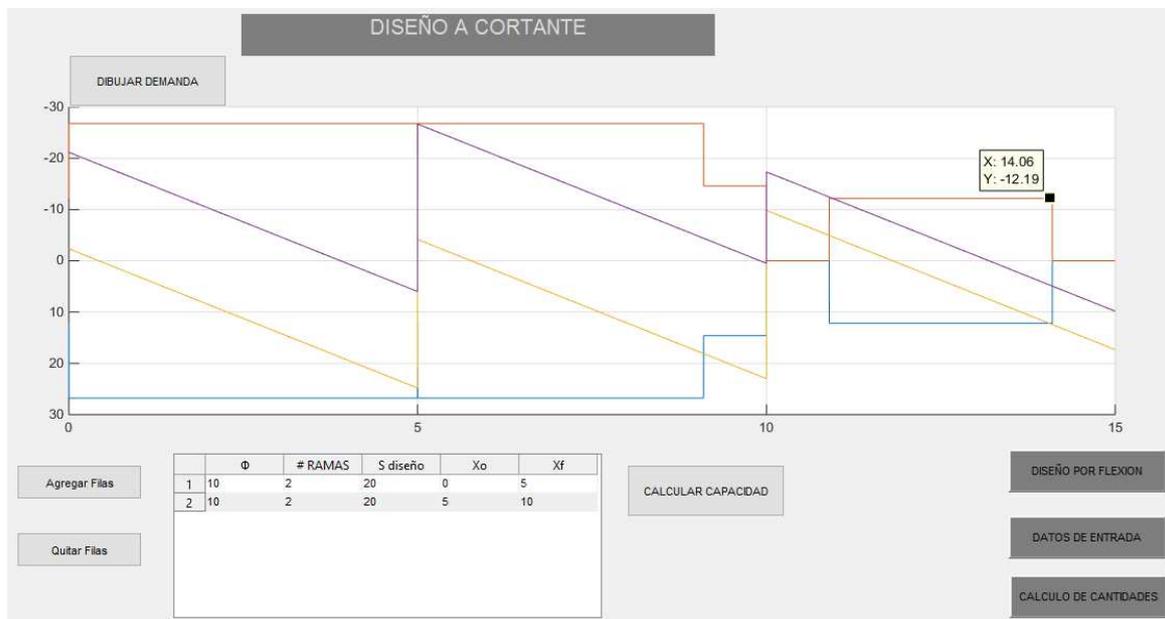


FIGURA 53. Capacidad del hormigón=0 en zona de 2h(altura).

Una vez detallado el acero, tanto para flexión como para cortante, se procede al cálculo de cantidades, donde se detalla el volumen del hormigón, la cantidad y el peso en kg de todas las varillas utilizadas como se detalla en la FIGURA 54.

	A	B	C	D	E
1	CÁLCULO DE CANTIDADES				
2					
3					
4					
5	VOLUMEN	1375 m3			
6	VIGA	25	x	55	cm
7					
8	ACERO DE REFUERZO				
9	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	PESO LINEAL	PESO
10	8	0	0	0,3920708	0
11	10	106,66667	1,28	0,6126106	83,641763
12	12	80	1,28	0,8821592	90,333104
13	14	0	0	1,2007167	0
14	16	8	18,384	1,5682831	230,65053
15	18	0	0	1,9848582	0
16	20	12	29,96	2,4504423	880,983
17	22	0	0	2,9650351	0
18	25	0	0	3,828816	0
19	-	-	-	-	1285,6084 Kg
20					

FIGURA 54. Cálculo de cantidades de materiales.

El archivo del cálculo de cantidades se abre automáticamente al oprimir el botón del mismo nombre en la página de diseño a cortante. Una vez obtenido este archivo se recomienda ‘guardar como’ otro archivo en otra carpeta, ya que este archivo de Excel se actualiza automáticamente con cada nuevo diseño que se ejecute en el software, por lo tanto, si se deja el archivo guardado en la misma carpeta que se genera, en la siguiente corrida se perderán los datos anteriores.

Para el cálculo de las longitudes de las vigas en el caso de varillas con ganchos, se va a tomar para todos los casos 12 veces el diámetro de la varilla, eso se va a ver reflejado en el archivo de Excel.

## **CAPÍTULO 4**

### **CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIÓN**

#### **4.1 Conclusión**

El software se pensó de tal forma que el usuario no tenga problemas en la inserción de datos, por lo tanto, este programa agiliza el diseño de vigas de hormigón armado generando una visión detallada entre demanda y capacidad. Esto llevará a que el usuario termine sus diseños en un menor tiempo, disminuyendo las probabilidades de error, dándole mucha importancia al criterio ingenieril. El programa incluye también el proceso de cálculo de cantidades, agilizando también la estimación final de los presupuestos de una obra.

#### **4.2. Recomendación**

Debido a que una estructura está compuesta de más elementos, aparte de las vigas, se puede continuar con un software para diseño de columnas, en el cual se pueden usar datos obtenidos en el software presentado en este trabajo. De esta manera se podría armar un pack de programas destinados al diseño estructural. Además, sería bueno que la institución encargada de recibir el presente documento invierta en investigación del campo de la programación estructural como en muchas otras áreas relacionadas a la carrera.

#### **4.3. Limitaciones**

- A pesar de las múltiples ventajas que posee este software, solo se puede usar para el diseño de vigas rectangulares prismáticas, cualquier otro cuerpo prismático incluyendo vigas T no se pueden definir en los datos de entrada.
- El formato de la tabla exportada desde el SAP2000 debe ser el mismo con el que se ha trabajado en este documento. Formato adjunto en ANEXO 1.
- Se asume que la sección está controlada por tensión. Para los cálculos de momento se usó un valor fijo de  $\Phi=0,9$ .
- Se asume que la distribución de esfuerzos de adherencia es lineal.

- Se asume que los ganchos a  $90^\circ$  están completa y correctamente desarrollados.
- El peralte efectivo calculado para los cálculos de Momento se define con la varilla longitudinal de mayor diámetro.
- Se asume que el  $f_y$  de los estribos es el mismo para las varillas longitudinales.
- Solo se considera el acero a tensión para el cálculo de capacidad de Momento.

## BIBLIOGRAFIA

- ACI-318, C. (2014). *REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318SUS-14) Y COMENTARIO (ACI 318SUSR-14)*. FARMINGTON HILLS: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- ARKHOSCONSTRUCTORA. (15 DE JUNIO DE 2016). [HTTPS://ARKHOSCONSTRUCTORA.WORDPRESS.COM/](https://arkhosconstructora.wordpress.com/). OBTENIDO DE [HTTPS://ARKHOSCONSTRUCTORA.WORDPRESS.COM/2013/07/09/MEMORIA-DE-CALCULO-PROYECTO-CISTERNA-CIRCULAR-METROCOLOR-CON-USO-DEL-SOFTWARE-VIGA-SOL/](https://arkhosconstructora.wordpress.com/2013/07/09/memoria-de-calculo-proyecto-cisterna-circular-metrocolor-con-uso-del-software-viga-sol/)
- ARQUIGRAFICO. (2013). *ARQUIGRAFICO*. OBTENIDO DE ARCHITECTURE, ENGINEERING, CONSTRUCTION: [HTTP://WWW.ARKIGRAFICO.COM/ETABS-UNO-DE-LOS-MEJORES-PROGRAMAS-DE-DISEO-Y-ANALISIS-DE-ESTRUCTURAS/](http://www.arkigrafico.com/etabs-uno-de-los-mejores-programas-de-diseo-y-analisis-de-estructuras/)
- CUEVAS, Ó. M., & FERNANDEZ-VILLEGAS, F. R. (2005). *ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO*. MÉXICO: LIMUSA.
- ETABS. (2016). *CSI COMPUTERS & STRUCTURES. INC.* OBTENIDO DE CSI COMPUTERS & STRUCTURES. INC: [HTTPS://WWW.CSIAMERICA.COM/PRODUCTS/ETABS](https://www.csiamerica.com/products/etabs)
- HERNÁNDEZ, E. (01 DE FEBRERO DE 2008). *ETABS ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL EXTENDIDO DE EDIFICACIONES*. OBTENIDO DE ACADEMIA.EDU: [HTTPS://WWW.ACADEMIA.EDU/5719230/AN%C3%A1lisis\\_y\\_dise%C3%B1o\\_estructural\\_utilizando\\_el\\_programa\\_etabs\\_v9\\_c%C3%B3digo\\_CSI-ETABS-FEB-08-R0\\_EXTENDED\\_THREE\\_DIMENSIONAL\\_ANALYSIS\\_OF\\_BUILDING\\_SYSTEMS\\_AN%C3%A1lisis\\_TRIDIMENSIONAL\\_EXTENDIDO\\_DE\\_EDIFICACIONES?AUTO=D](https://www.academia.edu/5719230/AN%C3%A1lisis_y_dise%C3%B1o_estructural_utilizando_el_programa_etabs_v9_c%C3%B3digo_CSI-ETABS-FEB-08-R0_EXTENDED_THREE_DIMENSIONAL_ANALYSIS_OF_BUILDING_SYSTEMS_AN%C3%A1lisis_TRIDIMENSIONAL_EXTENDIDO_DE_EDIFICACIONES?AUTO=D)

- MCCORMAC, J. C., & R. B. (2011). *DISEÑO DE CONCRETO REDORZADO*. MÉXICO: ALFAOMEGA.
- XVIGAS. (03 DE OCTUBRE DE 2007). [HTTP://XVIGAS.SOURCEFORGE.NET/](http://xvigas.sourceforge.net/).

# ANEXOS

## ANEXO 1: Formato de la tabla de Excel con los resultados exportados de SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Text	m
1	0	CORT	Combination	-39,7079	-2,1778	0	0	0	-2,18771	1-1	0
1	1,5	CORT	Combination	-38,8321	-2,1778	0	0	0	1,079	1-1	1,5
1	3	CORT	Combination	-37,9563	-2,1778	0	0	0	4,3457	1-1	3
1	0	FLEX	Combination	-48,5451	-2,7094	0	0	0	-2,7217	1-1	0
1	1,5	FLEX	Combination	-47,6693	-2,7094	0	0	0	1,34237	1-1	1,5
1	3	FLEX	Combination	-46,7935	-2,7094	0	0	0	5,40644	1-1	3
2	0	CORT	Combination	-19,4215	-4,7487	0	0	0	-6,12145	2-1	0
2	1,5	CORT	Combination	-18,5457	-4,7487	0	0	0	1,00163	2-1	1,5
2	3	CORT	Combination	-17,6698	-4,7487	0	0	0	8,12472	2-1	3
2	0	FLEX	Combination	-23,7345	-5,9078	0	0	0	-7,61563	2-1	0
2	1,5	FLEX	Combination	-22,8587	-5,9078	0	0	0	1,24612	2-1	1,5
2	3	FLEX	Combination	-21,9829	-5,9078	0	0	0	10,10787	2-1	3
3	0	CORT	Combination	-93,3112	-1,0323	0	0	0	-1,02729	3-1	0
3	1,5	CORT	Combination	-92,4354	-1,0323	0	0	0	0,52121	3-1	1,5
3	3	CORT	Combination	-91,5596	-1,0323	0	0	0	2,0697	3-1	3
3	0	FLEX	Combination	-115,2323	-1,2843	0	0	0	-1,27803	3-1	0
3	1,5	FLEX	Combination	-114,3565	-1,2843	0	0	0	0,64843	3-1	1,5
3	3	FLEX	Combination	-113,4807	-1,2843	0	0	0	2,57489	3-1	3

Formato de la tabla de Excel con los resultados exportados de SAP2000.

## ANEXO 2: Códigos de programación de las funciones creadas en Matlab

```
function [ Asreq ] = Acero_requerido( Mu,b,d,fc,fy )

a = 0.59;
%Variable diferente a la base de la seccion
b1 = -1;
c = (Mu*100000/(0.9*b*(d^2)*fc));
%w positivo de la ecuacion cuadratica
wp =(-b1+(sqrt((b1^2)-(4*a*c))))/(2*a);
%w negativo de la ecuacion cuadratica
wn =(-b1-(sqrt((b1^2)-(4*a*c))))/(2*a);
%absoluto del wpositivo
op= abs(wp);
%absoluto del wnegativo
on= abs(wn);
%matriz de los valores de w
oo= [op on];
%se selecciona un w
w = min(oo);
Asreq = (w*fc*b*d)/(fy);
%fprintf('Area requerida = %5f cm2 ',Asreq)

end
```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Acero\_requerido') para el cálculo del acero requerido.

```

function [ OMn,Mn,SMn ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro,cantidad )

% el diametro y la cantidad se van a definir en la tabla del la GUI
Asprov1= ((diametro.^2).*cantidad.*(pi/4)*0.01);
Asprov= sum(sum(Asprov1));
%fprintf('El acero provisto es %4f cm2',Asprov)
%diametro maximo de varillas para calcular el peralte
dbmax= max(diametro);
d= (h-rec-(diam_estribo/10)-(dbmax/20));
w= ((Asprov)*fy/(fc*b*d));
Mn=(b*(d^2)*fc*w*(1-(0.59*w)))/100000;
OMn= Mn*0.9;
SMn= (b*(d^2)*fc*1.25*w*(1-(0.59*1.25*w)))/100000;

end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'fiMn') para el cálculo de Momento nominal, de diseño y máximo probable.

```

function [ Iag,x ] = Inercia_Agrietada( b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosup,
cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
%UNTITLED Summary of this function goes here

%acero provisto en la parte del superior del momento positivo y
%alrevez para momento negativo
Asprov1sup= ((diametrosup.^2).*cantidadsup.*(pi/4)*0.01);
Asprovsup= sum(sum(Asprov1sup));
%acero provisto en la parte del inferior del momento positivo ...
Asprov1inf= ((diametroinf.^2).*cantidadinf.*(pi/4)*0.01);
Asprovinf= sum(sum(Asprov1inf));
dbmax= max(diametroinf);
d= (h-rec-(diam_estribo/10)-(dbmax/20));
Ec=15100*(sqrt(fc));
n=Es/Ec;

x=((sqrt((2*b)*((Asprovsup*n*rec)-(Asprovsup*rec)+(n*Asprovinf*d))+
(-(n*Asprovsup)+Asprovsup-(n*Asprovinf))^2))- (n*Asprovsup)+Asprovsup-(n*Asprovinf))/b;

Iag=((b*x^3)/3)+(((n-1)*Asprovsup)*((x-rec)^2)+(n*Asprovinf)*((d-x)^2));
end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Inercia\_Agrietada') para el cálculo de inercia agrietada y eje neutro de una sección transformada.

```

function [ Ie,Ig ] = Inercia_efectiva( Mmax,b,h,rec,fc,Es,
diam_estribo,diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf)
%UNTITLED2 Summary of this function goes here

[ Iag,~ ] = Inercia_Agrietada( b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,
diametrosup,cantidadsup,diametroinf,cantidadinf);

if Mmax == 0
    disp('no hay momento de agrietamiento')
elseif Mmax>0
    yt=h-(h/2);
else
    yt=(h/2);
end;

fr=2*(sqrt(fc));
Ig=(b*(h^3))/12;
Mag=(fr*Ig)/yt;

if Mag>=(Mmax*100000)
    Ie=Ig;
else
    Ie=((Mag/(Mmax*100000))^3)*Ig+((1-((Mag/(Mmax*100000))^3))*Iag);
end;

end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Inercia\_efectiva') para el cálculo de inercia efectiva e inercia gruesa en zona de momento positivo o negativo.

```

function [ F ] = factor_deflexiones_inelasticas( Mmaxc,Mmaxizq,Mmaxder,
b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosupc,cantidadsupc,diametroinfc,
cantidadinf, diametrosupizq,cantidadsupizq,diametroinfizq,cantidadinfizq,
diametrosupder,cantidadsupder,diametroinfder,cantidadinfder )

[ Iec,Igc ] = Inercia_efectiva(
Mmaxc,b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosupc,cantidadsupc,diametroinfc,cantidadinf);

[ Ieizq,~ ] = Inercia_efectiva(
Mmaxizq,b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosupizq,cantidadsupizq,diametroinfizq,cantidadinfizq);

[ Ieder,~ ] = Inercia_efectiva(
Mmaxder,b,h,rec,fc,Es,diam_estribo,diametrosupder,cantidadsupder,diametroinfder,cantidadinfder);

%aquí empieza la funcion
Ieprom=0.7*Iec+(0.15*(Ieizq+Ieder));
F=Igc/Ieprom;

end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Factor\_deflexiones') para el cálculo del factor de deflexiones inelásticas.

```

function [ Ve ] = DemandaSismicadeCorte( ln,b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,
diametro1,cantidad1,diametro2,cantidad2,diametro3,cantidad3,
diametro4,cantidad4 )

%cantidad 1 es el acero sup izquierdo
%cantidad 2 es el acero inf izquierdo
%cantidad 3 es el acero sup derecho
%cantidad 4 es el acero inf derecho
% longitud va en metros ya que la resistencia de momento queda en tn.m
% ya esta corregido el diametro del estribo en mm para NO trabajar en cm
[ ~,~,SMnsup1 ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro1,cantidad1 );
[ ~,~,SMninf1 ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro2,cantidad2 );
[ ~,~,SMnsup2 ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro3,cantidad3 );
[ ~,~,SMninf2 ] = fiMn( b,h,rec,fc,fy,diam_estribo,diametro4,cantidad4 );
% load SMnsup1
% load SMnsup2
% load SMninf1
% load SMninf2
Ve1=(SMnsup1+SMninf2)/ln;
Ve2=(SMnsup2+SMninf1)/ln;
Vei=[Ve1 Ve2];
Ve=max(max(Vei));
end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'DemandaSismicaCorte') para el cálculo de la demanda para cortante debida al sismo.

```

function [ sreq,smin,smax ] = resistencia_por_cortante( Vu,fc,fy,
b,h,rec,diametro,diametro_estribo,js,nramas )
Av=pi*(((diametro_estribo/2))^2)*0.01*nramas;
diam=max(max(diametro));
diam2=min(min(diametro));
d=h-rec-(diametro_estribo/10)-(diam/2/10);
%oVc esta en Kg
oVc=0.53*0.75*js*((fc)^(1/2))*b*d;
if Vu<((1/2)*oVc);
    disp('NO REQUIERE ACERO')
else Vu>((1/2)*oVc);
    Vsreq=(Vu-(oVc))/0.75;
end
%revisar la ecuacion en el ACI para las unidades correpondiente
sreq=(Av*fy*d/Vsreq);
s1=(Av*fy/(0.2*(fc^(1/2))*b));
s2=(Av*fy/(3.5*b));
ss=[s1 s2];
%espaciamiento minimo
smin=min(min(ss));

```

Primera parte del código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Resistencia\_por\_Cortante') para el cálculo del espaciamiento de estribos requerido, mínimo y máximo.

```

if Vsreq<=1.1*(fc^(1/2))*b*d;
    %entre d/2 y 60cm
    smax1=d/2;
    smax2=60;
    sm=[smax1 smax2];
    %espaciamiento maximo
    smax=min(min(sm));
elseif Vsreq>1.1*(fc^(1/2))*b*d;
    %entre d/2 y 60cm
    smax1=d/4;
    smax2=30;
    smax3=6*diam2/10;
    smax4=15;
    sm=[smax1 smax2 smax3 smax4];
    %espaciamiento maximo
    smax=min(min(sm));
else Vsreq>2.2*(fc^(1/2))*b*d;
    disp('disminuir refuerzo de corte')
end
end

```

Segunda parte del código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'Resistencia\_por\_Cortante') para el cálculo del espaciamiento de estribos requerido, mínimo y máximo.

```

function [ Ws,oVn ] = resistenciacortantedeviga( fc,fy,b,h,rec,
diametro,diametro_estribo,nramas,espaciamiento_propuesto )
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Av=pi*(((diametro_estribo/2))^2)*0.01*nramas;
diam=max(max(diametro));
d=h-rec-(diametro_estribo/10)-(diam/2/10);
oVc=0.53*0.75*(fc^(1/2))*b*d;
% oVs=2.2*(fc^(1/2))*b*d*0.75; el valor maximo que asume que me da el acero
Vsprov=0.75*Av*fy*d/espaciamiento_propuesto;
oVsmax=2.2*(fc^(1/2))*b*d*0.75;
Ws=min([Vsprov,oVsmax]);
% if Vsprov<oVs;
%     Ws=Vsprov;
% else Vsprov>oVsmax;
%     Ws=oVsmax;
% valor en tn
oVn=(oVc+Ws)/1000;
Ws=Vs/1000;
end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'resistenciacortantedeviga') para el cálculo de la capacidad a cortante de la viga de hormigón armado.

```

function [ ldn ] = long_desarrollo( diametro,d,fc,fy,supinf )
%LONGITUD DE DESARROLLO
dbmax=max(max(diametro));
ldh1=(fy*dbmax)/(17.07*(sqrt(fc)));
ldh2=8*dbmax;
ldh3=150;
ldhi=[ldh1 ldh2 ldh3];
ldh=max(ldhi);
%para supinf: '1' significa superior y '0' significa inferior
%los resultados estan divididos para 100 para transf a metros
if supinf==1;
    if d>30;
        ld=(3.25*ldh);
    else
        ld=(2.5*ldh);
    end
else
    ld=(2.5*ldh);
end
%resultado en cm
ldn=ld/1000000000;
end

```

Código de programación de la función creada en Matlab (llamada 'long\_desarrollo') para el cálculo de la longitud de desarrollo para varillas superiores o inferiores.



## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Cañote Saltos Piero Stefano**, con C.C: # **0803007947** autor del trabajo de titulación: **Software para diseño de vigas de hormigón armado en pórticos resistentes a momento** previo a la obtención del título de **ingeniero civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **20 de marzo de 2017**

f. \_\_\_\_\_

Nombre: **Cañote Saltos Piero Stefano**

C.C: **0803007947**



## REPOSITARIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

### FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Software para diseño de vigas de hormigón armado en pórticos resistentes a momento		
AUTOR(ES)	Piero Stefano Cañote Saltos		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	José Andrés Barros Cabezas		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	20 de Marzo de 2017	No. PÁGINAS:	84 páginas
ÁREAS TEMÁTICAS:	Diseño estructural, Programación		
PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:	Diseño Estructural, Pórticos Resistentes a Momentos, Software, vigas, hormigón armado, Matlab		

**RESUMEN/ABSTRACT** (150-250 palabras): En el presente trabajo se aprovechó la herramienta llamada Matlab R2014b para el manejo de datos en el diseño de vigas, que van desde la obtención de las demandas a partir de un software de análisis estructural llamado SAP2000 hasta la inserción de la cantidad de varillas para alcanzar la capacidad requerida. Mediante la combinación de diseño estructural y programación, se logró combinar las ventajas de Matlab en el Software que se creó para facilitar el diseño de vigas de hormigón armado. Para comprobar cada uno de los resultados que arroja el software se realizaron ejemplos a mano del diseño de vigas a flexión y cortante, y así lograr tener una herramienta completamente funcional. El Software presenta una forma gráfica de ver la demanda sobre las vigas y la capacidad de éstas, y así el usuario pueda manejar el diseño de vigas de una forma menos tediosa y más interactiva.

ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-0981374640	E-mail: piero.pcs@hotmail.com
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::	Nombre: Ing. Clara Glas Cevallos	
	Teléfono: 206950	
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec	
<b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>		
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):		
Nº. DE CLASIFICACIÓN:		
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):		