

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA PARA  
EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERAS  
HELICOIDALES CON APOYO CENTRAL DE  
CONCRETO ARMADO EN EDIFICACIONES”**

**PRESENTADO POR:**

Bach. SOTO MUERAS, Sammy Joel

**Línea de Investigación Institucional:**

Transporte y Urbanismo

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**Huancayo – Perú**

**2019**

# **ASESORES**

---

Ing. Javier Reynoso Oscanoa  
ASESOR TEMÁTICO

---

Mg. Jacqueline Santos Julca  
ASESOR METODOLÓGICO

### **DEDICATORIA:**

Dedico esta investigación a mi madre Liliana porque es mi motivo para seguir adelante en todas mis metas planteadas, quien me enseñó a perseverar para cumplir todos mis objetivos.

A mis hermanos Aramis y Diego porque soy el camino que abriré para que ellos sigan y sean mejores que yo.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Peruana los Andes por permitirme formar parte de esa institución que desde sus inicios se va consolidando como una entidad de convicción en la formación de profesionales.

Al Decano de la Facultad de Ingeniería, por ser una persona con convicción y principios, y que va guiando acertadamente el rumbo de esta facultad.

A los maestros de la carrera de Ingeniería Civil, quienes con su experiencia y conocimientos me guiaron a lo largo de mi formación profesional.

Sammy Joel Soto Mueras

## HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADO

---

Dr. Casio Aurelio Torres López  
DECANO

---

Ing. Julio Buyu Nakandakare Santana  
JURADO

---

Ing. Jeannelle Sofia Herrera Montes  
JURADO

---

Ing. Julio Fredy Porras Mayta  
JURADO

---

Mg. Miguel Angel Carlos Canales  
SECRETARIO DOCENTE

## ÍNDICE

ASESORES.....	ii
DEDICATORIA:.....	iii
AGRADECIMIENTOS .....	iv
HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADO .....	v
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
INTRODUCCIÓN .....	xi
CAPITULO I.....	13
PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	13
1.1. Planteamiento del problema.....	13
1.2. Formulación y sistematización del problema.....	14
1.2.1. Problema general.....	14
1.2.2. Problemas específicos .....	14
1.3. Justificaciones.....	15
1.3.1. Practica o social .....	15
1.3.2. Metodología .....	15
1.4. Delimitaciones.....	15
1.4.1. Espacial.....	15
1.4.2. Temporal .....	16
1.4.3. Económica .....	17
1.5. Limitaciones .....	17
1.6. Objetivos .....	17
1.6.1. Objetivo general .....	17
1.6.2. Objetivos específicos .....	17
CAPITULO II.....	18
MARCO TEÓRICO .....	18
2.1. Antecedentes (Nacionales e internacionales) .....	18
2.2. Marco conceptual.....	22
2.3. Definición de términos.....	43
2.4. Hipótesis .....	44
2.4.1. Hipótesis general .....	44
2.4.2. Hipótesis específicos.....	44
2.5. Variables .....	45

2.5.1. Definición conceptual de la variable .....	45
2.5.2. Definición operacional de la variable.....	46
2.5.3. Operacionalización de la variable .....	47
CAPITULO III.....	48
METODOLOGÍA .....	48
3.1. Métodos de investigación.....	48
3.2. Tipo de investigación .....	48
3.3. Nivel de investigación.....	49
3.4. Diseño de la investigación.....	49
3.5. Población y Muestra.....	49
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	50
3.6.1 Técnicas de recolección de datos .....	50
3.6.2 Instrumento de recolección de datos .....	50
3.7. Procesamiento de la información .....	50
3.8. Técnicas y análisis de datos .....	50
CAPITULO IV.....	51
RESULTADOS.....	51
4.1. Escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado .....	51
4.2. Parámetros utilizados para el análisis y diseño estructural .....	52
4.3. Consideraciones arquitectónicas para escalera.....	58
4.4. Consideraciones para el diseño estructural .....	59
4.4.1. Materiales empleados .....	59
4.2.1. Normas técnicas para el diseño .....	60
4.5. Diseño estructural en concreto armado.....	60
4.5.1. Factores de amplificación y cargas de servicio .....	60
4.5.2. Análisis y diseño por flexión .....	61
4.5.3. Análisis y diseño por flexo – compresión .....	63
4.5.4. Análisis y diseño por fuerza cortante .....	66
4.5.5. Análisis y diseño por fuerza cortante de penetración.....	68
4.6. Procedimiento de cálculo .....	71
4.6.1. Determinación de factores sísmicos .....	71
4.6.2. Diseño de voladizo .....	72
4.6.3. Diseño de apoyo central.....	79
4.6.4. Diseño de cimiento para escalera .....	99

CAPITULO V.....	109
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	109
5.1. Contrastación de hipótesis .....	109
5.1.1. Hipótesis general .....	109
5.1.2. . Hipótesis específicos.....	111
CONCLUSIONES.....	115
RECOMENDACIONES .....	117
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	118
ANEXOS .....	120



## RESUMEN

En la presente investigación se planteó como problema general: ¿Cuáles son los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones?, el objetivo general fue: Evaluar los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones, y la hipótesis general fue: Los resultados del cálculo estructural permiten una eficiente implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones

El método general de la investigación fue el científico, el tipo de investigación fue la aplicada, de nivel explicativo y del diseño no experimental, transversal, La población estuvo conformada por 2 tipos de escaleras helicoidales, el tipo de muestro fue el no probabilístico y la muestra fue la escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado.

La conclusión fundamental fue que para este sistema de escalera tendrá un mejor comportamiento estructural al empotrarla, ya que en el análisis de los momentos del apoyo central se tiene un momento de 23.56 Tn-m para una escalera no arriostrada (no empotrada) lo que no ocurre con un sistema empotrado cuyo momento es 0.798 Tn-m. A flexo – compresión tiene una carga axial de 21.11 Tn con un momento de 0.798 Tn-m, a flexión en voladizo tiene como momento 0.408 Tn-m y 1.22 Tn-m para la zapata, a cortante en el voladizo se tiene  $V_u = 1.122$  Tn y en el elemento central se tiene una cortante de  $V_u = 4.31$  Tn.

**Palabras Clave:** Diseño estructural, escalera helicoidal, apoyo central de concreto armado

## ABSTRACT

In the present investigation, the general problem was: What are the results of the structural calculation for the implementation of the methodology in the design of helical stairs with central support of reinforced concrete in buildings? The general objective was: To evaluate the calculation results structural for the implementation of the methodology in the design of helical stairs with central support of reinforced concrete in buildings, and the general hypothesis was: The results of the structural calculation allow an efficient implementation of the methodology in the design of helical stairs with central support of reinforced concrete in buildings

The general method of the investigation was the scientific one, the type of investigation was the applied one, of explanatory level and of the non-experimental, transversal design, The population was conformed by 2 types of helical stairs, the type of sampling was the non-probabilistic one and the Sample was the helical staircase with central support of reinforced concrete.

The fundamental conclusion was that for this ladder system it will have a better structural behavior when embedding it, since in the analysis of the moments of the central support there is a moment of 23.56 Tn-m for an unbraced (not embedded) ladder which does not occurs with a recessed system whose momentum is 0.798 Tn-m. With flexo - compression it has an axial load of 21.11 Tn with a moment of 0.798 Tn-m, with bending in cantilever it has as moment 0.408 Tn-m and 1.22 Tn-m for the shoe, with shear in the cantilever it has  $V_u = 1.122$  Tn and in the central element there is a shear of  $V_u = 4.31$  Tn.

**Keywords:** Structural design, helical staircase, central support of reinforcedconcrete

## INTRODUCCIÓN

En el Perú hay un déficit de información confiable acerca de los diferentes tipos de escaleras de concreto armado. Así mismo debemos considerar que este tipo de estructuras son importantes dentro de una edificación, por permitir la transitabilidad del usuario de un nivel a otro. Las escaleras de concreto armado con un adecuado proyecto estructural para la ejecución brinda seguridad a los usuarios, También podemos observar que falta un método adecuado tanto para un buen proyecto estructural como en la ejecución de los mismos. Lo cual se hace notar la poca información técnica que hay en estos sistemas.

Por lo expuesto anteriormente; en esta investigación se realizó una metodología para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado; apoyándonos del reglamento nacional de edificaciones de este país, ACI y algunas bibliografías referentes a esta investigación.

Las escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado son sistemas que se emplean generalmente cuando los sistemas de escalera no se pueden apoyar en sus extremos del tramo, sino que se restringe a un punto de apoyo diseñado para resistir esfuerzos de flexo compresión. Sus escalones están empotrados en una columna central como voladizo que le brinda estabilidad. El comportamiento estructural, de este tipo de sistemas, se basa en que cada uno de los escalones se soporta mediante un empotramiento. Debe estar en un elemento rígido y cada escalón trabaja de forma individual sin inducir esfuerzos uno respecto del otro. Estos esfuerzos son absorbidos mediante la deformación de la viga en voladizo que constituye el escalón; para lo cual se realizó un análisis por flexión, flexo – compresión y cortante; obteniendo un diseño adecuado que cumpla con las solicitaciones requeridas mínimas de servicio.

El trabajo de investigación está estructurado en 5 capítulos:

Capítulo I: PROBLEMA DE LA INVESTIGACION, donde se describe el planteamiento, formulación y sistematización del problema de la investigación. Así también la Justificación de investigación, delimitaciones, limitaciones y los objetivos de investigación.

Capítulo II: MARCO TEORICO, se determinan los antecedentes nacionales e internacionales, marco conceptual, definición de términos. Asimismo las hipótesis y variables de esta investigación.

Capitulo III: METODOLOGIA, en el cual se detallan el tipo, nivel y diseño de la investigación, población y muestra. Así como también las técnicas e instrumentos que se usaron para recolectar datos en la fase de desarrollo y finalmente el procesamiento y análisis de los datos adquiridos en la recolección de los mismos.

Capitulo IV: RESULTADOS, donde se presenta los resultados de la investigación a partir de la descripción del trabajo, desarrollo y la información obtenida a lo largo de la investigación de acuerdo a los diferentes análisis de flexión, flexo – compresión, cortante.

Capítulo V: DISCUSION DE RESULTADOS, se da a conocer la discusión del trabajo en la cual se detalla el nivel de veracidad y confiabilidad con la contrastación de hipótesis.

Finalmente, tenemos las conclusiones del trabajo, recomendaciones, referencias bibliográficas y los anexos.

Bach: Sammy Joel Soto Mueras

# **CAPITULO I**

## **PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.1. Planteamiento del problema**

La construcción masiva de edificaciones en nuestro entorno conlleva nuevos modelos de escaleras los cuales los modelos antiguos van quedando atrás, integrándose nuevos diseños estructurales para los sistemas de escaleras de concreto armado, por lo cual los proyectistas al momento de diseñar el tipo de escalera requerido; se hacen la siguiente pregunta común ¿En qué me baso?; Por lo cual tenemos un déficit en información de sistemas de escaleras de concreto armado.

En nuestro país la gran mayoría de edificaciones tienen sistemas de escaleras con imperfecciones tanto en su proyecto estructural como en la construcción de los mismos; lo cual salta a la vista el déficit de la metodología adecuada para estos sistemas. Se tienen registros de pérdidas de vidas humanas debido a que estas estructuras no fueron lo suficientemente resistentes a los fenómenos naturales que se produjeron.

Ante esta problemática se determinó que era necesario investigar una metodología con los procedimientos adecuados para el análisis y diseño de estas estructuras; y por consiguiente tener construcciones eficientes que cumplan con las solicitudes requeridas.

Por lo que debido a la escasez de bibliografía técnica sobre tema tan actual como es el diseño estructural de escaleras helicoidales de concreto armado, nos ha llevado a investigar el tema y tratar de presentar una metodología confiable para el diseño estructural de una escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado. De forma que resulte de fácil comprensión para su inmediata aplicación a la práctica.

## **1.2. Formulación y sistematización del problema**

Frente a esta problemática del déficit de información técnica en el Diseño estructural de escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado, pretendemos proponer una metodología de diseño.

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuáles son los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- a) ¿Cuál es el resultado del análisis por flexo compresión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?
- b) ¿Cuál es el resultado del análisis por flexión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?
- c) ¿Qué resultado se obtiene del análisis de esfuerzos cortantes para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?

### **1.3. Justificaciones**

#### **1.3.1. Practica o social**

Con el desarrollo de la presente investigación se propone solucionar el problema que se tiene al momento de diseñar escaleras helicoidales a si mismo mejorar el comportamiento estructural de los elementos que conforman el sistema.

#### **1.3.2. Metodología**

Los instrumentos que se diseñarán y elaborarán para la investigación sirvieron para recopilar la información, asimismo para analizar los datos, los mismos que han sido guiado y orientados en todo momento por el método científico. La metodología utilizada podrá servir de base para otras investigaciones de índole similar.

### **1.4. Delimitaciones**

#### **1.4.1. Espacial**

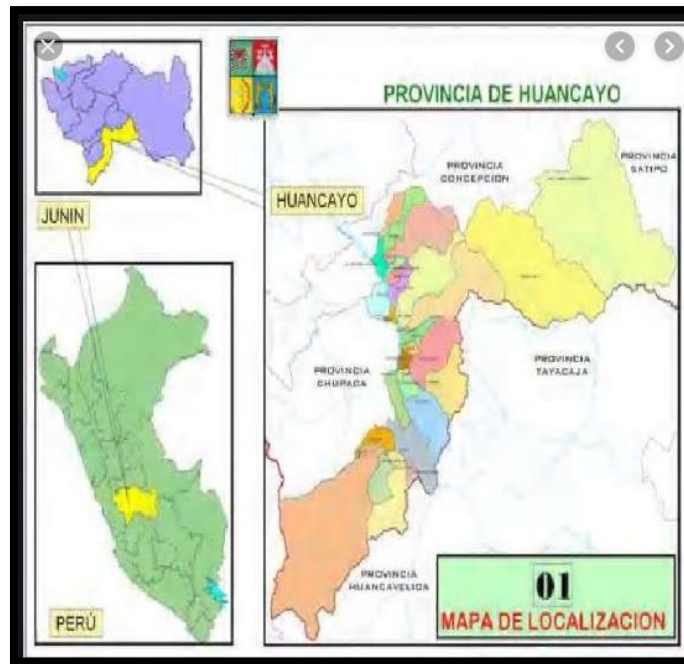
La investigación se desarrolló en:

Región: Junín

Provincia: Huancayo

Distrito: El tambo

Vivienda: Av. Los Amautas Pje los Aymaras N° 893



#### 1.4.2. Temporal

La presente tesis se desarrolló el año 2019 entre los meses de abril a agosto.



### **1.4.3. Económica**

Los gastos que involucro el desarrollo del presente trabajo de investigación fueron cubiertos al 100% con recursos propios del sustentante

## **1.5. Limitaciones**

### **1.5.1. Económica**

Este proyecto comprende con un presupuesto y financiamiento por pago de servicios (incluye asesoramiento, transporte, impresiones, etc.) e Insumos (incluye materiales que se usarán en cualquier parte del proceso de investigación). Con un total de S/. 17,172.65.

## **1.6. Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo general**

Evaluar los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- a) Realizar el análisis por flexo compresión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado
- b) Efectuar el análisis por flexión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado
- c) Determinar los esfuerzos cortantes para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes (Nacionales e internacionales)**

##### **A) Antecedentes locales**

(Flores, 2018). Análisis y diseño estructural de un edificio utilizando normativa peruana, chilena y norteamericana. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Continental, Huancayo, Perú.

El presente tema de tesis tiene como problema general la influencia de las normativas peruana, chilena y norteamericana en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado; cuyo objetivo general es determinar la influencia de las normativas peruana, chilena y norteamericana en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado. Finalmente concluye que las normativas tienen diversos niveles de exigencia respecto a las otras en algunos puntos. Por ejemplo, la norma peruana es más exigente con los elementos sometidos a flexo compresión, flexión, y al diseño de placas entre otros. Por otro lado, las normas chilena y norteamericana son más exigentes con los elementos verticales con alta carga axial, con el acero mínimo de vigas, con el confinamiento de vigas y columnas, entre otros.

(Bullón, 2019). En la tesis: Diseño de un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Continental, Huancayo, Perú.

En la presente tesis tiene como problema general observar las deficiencias estructurales en la provincia de Huancayo; cuyo objetivo es realizar un diseño de un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano controlando las deflexiones y fisuras en las losas de la edificación que estar proyectada para un centro cultural ubicado en el distrito de el tambo, provincia de Huancayo. Finalmente concluyendo emplear los espesores mínimos propuestos en la norma E – 060 debido a la incertidumbre que hay en los cálculos de deflexiones en las losas macizas bidireccionales.

(Ochoa, 2017). En la tesis: Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo. Tesis para optar el título de Ingeniera Civil, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Continental, Huancayo, Perú.

La presente tesis tiene como problema conocer los componentes para realizar un modelo de diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo, por objetivo Realizar un modelo de diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo, por hipótesis tiene realizar el diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo, tomando en cuenta la configuración sísmica, modelamiento, análisis estructural, diseño y el correcto detallado de los planos, concluyendo que para realizar un buen diseño estructural y que este sea plasmado en la realidad es necesario de una serie de

procedimientos: funcionalidad, configuración, análisis estructural, diseño estructural, detalle de planos.

## **B) Antecedentes nacionales**

(Alvarez, 2017). Diseño y Programación de un Software Aplicativo Sobre Sistemas de Escaleras de Concreto Armado.

En la presente tesis de investigación tuvo como problema general decidir que herramienta puede reducir el cálculo extenso del diseño de escaleras; teniendo como objetivo obtener una herramienta que sea eficaz para estos diseños de escaleras, concluyó que hay una gran diversidad de escaleras de concreto armado que obedecen a diferentes diseños.

(Ticona, 2018). En la tesis: Análisis y diseño estructural en concreto armado, de un edificio multifamiliar de 6 pisos, ubicado en la Ciudad de Arequipa.

La presente tesis tiene como problema general las demandas nuevas de construcciones para uso de vivienda debido al incremento población tanto en el Perú como en distintos países del mundo; tiene por objetivo general realizar un análisis y diseño estructural detallados, de un edificio multifamiliar de 6 pisos, y presentar los resultados en un juego de planos estructurales finalmente concluyo que el diseño de los elementos estructurales debe hacerse de manera que la primera falla que ocurra sea por flexión (falla dúctil) y no por cortante (falla frágil).

(Pajares & León, 2010). En la tesis: Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles.

La presente tesis tiene como problema el diseño de modernas infraestructuras debido al desarrollo e incremento poblacional del país;

teniendo como objetivo es el análisis y diseño estructural de concreto armado del edificio del “pinar” haciendo uso de los software especializados ETABS y SAP 2000 y de las consideraciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Concluyo en que el método para pre dimensionar longitud de placas es obsoleto en la dirección XX, por la gran diferencia entre lo que se puede colocar en la realidad y lo que el método sugiere

### **C) Antecedentes internacionales**

(Morales, 2010). En la tesis: Criterio de análisis, diseño y ejecución y ejemplos de aplicación sobre sistemas de escaleras de concreto armado. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

En esta investigación el problema es la escasa información de escaleras de concreto armado cuyo objetivo general es realizar un compendio de metodologías del análisis estructural para la construcción de estos elementos de concreto armado finalmente concluyo las escaleras no solo son importantes en las edificaciones estructuralmente sino también arquitectónicamente cumple con los servicios de funcionalidad y comodidad para los usuarios.

(Xoquic, 2016). En la tesis: Centro de rigidez provocado por sistemas de escalera de concreto armado sobre la estructura edificatoria de concreto reforzado (Doctoral dissertation, Universidad de San Carlos de Guatemala).

La presente tesis tiene como problema conocer el comportamiento de los sistemas de escaleras de concreto armado sobre una edificación de concreto armado cuyo objetivo es conocer la interacción entre la escalera y la edificación finalmente concluyo que la influencia de rigidez que aporta el sistema de escalera al nivel es inferior a la influencia del

peso del sistema de escalera lo cual no tiene influencia significativa con respecto al centro de masa del edificio independiente a los sistemas de escalera.

(Bustos & Velásquez 2019). En la tesis: Software para el análisis y diseño de escaleras en concreto reforzado en forma de I, L y U, utilizando el lenguaje de programación Java.

Esta investigación tiene como problema lograr complementar el aprendizaje teórico adquirido por un análisis y diseño estructural de escaleras mediante un software cuyo objetivo tiene por desarrollar un software que permita realizar el análisis y diseño de escaleras en concreto reforzado que servirá en los estudiantes y profesores de distintas universidades para el aprendizaje mejor de estos sistemas. Concluyo que el software diseño para el análisis y diseño de escaleras puede ser complementado con más temas en el área de estructuras permitiendo que el diseño sea más práctico. Permitiendo también un apoyo en la formación de los estudiantes de ingeniería.

## **2.2. Marco conceptual**

### **¿Qué es una escalera?**

Un sistema de escalera es una estructura importante en una edificación la cual es una permite el traslado vertical desde un nivel a otro. Existen diversos tipos de escaleras de concreto armado, los más comunes son las escaleras diseñados como losa; aunque con el avance del tiempo han surgido nuevos sistemas de escaleras de concreto armado, como los apoyados transversalmente, helicoidales, ortopoligonales, apoyados a una viga central, etc. Variando entre ellos por el tipo que apoyos que tienen los mismo. (Álvarez, 2017)

### **Partes de una Escalera:**

- Escalón: formado por la huella y la contrahuella
- Huella: parte horizontal del escalón.
- Contrahuella: parte vertical del escalón.
- Descanso: parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.

### **Parámetros de diseño arquitectónico**

La relación entre la huella y la contrahuella de sistemas de escalera debe ser: la sumatoria de dos veces la contrahuella, más la huella tenga una variación de 0,60 m a 0,64 m. La huella mínima es de 0,25 m y la contrahuella variará según los siguientes parámetros: Para edificios o casas la contrahuella deberá variar entre 0,15 m a 0,18 m. Se recomienda que el ancho del sistema constituya: para viviendas, el ancho mínimo sea de 1,00 m. para sistemas de caracol o helicoidales 0,60 m. Podrán existir pasos en diagonal siempre que a 0,30 del inicio del paso, éste tenga cuando menos 0,28 m. **(ministerio de vivienda, 2006, p. 120)**

### **Escalera helicoidal apoyada a una columna central**

Son sistemas que se emplean generalmente cuando los sistemas de escalera no se pueden apoyar en sus extremos del tramo, sino que se restringe al sistema a un punto de apoyo diseñado para resistir esfuerzos de flexo compresión. Sus escalones están empotrados en una columna central como voladizo que le brinda estabilidad. Por ello, se le considera a estos sistemas que se encuentran empotrados transversalmente. La filosofía de funcionamiento estructural, de este tipo de sistemas, se basa en que cada uno de los escalones se soporta mediante un empotramiento. Debe estar en un elemento rígido y cada escalón trabaja de forma individual sin transmitirse

esfuerzos. Estos esfuerzos ocasionan deformaciones en las secciones de los peldaños debido a los momentos flexionantes. (Xoquic, 2016, p. 09)

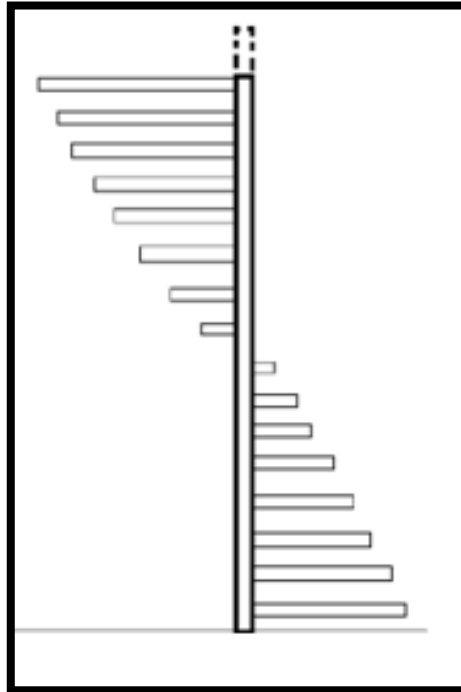


Figura 1. Vista en perfil de escalera helicoidal con apoyo central. Morales (2010).

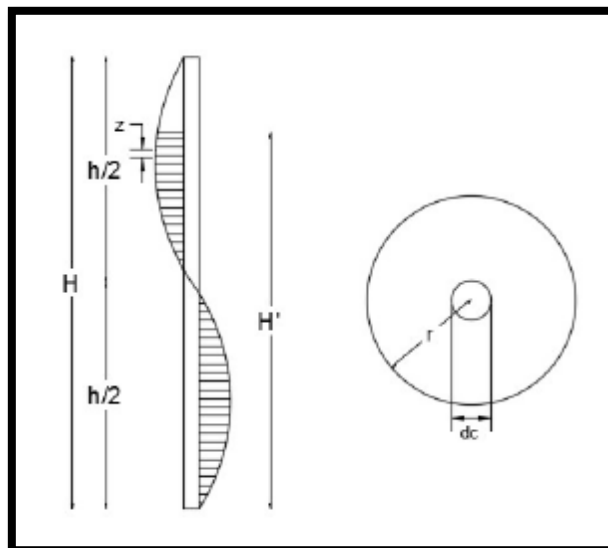


Figura 2. Vista en planta y perfil de escalera helicoidal con apoyo central. Alvarez (2017).



Observamos en la imagen el peldaño en voladizo de la escalera crea un momento de flexión en la columna central, por lo que tendrá que diseñarse mediante un análisis de flexo compresión.

Donde:

$H$  = altura de escalera

$r$  = distancia del radio desde el centro de la columna

$d_c$  = diámetro de la columna

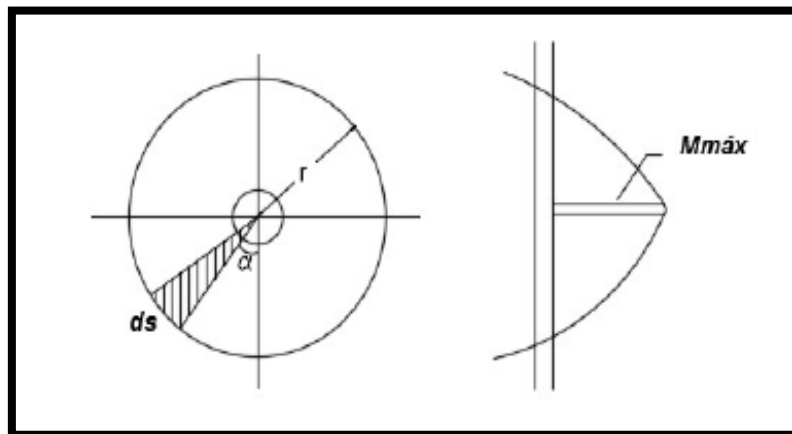


Figura 3. Vista en planta y perfil de escalera helicoidal con apoyo central. Alvarez (2017).

Observamos una escalera con apoyo central en planta de cómo es la distribución del radio en tanto la columna y los peldaños aledaños a esta, también se muestra la gráfica con el momento máximo a lo largo de la escalera.

El momento máximo será cuando  $\alpha = 180^\circ$

$$M_x = \frac{Wr^3}{3} \left(1 - \cos \frac{\pi}{h} z\right)$$

$$M_{\max} = \frac{Wr^3}{3}$$

Con este momento se diseñara el elemento sometido a flexo - compresión.

Tipo de resistencia	Factor de carga de resistencia $\phi$
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y compresión axial con flexión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
excepto para los casos de cargas axiales bajas en los cuales el valor de $\phi$ puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:"	
Para elementos en los cuales $f_y$ no excede 60,000 psi, con refuerzo simétrico y con $(h - d' - d_s)/h$ no menor que 0.70, $\phi$ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para $\phi P_n$ disminuyendo desde $0.10 f'_c A_g$ hasta cero.	
Para otros elementos reforzados $\phi$ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para $\phi P_n$ disminuyendo desde $0.10 f'_c A_g$ o, $\phi P_{nb}$ el que sea menor, hasta cero.	
Cortante y torsión	0.85
Contacto sobre el concreto	0.70

Figura 4. Factores de carga de resistencia ACI. Nilson (2001).

### Análisis y diseño por flexión

Según este análisis el objetivo es conocer el tipo de falla al que se encuentra la sección en la imagen se muestra una sección simplemente reforzada

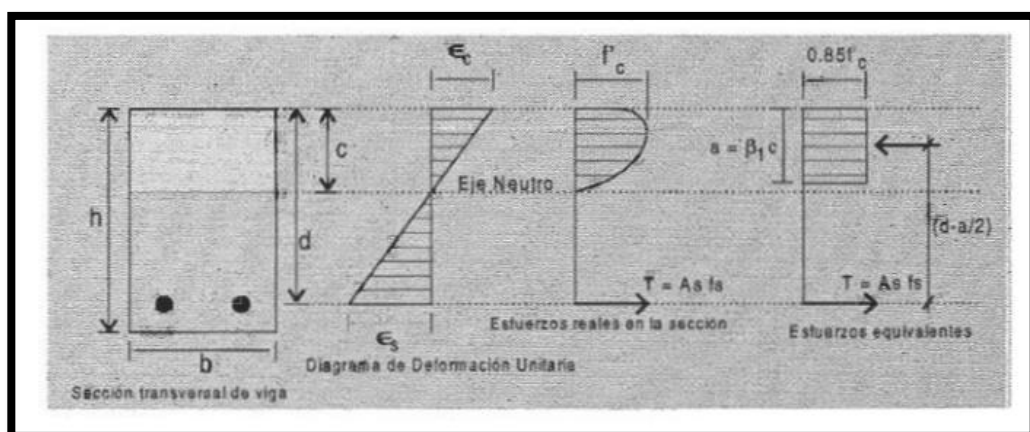


Figura 5. Cargas actuantes en sección de viga. Morales (2006).

Las fuerzas que actúan en la superficie de la viga se disponen de una forma irregular por lo que Whitney opto por considerar a la acción de estas fuerzas en la superficie de la viga como un bloque regular (rectangular) cuyas formas se muestran a continuación. **(Morales, 2006, p. 12)**

Si: $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	$\longrightarrow$	$\beta = 0.85$
Si $f'c > 280 \text{ Kg/cm}^2$	$\longrightarrow$	$\beta$ : disminuirá a razón de 0.05 por 70 $\text{Kg/cm}^2$ de incremento

$\beta$ : será como mínimo 0.65.

- **Viga simplemente reforzada**

Definimos "a" como el diferencial desarrollado en la sección por la fuerzas de compresión.  $f_s$  es la resistencia a la fluencia.

Tipos de fallas:

- ✓ Falla balanceada si el acero y el concreto llegan a su máxima resistencia a la vez.
- ✓ Falla dúctil el acero llega a su máxima resistencia antes que el concreto
- ✓ Falla frágil el concreto llega a su límite antes que el acero

- **Cuantías para el acero en tensión**

Cuantía del acero sometido a tensión ( $p$ )

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Índice para el refuerzo (w):

$$\dot{w} = \rho \frac{F_y}{F_c}$$

En el diseño a flexión evitaremos que el concreto falle antes.

:

- **Cuantía máxima**

$$\rho = 0.75 \rho_b$$

Para alto grado de sismicidad tenemos 0.5  $\rho_b$ . Como máximo

- **Cuantía mínima**

Sera para el mayor de los dos:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{\sqrt{F_c}}{F_y}$$

$f_c$ , y  $f_y$  estarán en términos de kg/cm<sup>2</sup>.

Tenemos finalmente:  $M_u = \phi * b * d^2 * F_c * w * (1 - 0.59 * w)$

Donde "b" y "d" son desconocidos, los cuales el diseñador escogerá apropiadamente.

- **Calculo de acero:**

El cálculo del acero se efectuara con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_c * b}$$

Se tomara "a" como "d/5" para la primera iteración

## Análisis y diseño flexo – compresión

La columna es un elemento estructural que trabaja en compresión, aunque debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también esfuerzos de flexión, corte. **(Morales, 2006)**

- **Falla en columna:**

Las columnas llegan a la falla debido a tres casos: por fluencia inicial del acero, por aplastamiento del concreto y por ocurrir ambas fallas al mismo tiempo (falla balanceada).

- **Columnas cortas :**

Cuando la columna tiene una falla y se deba a su composición se considerara como corta. Según ACI para evitar la esbeltez se deberá tener  $\frac{Kl}{r} < 22$ , podremos asegurar como columna corta.

Dónde: para columnas rectangulares  $r = 0.30h$

Para columnas circulares  $r = 0.25$  (diámetro)

- **Columnas con esfuerzo axial :**

Si tenemos una esfuerzo axial que no sea excéntrico podremos decir que esta columna tendrá su máxima resistencia como elemento vertical; una de las pruebas es que llega a su máxima capacidad cuando la columna solo se deforma aprox. 0.003.

$$P_o = 0.85 \cdot F_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

Tener una columna con excentricidad nula es solo en lo ideal ya que siempre estará afectada a una excentricidad por muchas

razones por eso en el ACI reduce la resistencia a la carga axial de la siguiente manera:

- ✓ Columnas confinadas con flejes:

$$P_n = 0.8 * (0.85 * F_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y)$$

- ✓ Columnas zunchadas:

$$P_n = 0.85 * (0.85 * F_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y)$$

Las expresiones anteriores es la resistencia máxima de carga axial de las columnas. **(Morales, 2006)**

- **Columnas con esfuerzo axial y flexión :**

La flexión se produce porque hay una carga que produce un momento flector actuante, o si la carga axial actuante es excéntrica. La excentricidad (e) es igual a:  $e = M/P$ ; donde P es la carga axial actuante en el centroide plástico de la sección y M el momento flexionante actuante total.

En la figura siguiente se tiene un posible estado de esfuerzo en el concreto y fuerzas del acero en el estado de falla.

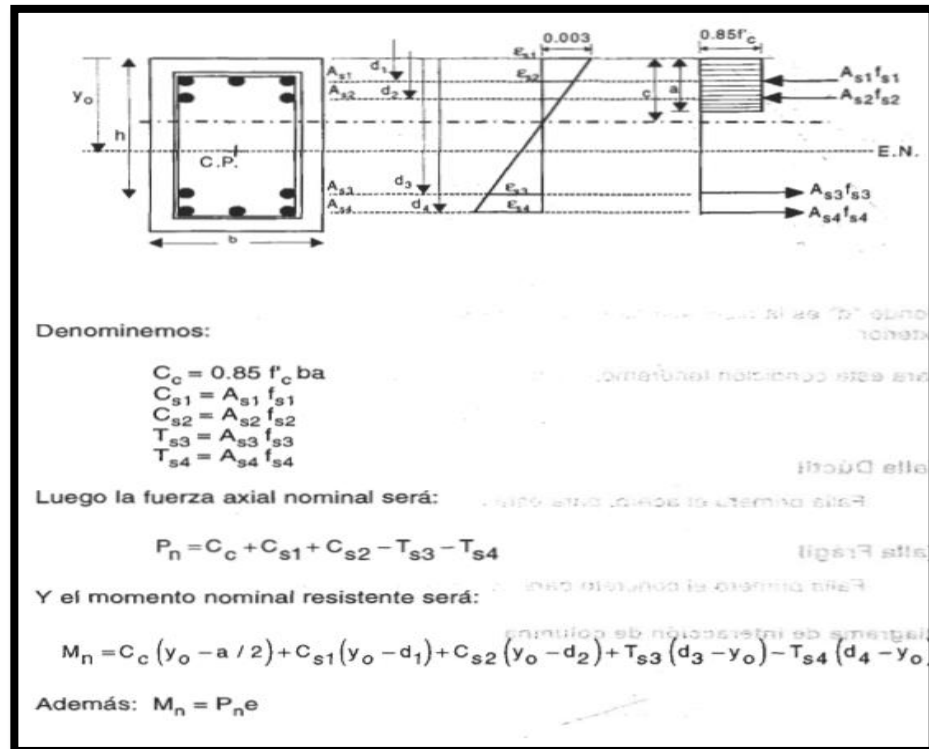


Figura 6. Cargas actuantes en sección de columna. Morales (2006).

- **Condición de falla balanceada :**

Falla balanceada es cuando se produce simultáneamente la falla del concreto y la fluencia del acero.

Tenemos:

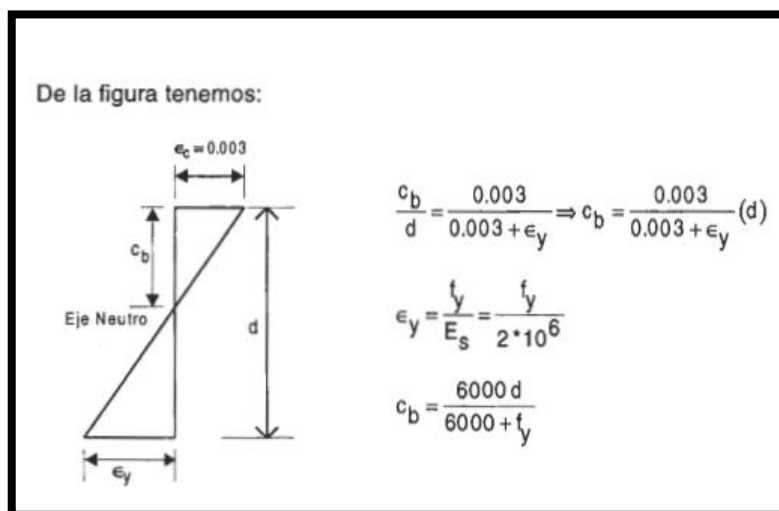


Figura 7. Falla balanceada. Morales (2006).

Donde "d" es la distancia del extremo del elemento al centro de la de la varilla de refuerzo.

Para esta condición tenemos una excentricidad balanceada:

$$e = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

- **Condición de falla dúctil :**

El acero de refuerzo llega primero a su máxima resistencia a la fluencia:  $C < C_b$

- **Condición de falla frágil:**

El concreto es el que llega primero a su límite de resistencia:  $C > C_b$

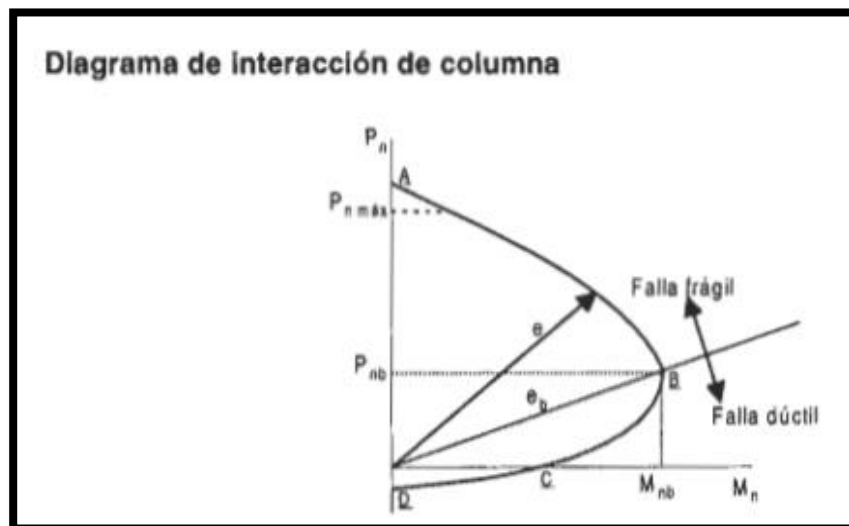


Figura 8. Fallas en el diagrama de interacción. Morales (2006).

El punto A representa la compresión pura, el punto B representa que el acero y el concreto llegan a su límite a la vez, el punto C representa ductilidad, el punto D representa la tensión pura y el tramo de CD de flexo – tensión.



- **Coefficiente de reducción de resistencias en columnas ( $\phi$ ) :**

Para el código ACI tenemos:

**Si:  $P_u > 0.1 \cdot F_c \cdot A_g$**

$\phi = 0.70$  (Para columnas estribadas)

$\phi = 0.75$  (Para columnas zunchadas)

- **Refuerzo máximo y mínimo en columnas :**

El ACI establece:

✓ Refuerzo máximo:  **$A_{st} = 0.08 A_g$**

✓ Refuerzo mínimo:  **$A_{st} = 0.01 A_g$**

- **Distribución de acero longitudinal y transversal :**

**Columna estribada:** Las columnas con estribos rectangulares o circulares requieren cuatro varillas longitudinales como mínimo. También todo el acero longitudinal deberá estar apoyado sobre estribos.

Si los aceros longitudinales son menores a la No.10 el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 3/8", en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 1/2".

Espaciamiento vertical de estribos "S"

$S \leq 16 \phi_p$  ( $\phi_p$  = diámetro de la varilla longitudinal)

$S \leq 48 \phi_{\text{estribo}}$

$S \leq$  menor dimensión de la sección transversal de la columna

Los aceros de refuerzo deberán estar confinados por flejes en forma alternada teniendo como máximo de separación 15 cm.

Para la cortante última:

$$V_u = \frac{M_{n1} - M_{n2}}{L_n} \quad , \quad V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Para la resistencia del concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + 0.0071 \cdot \frac{P}{A_g}\right)$$

Separación de estribos:

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

**Columnas circulares:** para estas columnas el código ACI establece un coeficiente de reducción más favorable de  $\phi = 0.75$  para columnas reforzadas en espiral, en comparación con el valor de  $\phi = 0.70$  para columnas con estribos. Se concluye que las columnas reforzadas en espiral permiten una utilización más económica de los materiales, en particular para excentricidades pequeñas. La muestra de la sección transversal de una columna reforzada en espiral. Dependiendo del  $\square$  de la columna, se colocan de seis a diez o más barras de igual tamaño como refuerzo longitudinal. La distribución de deformaciones en el momento en el cual se alcanza la carga última se presenta en la figura a continuación. Se observar que las barras 2 y 3 están sometidos a deformaciones mucho más pequeñas que las barras 1 y 4. Los

esfuerzos en las cuatro barras pueden determinarse fácilmente.  
**(Nilson, 2001)**

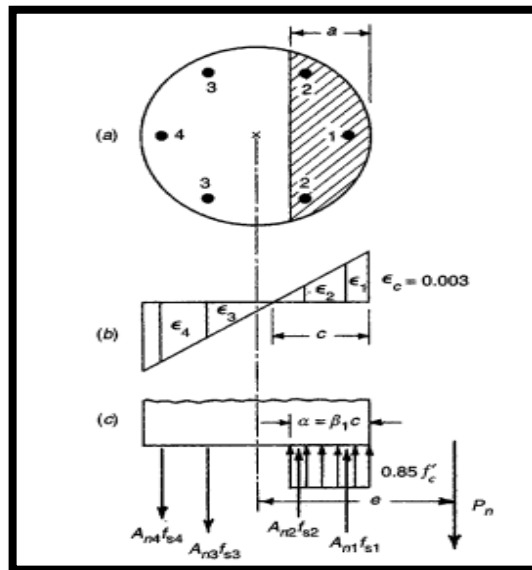


Figura 9. Columna circular sometida a compresión más flexión. Nilson (2001).

### Disposiciones de seguridad del código ACI

Según el código ACI; para columnas,  $\phi P_n \geq P$ , y  $\phi M_n \geq M$ , criterios de seguridad. Para elementos sometidos a compresión axial o a compresión más flexión:

$\phi = 0.70$  para columnas con flejes

$\phi = 0.75$  para columnas reforzadas con espiral

### Análisis y diseño por fuerza cortante

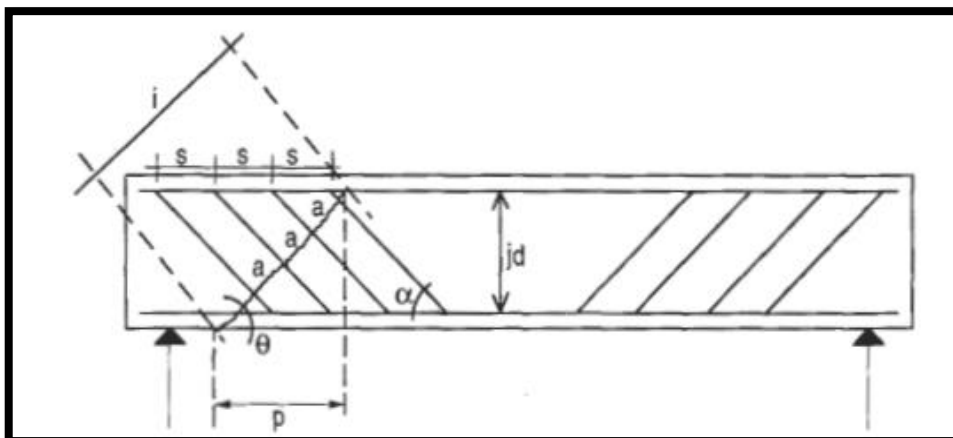


Figura 10. Viga sometida a tensión diagonal. Morales (2006).

**Donde:**

**i** = Distancia de la grieta

**p** = Proyección horizontal de la grieta

**a** = Espaciamiento del refuerzo transversal en sentido de la grieta

**S** = Espaciamiento en sentido lineal del refuerzo transversal

La fuerza cortante para una viga:

$$V_n = V_c + V_s$$

Debido a la fuerza de la tensión diagonal se generan las grietas, lo cual para disipar esta tensión se colocan los estribos.

$$V = V_c + \sum A_v f_v \text{sen} \alpha$$

**A<sub>v</sub>** = Área de acero transversal

**F<sub>v</sub>** = esfuerzo del acero

Si existen "n" refuerzos inclinados dentro de la grieta entonces:

$$V = V_c + \sum n A_v f_v \text{sen} \alpha$$

Siendo:  $n = \frac{i}{a}$

Además:  $i = \frac{p}{\cos \theta}$

Por trigonometría:

$$a = \frac{S \cdot \text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + \theta)}$$

$$a = \frac{S}{\text{sen} \theta (\cot \alpha + \cot \theta)}$$

Reemplazando los valores de "i" y "a" tenemos:

$$n = \frac{p}{S} \cdot \operatorname{tg} \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Para el instante que origina la grieta por tensión diagonal se tiene:

$$\theta = 45^\circ, p = jd = d$$

$$n = \frac{d}{S} \cdot (\cot \alpha + 1)$$

$$V_n = V_c + \frac{d}{S} \cdot (\cot \alpha + 1) \cdot A_v \cdot F_y \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

$$V_n = V_c + \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{S} \cdot (\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha)$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$V_n$  = Fuerza de cortante nominal

$V_u$  = Fuerza de cortante factorada

$$\phi = 0.85$$

- **Fuerza cortante que resiste el concreto ( $V_c$ ) :**

El código ACI establece la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

El código ACI presenta diferentes expresiones para determinar “ $V_c$ ”.

Para elementos sometidos a flexión y corte:

$$V_c = \left( 0.5 \cdot \sqrt{F_c} \cdot 176 p_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Dónde: } p = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Además:  $\frac{Vud}{Mu} \leq 1$

La resistencia máxima del concreto será:

$$V_c \leq 0.93 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

- **Consideraciones de diseño :**

Si la resistencia del apoyo transmite esfuerzos de compresión al elemento entonces a una distancia "d" del apoyo se producirá el máximo esfuerzo cortante. A esta sección se le denominara sección crítica.

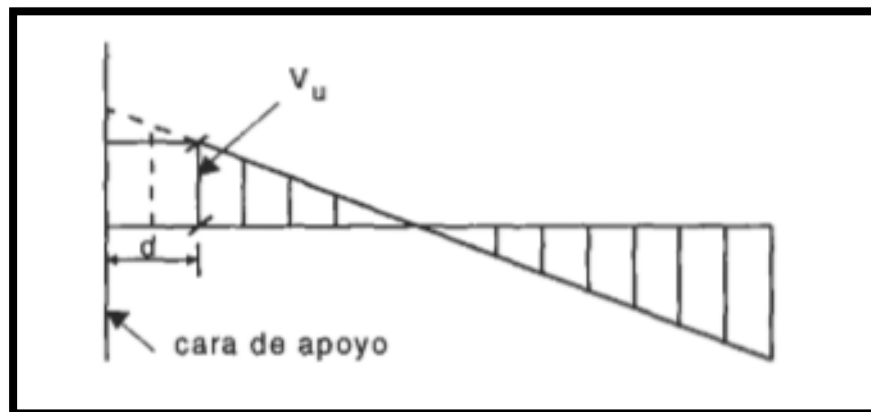


Figura 11. Sección crítica a fuerza cortante. Morales (2006).

Si la resistencia del apoyo transmite tensión diagonal al elemento, la sección crítica se encuentra en la cara de apoyo.

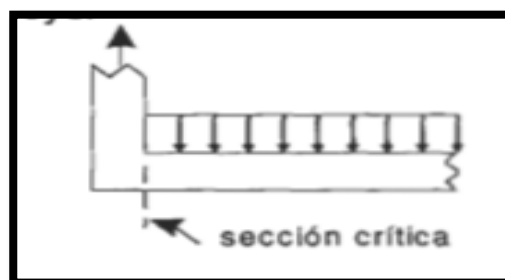


Figura 12. Sección crítica. Morales (2006).

- **Calculo del refuerzo transversal :**

Refuerzo resistente:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$\text{Entonces: } V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} * (\cos \alpha + \text{sen} \alpha)$$

$$\text{Dónde: } S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} * (\cos \alpha + \text{sen} \alpha)$$

Si:  $\alpha = 90^\circ$ , tenemos:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

- **Requisitos mínimos para el diseño por corte :**

✓ Si:  $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ , no necesita refuerzo transversal.

✓ Si:  $V_n \geq \frac{V_c}{2}$  y  $V_n \leq V_c$ , refuerzo transversal mínimo

$$A_{vmin} = 3.5 * b_w * \frac{S}{F_y}$$

$$\text{Dónde: } S \leq \frac{d}{2} \quad \text{y} \quad S \leq 60\text{cm}$$

✓ Si:  $V_n \geq V_c$ , tenemos:

- Si:  $V_s \leq 1.06 * \sqrt{F_c} * b_w * d$ , entonces:  $S \leq \frac{d}{2}$  o  $S \leq 60\text{cm}$

- Si:  $V_s > 1.06 * \sqrt{F_c} * b_w * d$  y  $V_s \leq 2.12 * \sqrt{F_c} * b_w * d$

$$\text{Entonces: } S \leq \frac{d}{4} \quad \text{o} \quad S \leq 30\text{ cm}$$

✓  $V_s > 2.12 * \sqrt{F_c} * b_w * d$ , entonces:

- Cambiar la sección
- Mejorar la calidad del concreto

### Análisis y diseño por fuerza cortante de penetración (punzonamiento)

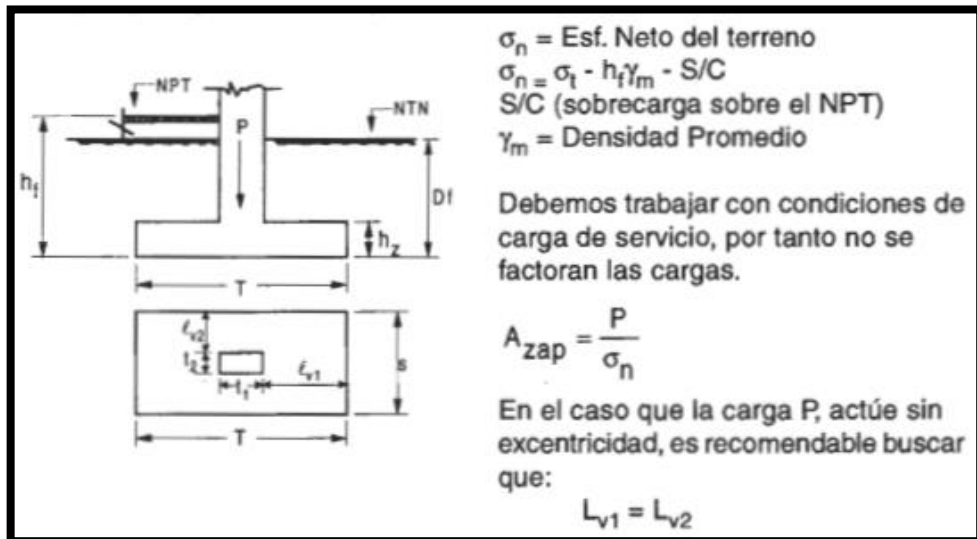


Figura 13. Zapata a esfuerzo cortante. Morales (2006).

Donde:

$$T = \sqrt{Az} + \frac{(T1-T2)}{2}$$

$$T = \sqrt{Az} - \frac{(T1-T2)}{2}$$

- **Dimensionamiento del peralte “hz” de la zapata :**

Para determinar el peralte efectivo de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento).

Esta cortante es resistido por el área equivalente como se muestra en la figura a continuación.

$$Wnu = \frac{Pu}{Azap}$$



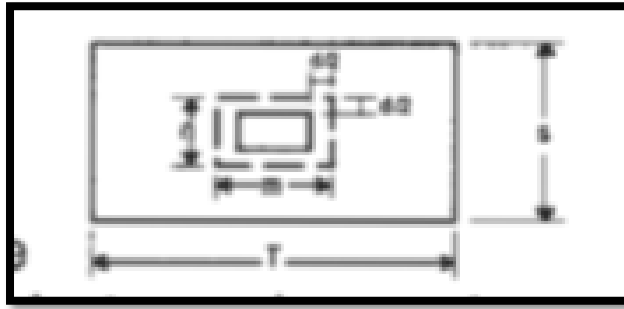


Figura 14. Área de zapata. Morales (2006).

$$V_u = P_u - W_{nu} * m * n$$

$V_u$  = cortante (punzonamiento) actuante

$V_c$  = resistencia al cortante (punzonamiento) en el concreto

$$V_c = V_u / \phi = (P_u - W_u * m * n) / \phi$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} ; \beta_c \leq 2 \quad \text{entonces} \quad V_c = 1.06 * \sqrt{F_c} * b_o * d$$

$$b_o = 2m + 2n \text{ (perímetro de los planos de falla)}$$

Donde:  $\frac{V_u}{\phi} \leq V_c$

Nos dará una expresión en función a "d", que tendremos que resolver

- **Distribución de refuerzo a flexión :**

Las mallas para la zapata aisladas cuadradas serán colocados en forma uniforme en toda la zapata.

Diseño por flexión:

$$M_u = (W_{nu} * S) * Lv^2 / 2$$

$$A_{st} = A_{sl} * T / S$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} \quad ; \quad a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_c * b}$$

$$\text{Separación} = (S - 2r - db) / (n - 1)$$

- **Transferencia de la fuerza en la base de la columna :**

Los esfuerzos y los momentos en la base de la columna es transferido a la zapata por el apoyo sobre el concreto, con refuerzo de acero.

La fuerza de contacto entre la columna y la zapata no deberá exceder la resistencia de aplastamiento del concreto.

Para la columna:  $\phi (0.85 * F_c)$

Para la zapata:  $\phi (0.85 * F_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$  ; siendo:  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

A1 = superficie cargada

A2 = superficie máxima en la zapata es geoméricamente igual al área de la columna

$\phi = 0.70$  para columnas con flejes

Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación:

$$X_o/T = t_1/t_2$$

$$A_2 = T * X_o$$

$$A_o = 2 * A_c \quad ; \quad \text{si } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 * F_c * A_o$$

- **Longitud de desarrollo del refuerzo :**

En este caso la sección crítica para la longitud de desarrollo es la misma que la sección crítica por flexión.

✓ Longitud disponible para cada varilla:  **$L_d = L_v - r$**

✓ Para barras en tensión:

$$\emptyset \leq N^0 \text{ entonces } L_d = 0.06 * \left( \frac{A_b * F_y}{\sqrt{F'c}} \right) \geq 0.0057 * d_b * f_y$$

$\geq 30 \text{ cm}$

✓  $L_{d\Box} = \lambda_d * L_d = 0.8 * L_d$

### 2.3. Definición de términos

**ACI318S:** Instituto americano del concreto donde 318 es el número de comité. "S" es el idioma al que esta traducido (español)

**Carga gravitacional:** Son los elementos sometidos a la aceleración gravitacional la cual son atraídos al centro de la tierra.

**Carga muerta:** Son todos los elementos que forman parte de la estructura que son estáticos inamovibles.

**Carga viva:** Es la carga que está en movimiento como personas, mobiliarios, etc.

**Cuantía de acero:** Es la relación que hay entre el acero con el concreto.

**Acero de refuerzo:** Son varillas de sección redonda el cual su función es restringir el movimiento longitudinal en relación con el concreto que los rodea.

**F'c:** resistencia a la compresión del concreto.

**Fy:** resistencia a la fluencia del acero.

**Contrahuella:** Es la parte del peldaño con nivel diferente.

**Escalón:** Parte de la escalera que sirve para ascender verticalmente.

**Huella:** Parte de la escalera que sirve como apoyo para ascender verticalmente.

## **2.4. Hipótesis**

### **2.4.1. Hipótesis general**

Los resultados del cálculo estructural permiten una eficiente implementación de la metodología para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones

### **2.4.2. Hipótesis específicos**

- a) El análisis por flexo compresión permite evaluar los momentos y las cargas axiales para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado
- b) El análisis por flexión permite evaluar los momentos en el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado
- c) Los esfuerzos cortantes determinan la sección crítica a fuerza cortante en el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado

## **2.5. Variables**

### **2.5.1. Definición conceptual de la variable**

#### **a) Variable independiente (X): Metodología para el diseño estructural:**

Procedimiento que lleva la determinación de la respuesta del sistema estructural ante la sollicitación estáticas de las acciones externas e internas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada; está en función de sus propias características y puede expresarse en función de deformaciones, agrietamiento, esfuerzos, reacciones, etc.

#### **b) Variable dependiente (Y): Escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado:**

Las escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado son sistemas que se emplean generalmente cuando los sistemas de escalera no se pueden apoyar en sus extremos del tramo, sino que dicho sistema se limita a un punto de apoyo diseñado para resistir esfuerzos de flexo compresión. Sus escalones están empotrados en una columna central como voladizo que le brinda estabilidad. La forma estructural para este tipo de escalera se asienta de manera que los peldaños trabajen individualmente mediante un apoyo rígido sin transmitirse esfuerzos.

## 2.5.2. Definición operacional de la variable

**TABLA 1**

<b>Tipo de variable</b>	<b>Nombre de la variable</b>	<b>Definición operacional</b>
<b>Variable Independiente</b>	Metodología para el diseño estructural	Es análisis y diseño estático de acuerdo con los requisitos mínimos del reglamento nacional de edificaciones, ACI y bibliografía confiable para tener la fidelidad en los resultados al momento de realizar el diseño estructural por flexo – compresión, flexión y cortante.
<b>Variable dependiente</b>	Escalera Helicoidal con apoyo central de concreto armado	Sistema de escalera diseñado para que cumpla los estándares mínimos requeridos de servicio para el uso cómodo de la escalera.

### 2.5.3. Operacionalización de la variable

**TABLA 2**

Tipo de variable	Nombre de la variable	Dimensión	Indicador
<b>Variable Independiente</b>	Metodología para el diseño estructural	1. Análisis y diseño por flexo compresión 2. Análisis y diseño por flexión 3. Análisis y diseño por cortante	- Fuerzas axiales - Fuerzas fraccionales - Momentos - Cuantía de acero
<b>Variable dependiente</b>	Escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado	4. Diseño de peldaño 5. Diseño de pasos diagonales	$0.60m \leq 2C+P \leq 0.64m$ Si: $D = 0.3m$ $\rightarrow P \geq 0.28m$

## **CAPITULO III METODOLOGÍA**

### **3.1. Métodos de investigación**

#### **a) Métodos generales:**

El método general de investigación fue el científico ya que para su desarrollo se siguieron procedimientos ordenados con la finalidad de dar solución al problema.

### **3.2. Tipo de investigación**

Por la finalidad, fue una investigación de tipo aplicada, ya que se centra en la resolución de problemas en un contexto determinado, es decir, busca la aplicación o utilización de conocimientos, desde una o varias áreas especializadas, con el propósito de implementarlos de forma práctica para satisfacer necesidades concretas, proporcionando una solución a problemas del sector social o productivo. El cual en este caso vendría a ser los sistemas de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.



### **3.3. Nivel de investigación**

Por la finalidad, la investigación fue de nivel explicativo ya que se orienta a establecer las causas que originan un fenómeno determinado. Al realizar esta investigación de nivel explicativa se pretende analizar cómo las fuerzas externas e internas interactúan en una escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado.

### **3.4. Diseño de la investigación**

Por la finalidad, es una investigación no experimental - transversal ya que no hay manipulación de variables, Se utiliza en la investigación y se centra en analizar cuál es el nivel o estado de una o diversas variables en un momento dado o bien en cuál es la relación entre un conjunto de variables en un punto en el tiempo. Su propósito esencial es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

### **3.5. Población y Muestra**

#### **3.5.1 Población:**

La población estuvo conformada por 2 tipos de escaleras helicoidales: Escaleras Helicoidales doblemente empotrada, escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.

#### **3.5.2 Muestra:**

La muestra seleccionada por conveniencia por lo tanto no probalística está conformada por una escalera helicoidal: escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.6.1 Técnicas de recolección de datos**

Observación

Entrevistas

#### **3.6.2 Instrumento de recolección de datos**

Wincha

Cámara fotográfica

Filmadora

### **3.7. Procesamiento de la información**

ETABS versión 2016

Excel

Word.

Autocad

### **3.8. Técnicas y análisis de datos**

El análisis de datos se evaluara con una serie de cálculos estructurales.

Estos cálculos son:

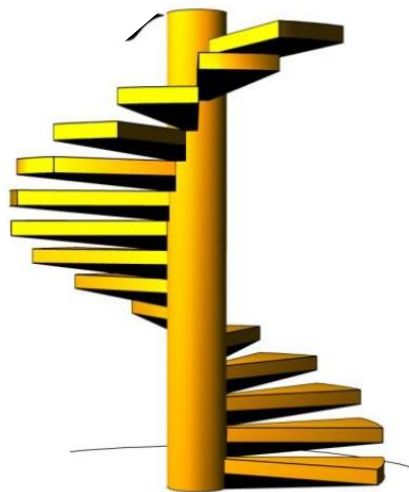
- ✓ Modelamiento tridimensional en software
- ✓ Diseños por flexo compresión
- ✓ Diseños por flexión
- ✓ Diseños por cortante

## CAPITULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1. Escalera helicoidal con apoyo central de concreto armado

En el siguiente grafico se muestra una escalera helicoidal con apoyo central lo cual todo el análisis y diseño estructural será enfocado a este sistema de escalera.



## 4.2. Parámetros utilizados para el análisis y diseño estructural

### 4.2.1. Diseño por flexión

Las vigas de concreto simple son poco eficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tracción en flexión es una pequeña parte de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tracción a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tracción. En una viga de concreto así reforzada, el acero de refuerzo resiste la tracción causada por los esfuerzos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión. **(Nilson, 2001, p. 64)**

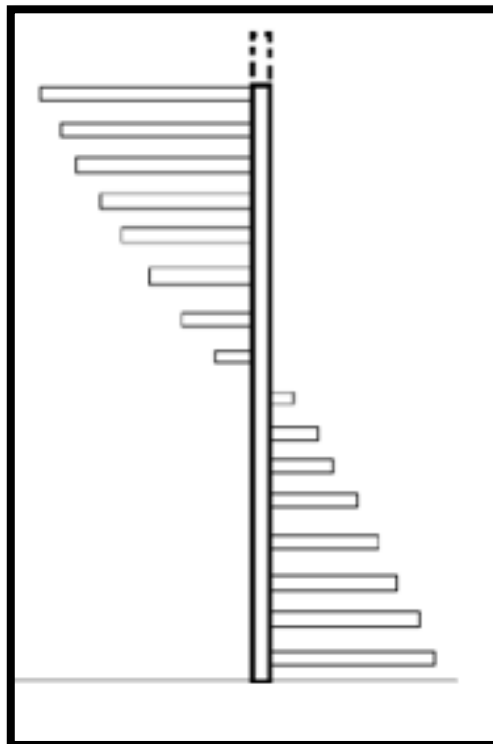


Figura 15. Escalera helicoidal con apoyo central. Morales (2010).

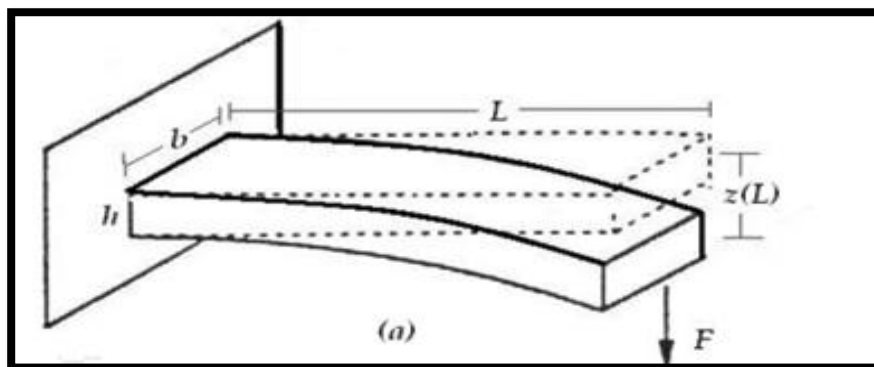


Figura 16. Viga en voladizo. Morales (2010).

Debido a que el volado de la escalera crea un momento de flexión se consideró un análisis y diseño por flexión.

### Diseño por flexo – compresión

Las columnas se definen como elementos que soportan principalmente cargas axiales pero por lo general estas columnas también resisten momentos flectores.

Se dividen en dos tipos: las columnas cortas, en las cuales la resistencia está en función de la resistencia de los materiales que está compuesto y por su característica geometría de la superficie transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia se reduce en sus deflexiones laterales.

Hace algunos años, un estudio conjunto del ACI y la ASCE señalaba que el 90 por ciento de las columnas arriostradas contra desplazamiento lateral y el 40 por ciento de las no arriostradas podrían diseñarse como columnas cortas. El arriostamiento lateral efectivo, que evita el movimiento lateral relativo de los dos extremos de una columna. (Nilson, 2001, p. 242)

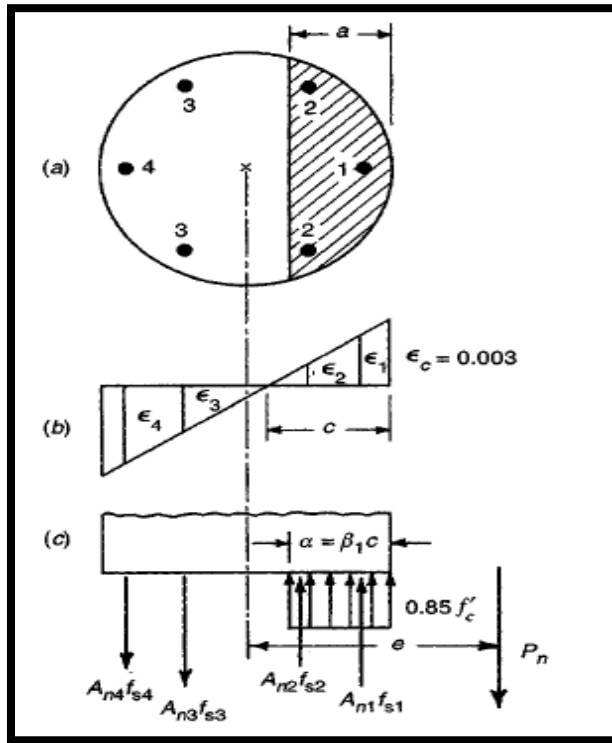


Figura 17. Columna sometida a compresión más flexión. Nilson (2001).

Dado el elemento de concreto armado, con un área de acero, hay combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. Lo que se busca en el diseño por flexo - compresión es determinar el lugar coordinado de estas combinaciones ( $M_u$ ,  $P_u$ ) para establecer el punto de falla para la capacidad de la sección; a estos puntos se les denomina Diagrama de Interacción". (Pajares & Leon, 2010)

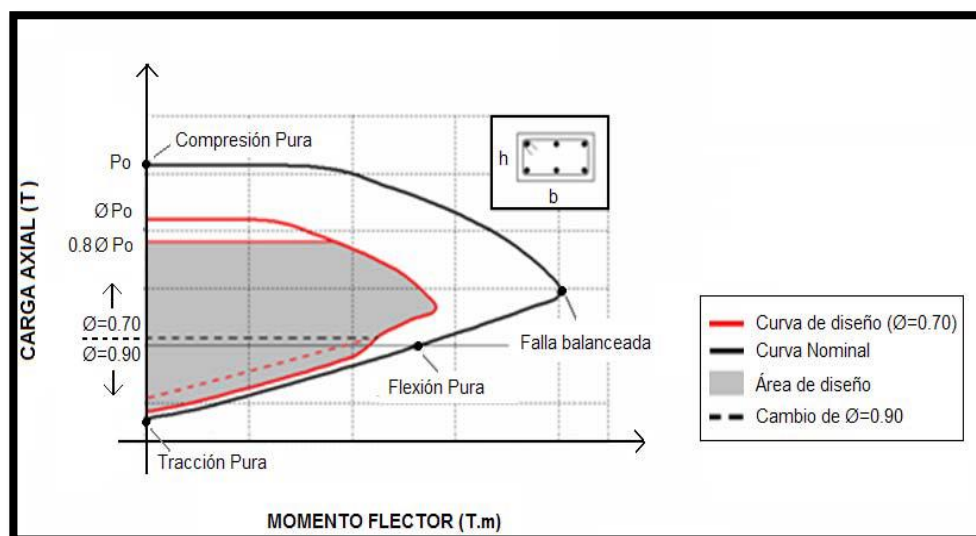


Figura 18. Diagrama de interacción. Pajares & León (2006).

La línea negra continua es el par coordenado ( $M_u$ ,  $P_u$ ) que resiste la sección  $b \times h$ . La línea roja continua es la parábola de diseño afectada al coeficiente de reducción ( $\phi=0.70$ ).

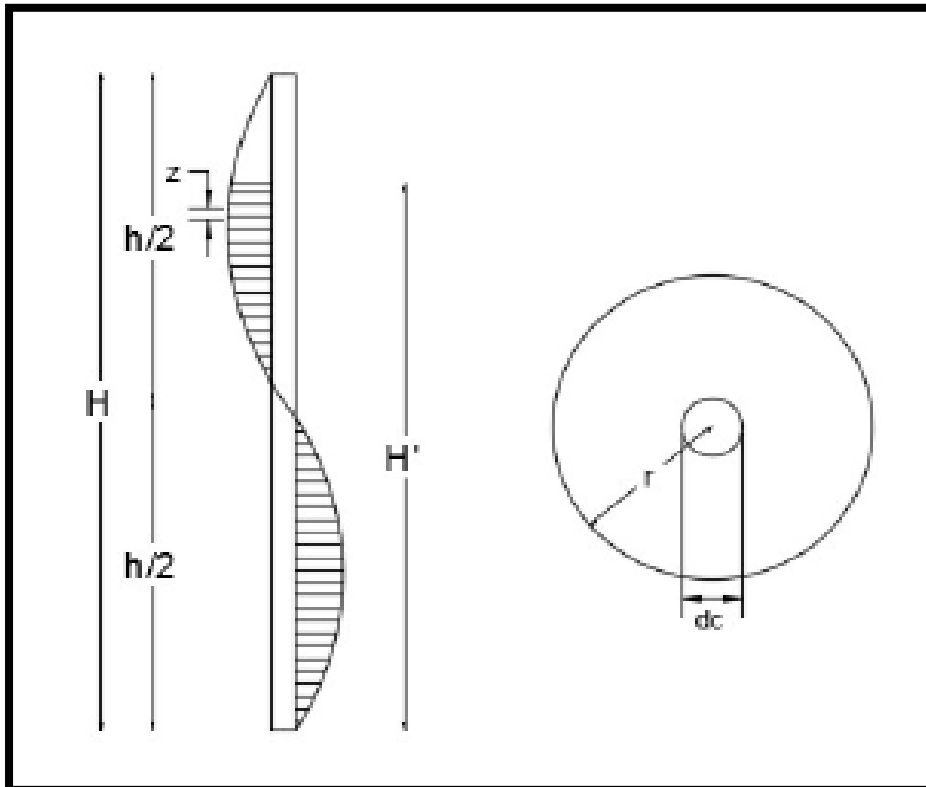


Figura 19. Apoyo central sometida a esfuerzos de flexo - compresión. Álvarez (2017).

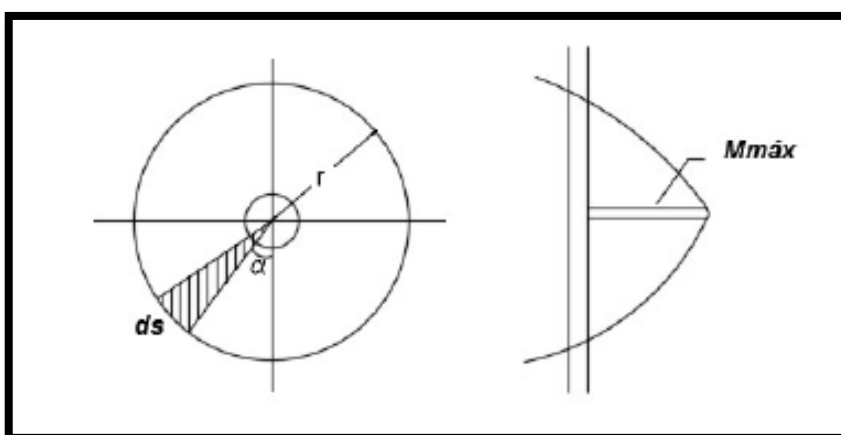


Figura 20. Apoyo central sometida a esfuerzos de flexo - compresión. Álvarez (2017).

Debido a que el volado de la escalera crea momento flexionante y a la vez este es transmitido a la columna; se consideró para el diseño del elemento central un análisis y diseño por flexo – compresión.

Donde el momento máximo se producirá cuando  $\alpha = 180^\circ$

$$M_x = \frac{Wr^3}{3} \left( 1 - \cos \frac{\pi}{h} z \right)$$

$$M_{\max} = \frac{Wr^3}{3} \quad ; \quad \text{será a la mitad de un ciclo completo}$$

#### 4.2.2. Diseño por fuerza cortante

La resistencia a la fuerza cortante es proporcionada por la resistencia del concreto y acero.

Si la reacción del apoyo induce compresión al elemento y no existe carga concentrada entre la cara del apoyo y una sección ubicada a “d” de ella, entonces este tramo se diseñara para un cortante último que corresponde a la sección ubicada a “d” de la cara de apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra a mayor cortante de diseño del elemento. **(Morales, 2006, p. 61)**



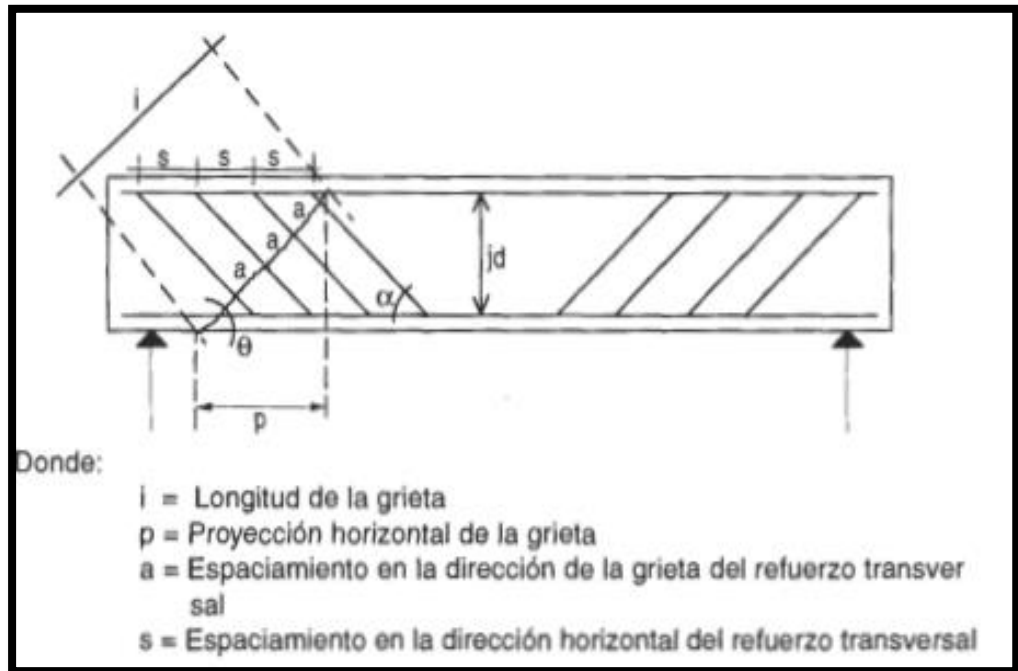


Figura 21. Viga sometida a tensión diagonal. Morales (2006).

Debido al apoyo empotrado que hay entre el elemento central y el volado se requiere un análisis y diseño por corte en los dos elementos estructurales.

Por otro lado para las columnas, el refuerzo transversal se necesita para impedir que las barras longitudinales esbeltas sometidas a altos esfuerzos presenten pandeo hacia afuera,

#### 4.2.3. Diseño por fuerza cortante de penetración (punzonamiento)

Después de determinar la presión de contacto admisible “ $q$ ” y de la amplificación de cargas de servicio determinamos el peralte “ $h$ ” de zapata lo cual depende de la cortante por penetración; para lo cual tenemos que tener presente que esta misma se flexiona en las 2 direcciones primordiales. Sin embargo, en contraste con losas de piso y de cubierta en dos direcciones, por lo general no es económico utilizar refuerzo a cortante en zapatas. En zapatas se distinguen dos tipos diferentes de resistencia a cortante: cortante en dos direcciones o por

punzonamiento y cortante en una dirección o por acción de viga. (Nilson, 2001)

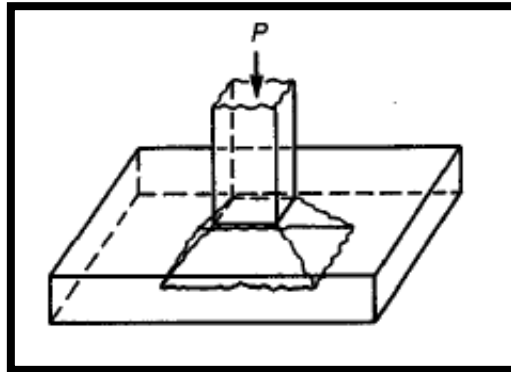


Figura 22. Zapata sometida a fuerza cortante. Nilson (2001).

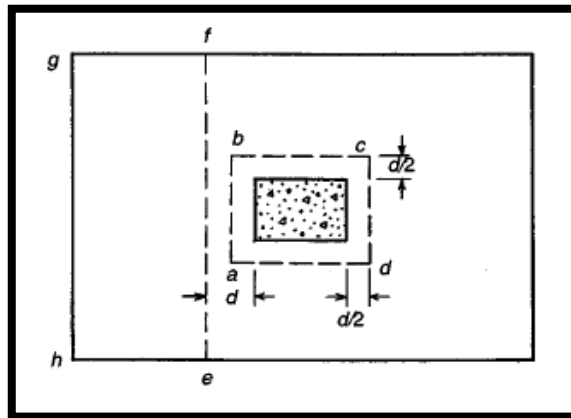


Figura 23. Área de zapata por punzonamiento. Nilson (2001).

Debido a la fuerza cortante por penetración se debe verificar el peralte de la zapata del elemento central por un análisis y diseño por cortante (punzonamiento).

#### 4.3. Consideraciones arquitectónicas para escalera

La relación entre la huella y la contrahuella de sistemas de escalera debe ser: la sumatoria de dos veces la contrahuella, más la huella tenga una variación de 0,60 m a 0,64 m. La huella mínima es de 0,25 m y la contrahuella variará según los siguientes parámetros: Para edificios o casas la contrahuella deberá variar entre 0,15 m a 0,18 m.

Se recomienda que el ancho del sistema constituya: para viviendas, el ancho mínimo sea de 1,00 m. para sistemas de caracol o helicoidales 0,60 m. Podrán existir pasos en diagonal siempre que a 0,30 del inicio del paso, éste tenga cuando menos 0,28 m. Así mismo la altura mínima de piso terminado a cielo raso será de 2.30m. **(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento & Sencico, 2006, p. 120)**

En consideración en lo anterior tenemos:

- ✓ Altura de escalera por nivel = 2.50m
- ✓ Huella = 0.30m
- ✓ Contra huella = 0.18m
- ✓ Diámetro de apoyo central = 0.40m
- ✓ Radio de escalera = 1.20m
- ✓ Espesor de escalón = 0.10m

Se empleará un conjunto de vigas que constituirán los peldaños de la escalera helicoidal.

#### **4.4. Consideraciones para el diseño estructural**

##### **4.4.1. Materiales empleados**

**Concreto:** la resistencia a la compresión del concreto será  $f'c = 210$  Kg/cm<sup>2</sup>. Se asume un suelo en condiciones normales, por lo que se emplea cemento Tipo I para su fabricación.

**Acero:** Se utiliza acero grado 60 en varillas corrugadas con una resistencia a la fluencia del acero de  $Fy = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.

**TABLA-3:** Características de varillas de acero (SIDER PERU)

TABLA N° 2. BARRAS CORRUGADAS PARA REFUERZO - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS								
N° BARRAS	ø (PULG.)	DIAMETRO BARRA (cm)	PRIMETRO P(cm)	AREA As (cm <sup>2</sup> )	PESO W(kg/m)	e (cm)	h (cm)	C (cm)
2	1/4"	0.6	2	0.28	0.22	0.42	0.024	0.235
-	8 mm	0.8	-	0.5	0.395	0.56	0.032	0.314
3	3/8"	0.95	3	0.71	0.56	0.67	0.038	0.36
4	1/2"	1.27	4	1.29	0.994	0.88	0.051	0.49
5	5/8"	1.59	5	1.99	1.552	1.11	0.071	0.61
6	3/4"	1.91	6	2.84	2.235	1.33	0.097	0.73
8	1"	2.54	8	5.1	3.973	1.78	0.127	0.97
11	1 3/8"	3.58	11	10.06	7.907	2.51	0.18	1.37

#### 4.2.1. Normas técnicas para el diseño

El Reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Suëlos y Cimentaciones (E.050) y Concreto Armado (E.060), guía el diseño estructural de la presente tesis.

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020. Para el caso de la Carga Viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación y del tipo de ambiente.

En el análisis no se considera la alternancia de carga viva, ya que su magnitud no es importante comparada con la carga muerta, como si lo es en estadios, escuelas, etc.

La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del concreto, piso terminado.

#### 4.5. Diseño estructural en concreto armado

##### 4.5.1. Factores de amplificación y cargas de servicio

Los elementos de concreto armado se diseñan por el "Diseño por resistencia", que consiste en aplicar coeficientes de amplificación a las cargas de servicio y factores de reducción a la resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 10.2 de la norma E.060. Que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM).

**TABLA-4:** Combinación de diseño

<b>COMB1</b>	<b>1.4CM + 1.7CV</b>
<b>COMB 2</b>	<b>1.25(CM + CV) +/- SX</b>
<b>COMB 3</b>	<b>1.25(CM + CV) +/- SY</b>
<b>COMB 4</b>	<b>0.9CM +/- SX</b>
<b>COMB 5</b>	<b>0.9CM +/- SY</b>
<b>ENVOLVENTE</b>	<b>COMB1,2,3,4,5</b>

Los factores de reducción de resistencia ( $\Phi$ ) se establecen en el artículo 10.3 de la norma E.060. Su valor depende del tipo de cargas actuantes sobre el elemento:

**TABLA-5:** Factores de reducción de acuerdo al RNE: E-060

<b>N°</b>	<b>Casos de cargas</b>	<b><math>\Phi</math></b>
<b>1</b>	Diseños en flexión	0.90
<b>2</b>	Diseños por flexo - compresión	
	2.1 Elementos con refuerzo en espiral	0.75
	2.1 Otros elementos	0.70
<b>3</b>	Cortante sin y con torsión	0.85
<b>4</b>	Aplastamiento al concreto	0.70

#### 4.5.2. Análisis y diseño por flexión

En el diseño por flexión debemos saber que la falla dúctil es la deseable con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones. ( $\Phi = 0.90$ )

- Cuantía de acero en tracción:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

- Cuantía máxima:

$$\rho \text{ máx.} = 0.75 \rho_b$$

- Cuantía mínima:

$$\rho \text{ min.} = \frac{14}{f_y} \quad ; \quad \rho \text{ min.} = 0.8 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

- Momento último:

$$M_u = \Phi M_n$$

Donde:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b}$$

a = profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto

$$w = \frac{\rho * f_y}{f_c}$$

w: cuantía mecánica:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

As: área de acero

$$M_u = \Phi * b * d^2 * f_c * w * (1 - 0.59w)$$

#### 4.5.3. Análisis y diseño por flexo – compresión

La columna es un elemento vertical que soporta cargas axiales pero debido a diferentes razones de estructuración también deberá soportar esfuerzos de flexión y corte.

- **Falla en columna:**

Las columnas presenta tres casos de fallas: por fluencia inicial del acero, por aplastamiento del concreto y por falla balanceada.

- **Columnas cortas :**

Cuando la columna tiene una falla y se deba a su composición se considerará como corta. Según ACI para evitar la esbeltez se deberá

tener  $\frac{Kl}{r} < 22$ , podremos asegurar como columna corta.

Dónde: para columnas rectangulares  $r = 0.30h$

Para columnas circulares  $r = 0.25(\text{diámetro})$

- **Columnas con carga axial :**

$$P_o = 0.85 * F_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

P<sub>o</sub>: Resistencia nominal

F<sub>c</sub>: resistencia a la compresión

A<sub>g</sub> : área de sección bruta

A<sub>st</sub>: área de refuerzo

F<sub>y</sub> : resistencia a la fluencia

- **Columnas con carga axial y flexión:**

$$A_g = b \cdot h$$

$A_g$  : área bruta

$$A_{s \text{ min.}} = 0.01 \cdot A_g$$

$A_{s \text{ min.}}$  : área de acero mínimo

$$A_{s \text{ máx.}} = 0.08 \cdot A_g$$

$A_{s \text{ máx.}}$  : área de acero máximo

$$C_b = \frac{6000 \cdot d}{6000 + F_y}$$

$C_b$  = distancia al eje neutro

$$a_b = 0.85 \cdot C_b$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{25 - a}{25}\right)$$

$\theta$  : ángulo de proyección de área en compresión

$$A_c = r^2 \cdot (\theta - \cos\theta \cdot \text{sen}\theta)$$

$A_c$ : área en compresión del concreto

$$C_c = 0.85 \cdot F'_c \cdot A_c$$

$C_c$ : fuerza en el concreto

$$\text{Brazo} = \frac{2 \cdot r^3 \cdot \text{sen}\theta^3}{3 \cdot A_c} \quad ; \text{ brazo de palanca de fuerza en el concreto}$$

$$F_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c}\right)$$



Fsi: resistencias a la fluencia

$$C_{Si} = A_{Si} \cdot F_{Si} \quad ; \quad T_{Si} = A_{Si} \cdot F_{Si}$$

Csi , Tsi: fuerzas de compresión y tensión en el acero

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_i - T_{s1} - T_{s2}$$

Pn: carga nominal

$$M_{nb} = C_c \cdot b \cdot r + C_{si}(r - d_i) + T_{si}(d_i - r)$$

Mn: momento nominal

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad ; \quad \text{excentricidad balanceada}$$

**M máx. = (2/3) \* W r<sup>3</sup>** ; momento máximo que se produce en la columna

- **Refuerzo transversal:** Para las columnas, el refuerzo transversal se necesita para impedir que las barras longitudinales sometidas a altos esfuerzos presenten pandeo hacia afuera.

$$V_u = \frac{M_{n1} - M_{n2}}{L_n} \quad , \quad V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad ; \quad \phi = 0.85$$

Vu: Fuerza cortante

Vn: Fuerza cortante nominal

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + 0.0071 \cdot \frac{P}{A_g}\right)$$

Vc: resistencia del concreto

- **Requisitos mínimos para el diseño por corte :**

✓ Si:  $V_n \leq \frac{V_c}{2}$  , no necesita refuerzo transversal.

✓ Si:  $V_n \geq \frac{V_c}{2}$  y  $V_n \leq V_c$ , refuerzo transversal mínimo

Dónde:  $S \leq \frac{d}{2}$  y  $S \leq 60\text{cm}$

✓ Si:  $V_n \geq V_c$ , tenemos:

- Si:  $V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$ , entonces:  $S \leq \frac{d}{2}$  o  $S \leq 60\text{cm}$

- Si:  $V_s > 1.06 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$  y  $V_s \leq 2.12 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$

Entonces:  $S \leq \frac{d}{4}$  o  $S \leq 30\text{cm}$

✓  $V_s > 2.12 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$ , entonces:

- Cambiar la sección

- Mejorar la calidad del concreto

#### 4.5.4. Análisis y diseño por fuerza cortante

El diseño por fuerza cortante consiste en darle resistencia al elemento debido a las tensiones diagonales que presenta el elemento para poder suplir rajaduras en la estructura.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde  $V_u$  es la resistencia última que afecta la sección y  $V_n$  es su resistencia nominal.  $V_n$  está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = W_u \cdot L_v$$

$W_u$ : carga distribuida

$L_v$  : Longitud de volado

$$V_{ud} = V_u - W_{ud}$$

Vud: resistencia ultima de diseño

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento. Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cmax} = 0.93 \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$$

- **Requisitos mínimos para el diseño por corte :**

✓ **Si:  $V_n \leq \frac{V_c}{2}$**  , no necesita refuerzo transversal.

✓ **Si:  $V_n \geq \frac{V_c}{2}$**  y  **$V_n \leq V_c$** , refuerzo transversal mínimo

$$A_{vmin} = 3.5 \cdot b_w \cdot \frac{S}{F_y}$$

Dónde:  **$S \leq \frac{d}{2}$**  y  **$S \leq 60\text{cm}$**

✓ **Si:  $V_n \geq V_c$**  , tenemos:

- **Si:  $V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$**  , entonces:  **$S \leq \frac{d}{2}$**  o  **$S \leq 60\text{cm}$**

- **Si:  $V_s > 1.06 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$**  y  **$V_s \leq 2.12 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$**

Entonces:  **$S \leq \frac{d}{4}$**  o  **$S \leq 30\text{ cm}$**

✓  **$V_s > 2.12 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_w \cdot d$**  , entonces:

- Cambiar la sección

- Mejorar la calidad del concreto

#### 4.5.5. Análisis y diseño por fuerza cortante de penetración

- **Dimensionamiento de la altura “hz” de la zapata :**

La condición para determinar el peralte efectivo de la zapatas se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (cortante por punzonamiento).

$$V_u / \phi = V_c$$

$$V_c = V_u / \phi = (P_u - W_u * m * n) / \phi$$

$$V_u = P_u - W_u * m * n$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{F_c} * b_o * d$$

$V_u$  : cortante por punzonamiento actuante

$V_c$  : resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto

$$\sigma_n = \sigma_t - hf \gamma_m - S/C$$

$\sigma_n$  : esfuerzo neto del terreno

S/C: sobrecarga sobre el NPT

$\gamma_m$ : densidad promedio del suelo

$P_u$  : carga ultima amplificada

$$A_{zap} = P / \sigma_n \quad ; \quad T = \sqrt{A_z} + \frac{(T_1 - T_2)}{2} \quad ; \quad S = \sqrt{A_z} - \frac{(T_1 - T_2)}{2}$$

$$L_{v1} = L_{v2}$$

A zap: área de zapata

T1 : base columna

T2 : peralte de columna

L<sub>v1,2</sub> : Longitud de volado de zapata

- **Verificación de fuerza cortante :**

$$V_c > V_n$$

$$V_{du} = (W_{nu} * S) * (L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi \quad ; \quad \phi = 0.85$$

$W_{nu}$  : reacción neta del terreno

$V_{du}$  : cortante ultimo de diseño

$d$  : peralte efectivo

$V_n$  : fuerza cortante nominal

- **Diseño por flexión :**

$$M_u = (W_{nu} * S) * L_v^2 / 2$$

$$A_{st} = A_{sl} * T / S$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} \quad ; \quad a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_c * b} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

$$\text{Separación} = (S - 2r - db) / (n - 1)$$

$M_u$ : momento ultimo

$S$  : longitud de la lado menor de zapata

$L_v$  : longitud de volado de zapata ( $L_{v1} = L_{v2}$ )

$A_{sl}$  : área de acero longitudinal

$A_{st}$  : área de acero transversal

$T$  : longitud mayor de zapata

$A_s$  : área de acero

$F_y$  : resistencia a la fluencia del acero

$F_c$  : resistencia a la compresión del concreto

$d$  : peralte efectivo

$a$  : profundidad de bloque equivalente a la compresión del concreto

$db$  : diámetro de varilla

r : recubrimiento

n : # de varillas

- **Longitud de desarrollo :**

$$L_d < L_{disp}$$

$$L_d = L_v - r$$

Dónde: r : recubrimiento

Ldisp: longitud disponible para cada barra

Para barras en traccion:

$$L_d = 0.06 * \left( \frac{A_b * F_y}{\sqrt{F_c}} \right) \geq 0.0057 * d_b * f_y$$
$$\geq 30 \text{ cm}$$

Dónde: longitud de desarrollo

$$L_{d\Box} = 0.8 * L_d$$

Ld $\Box$ : Longitud de diseño

- **Resistencia al aplastamiento sobre la columna :**

$$P_n < P_{nb}$$

$$P_n = P_u / \phi ; \phi = 0.70$$

$$P_{nb} = 0.85 * F_c * A_g$$

Pnb: resistencia al aplastamiento en la columna

Pn : carga nominal

- **Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación :**

$$P_n < P_{nb}$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$$

**A1** = área cargada

**A2** = área máxima en la zapata es geoméricamente igual al área de la columna

$$Xo/T = t1/t2$$

Xo: longitud menor de la superficie de apoyo

t1: base de columna

t2: peralte de columna

$$A2 = T * Xo$$

$$Ao = 2 * Ac \quad ; \quad \text{si } \sqrt{\frac{A2}{A1}} \geq 2$$

$$Pnb = 0.85 * F'c * Ao$$

Ac: área de columna

#### 4.6. Procedimiento de cálculo

Ya habiendo definido los datos físicos y mecánicos a utilizar en este tipo de escaleras, por lo cual se procede a realizar el análisis y el diseño de la estructura paso a paso para la edificación ubicada en la Av. Los amautas – Psje. Los aymaras 893 – JPV – El tambo – Hyo.:

##### 4.6.1. Determinación de factores sísmicos

Para determinar las cargas laterales en el programa etabs será necesario determinar “ZUSC/R” y el factor “K” para introducir al programa dichos valores para lo cual tenemos:

**TABLA-6:** Factores sísmicos obtenidos de la norma E-030

<b>Z =</b>	0.35	zona 3
<b>U. =</b>	1.00	uso común
<b>hn =</b>	12.50	altura edificación
<b>Ct =</b>	60.00	albañilería
<b>T =</b>	0.21	periodo fundamental de la estructura
<b>S =</b>	1.00	suelo
<b>TP =</b>	0.40	periodo de suelo
<b>TL =</b>	2.50	periodo para el factor "C"
<b>C =</b>	2.50	coeficiente sísmico
<b>R =</b>	3.00	albañilería (factor de reducción)
<b>ZUSC/R =</b>	0.292	
<b>K =</b>	1.00	

#### 4.6.2. Diseño de voladizo

El presente diseño estructural se presenta el diseño en flexión y corte de la viga en voladizo que servirá como peldaños para este sistema de escalera.

##### a) Pre dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento de la viga en voladizo se tendrá en cuenta las dimensiones mínimas según el RNE.A – 010

$$0.60 \text{ m} \leq 2C+P \leq 0.64 \text{ m}$$



**TABLA-7:** Datos generales de escalera

<b>F'c=</b>	<b>210 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>β1=</b>	<b>0.85</b>
<b>Fy=</b>	<b>4200 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Radio de escalera=</b>	<b>1.20 m</b>
<b>b=</b>	<b>1.00 m</b>
<b>P. acabados=</b>	<b>100 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Sobrecarga S/C=</b>	<b>400 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Altura de escalera=</b>	<b>2.5 m</b>
<b>Contra paso tentativo=</b>	<b>0.17 m</b>
<b>N° gradas=</b>	<b>15</b>
<b>Paso=</b>	<b>0.30 m</b>
<b>Contra paso=</b>	<b>0.17 m</b>

De los datos considerar:

- **CP** = 0.17 m

- **P** = 0.30 m

#### **b) Determinación de momentos**

Como se puede observar en la imagen, la determinación de los momentos se efectuó por medio del programa ETABS. Por lo que el momento flector actuante en los peldaños en voladizo es:

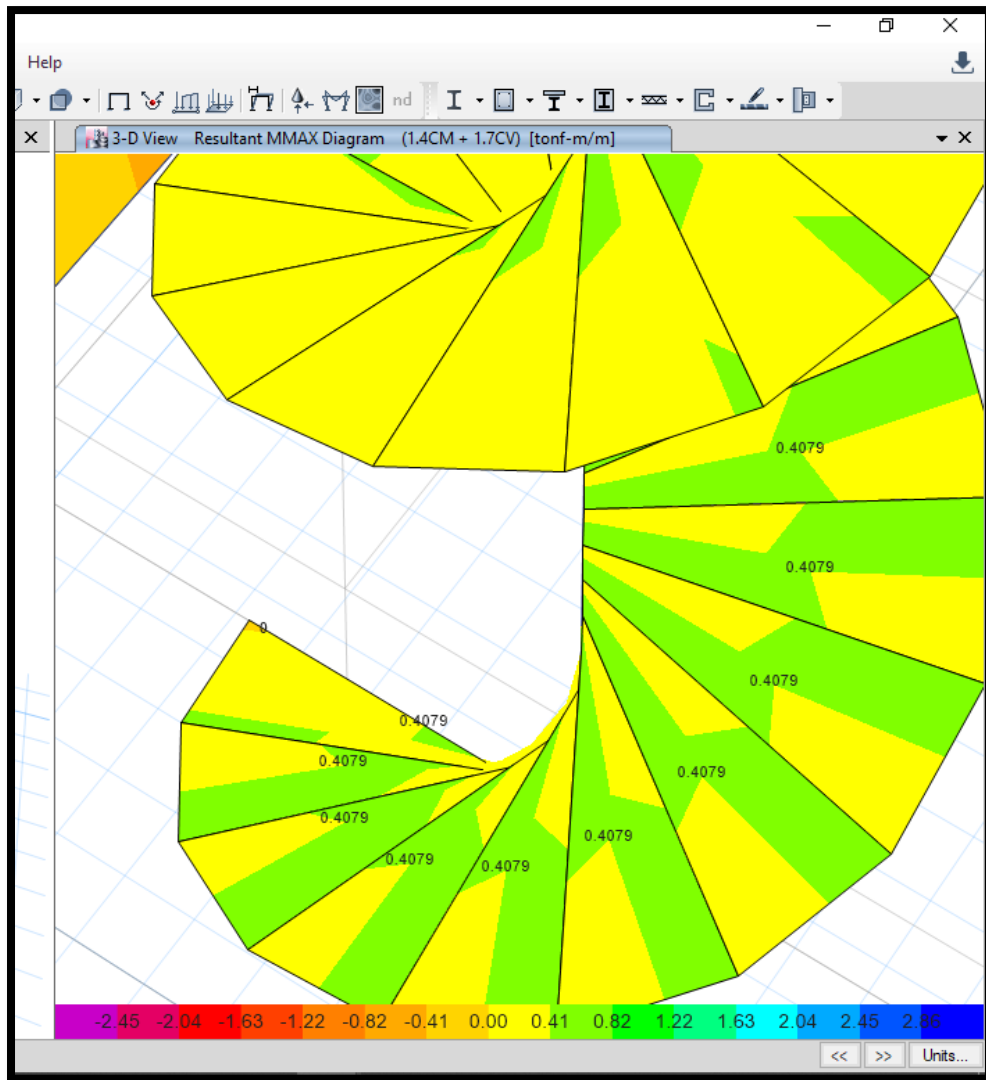


Figura 24. Momento en voladizo. Fuente propia.

Se tomara para la combinación de cargas según E – 060,  $1.4PD + 1.7PL$ , ya que para esta combinación se tiene un momento mayor que las otras combinaciones.

<b>Momento amplificado</b>
<b>0.408 Tn-m</b>

**c) Diseño por flexión**

Determinación y verificación de las cuantías de diseño; con  $\phi = 0.90$

$$\rho b = 0.85 \frac{F_c}{F_y} \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$\rho \text{ máx.} = 0.75 \rho b$$

$$\rho \text{ diseño} = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho \text{ min.} = \frac{14}{F_y} \quad ; \quad 0.8 \frac{\sqrt{F_c}}{F_y}$$

$$\omega = \frac{\rho \cdot F_y}{F_c}$$

$$M_u = \phi \cdot b d^2 F_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$h = d + \frac{\phi}{2} + \phi \text{est.} + \text{recub.}$$

**TABLA-8:** Cuantías de acero

$\rho b =$	0.0213
$\rho \text{ máx.} =$	0.016
$\rho \text{ diseño} =$	0.00935
$\rho \text{ min} =$	0.00276 ; 0.00333
$\omega =$	0.319
$d =$	5.272
$h =$	8.70

$$\rho \text{ máx.} \geq \rho \text{ diseño} \quad \longrightarrow \quad \text{CONFORME}$$

$$\rho \text{ diseño} \geq \rho \text{ min.} \quad \longrightarrow \quad \text{CONFORME}$$

**USAR:**  $h = 10 \text{ cm}$

**USAR:**  $d = 6.58 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad ; \quad a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F_c \cdot b}$$

**TABLA-9:** Iteraciones

<b>MU =</b>	0.408 Tn-m
<b>As =</b>	1.82 cm <sup>2</sup>
<b>As =</b>	1.84 cm <sup>2</sup>
<b>As =</b>	1.84 cm <sup>2</sup>
<b>Usaremos As =</b>	1.84 cm <sup>2</sup>
<b>Considerando Ø =</b>	1/2"
<b>n =</b>	1.43

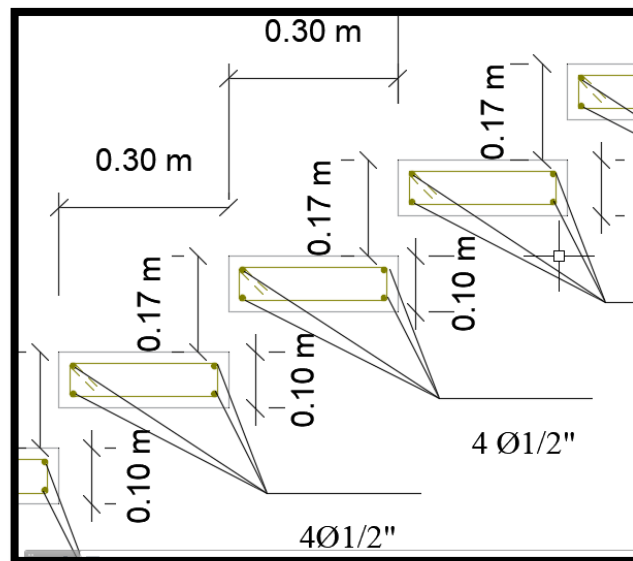
<b>a =</b>	1.43 cm
<b>a =</b>	1.44 cm
<b>a =</b>	1.45 cm

**USAREMOS:** 2 varillas 1/2" → 2.58 cm<sup>2</sup>

Verificamos que esta nueva cuantía no exceda a la máxima permisible:

$\rho \text{ máx.} \geq \rho \text{ diseño} = 0.01308$  → **CONFORME**

Según el análisis estructural necesitamos 2 varillas de 1/2" pero por cuestiones de confinamiento y a la vez también como la norma E-060 dispone en el capítulo 21 que todo elemento a flexión (vigas) estará conformado por 2 varillas de acero tanto en la parte superior como en la parte inferior por lo tanto se dispondrá las varillas en la forma siguiente como se aprecia en la imagen:



**Figura 25.** Distribución de acero en peldaño. Fuente propia.

#### d) Diseño por fuerza cortante

En este diseño deberá verificarse por fuerza cortante en el elemento, ya que el corte por tensión diagonal es crítico, por ello se procede a determinar si necesita la implementación de estribos obteniendo del análisis estructural la cortante máxima para una combinación de (1.4CM + 1.7CV) obteniéndose  $V_{du} = 1.122 \text{ Tn}$

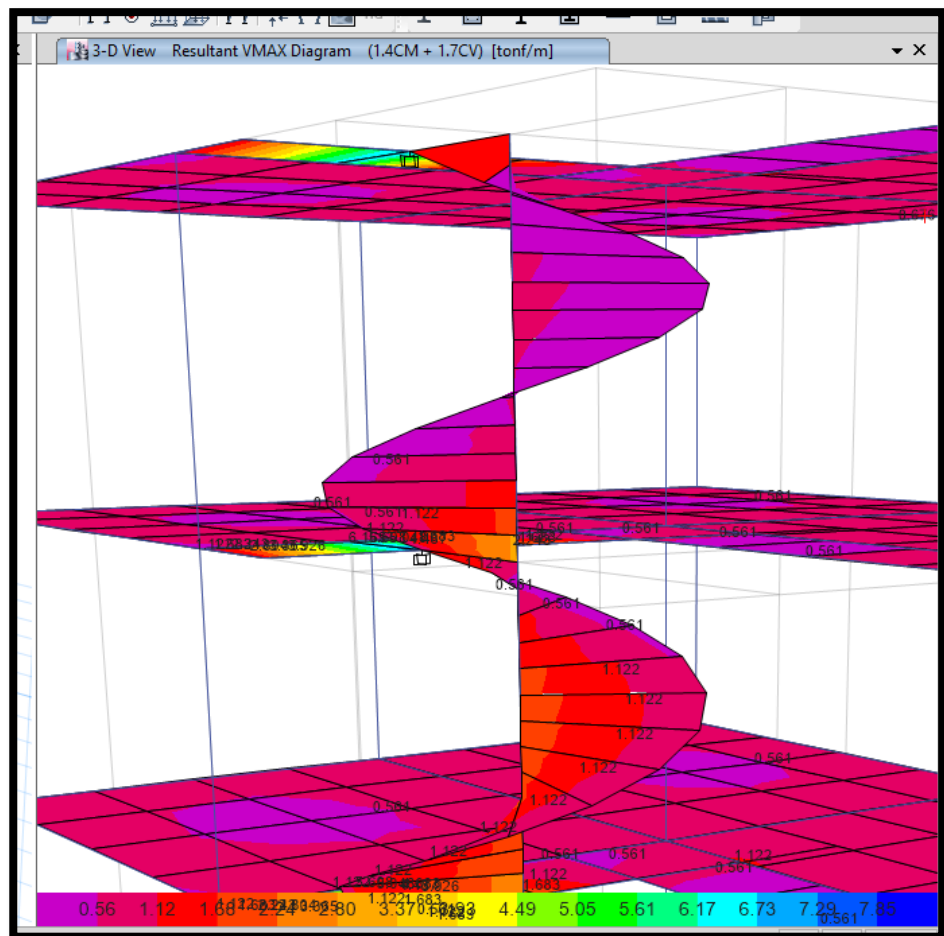


Figura 26. Fuerza cortante máxima. Fuente propia.

$$V_c = 0.53\sqrt{F'c}bw*d$$

$$V_{cmax} = 0.93\sqrt{F'c}bw*d$$

$$A_v \text{ min} = 3.5*bw*\left(\frac{S}{F_y}\right)$$

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

$$Vn = \frac{Vu}{\phi}$$

**TABLA-10:** Verificación a cortante

<b>Vud =</b>	<b>1.122 Tn</b>
<b>Vc =</b>	<b>1.510 Tn</b>
<b>Vc máx. =</b>	<b>2.660 Tn</b>
<b>Vn act =</b>	<b>1.320 Tn</b>
<b>Av min =</b>	<b>0.125 Cm2</b>
<b>Av. =</b>	<b>1.000 Cm2</b>
<b>S =</b>	<b>20.00 Cm</b>
<b>Vs =</b>	<b>1.38 Cm</b>
<b>Vnr =</b>	<b>2.90 Tn</b>

Verificando por cortante resistente:

$$Vnact > Vc/2$$

$$Vnact \leq Vc \quad \longrightarrow \quad \text{REQUIERE Av min.}$$

Al verificar notamos que el peldaño en voladizo necesita refuerzo transversal mínimo de  $Av \text{ min} = 0.125 \text{ Cm}^2$  por lo tanto se verificara para una área de acero de  $1.00 \text{ cm}^2$  (Varillas de 8 mm).

$$Vnr > Vn \text{ act.} \quad \longrightarrow \quad \text{CONFORME}$$

Al verificar notamos que el cortante resistente es mayor que la cortante actuante por lo tanto deberíamos usar un estribo de  $\phi 8 \text{ mm}$  con espaciamiento de 20.00 cm. Entonces según la norma E-060 capítulo 21.5 exige como mínimo estribos de 3/8" por lo tanto el diámetro de acero que escogeremos será de diámetro de 3/8" y tendrá la siguiente distribución de estribos de la forma siguiente:

$\phi 3/8" \quad 4 @ 5\text{cm} ; R @ 20\text{cm}.$

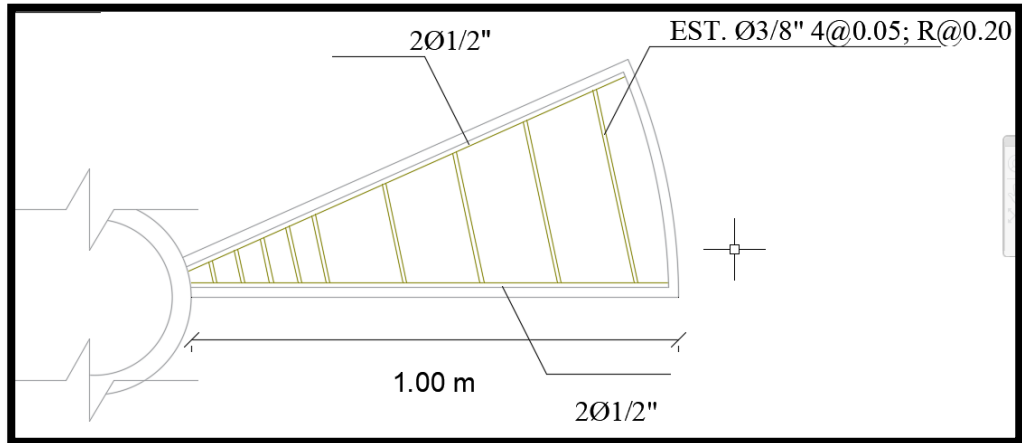


Figura 27. Distribución de estribos en planta. Fuente propia.

#### 4.6.3. Diseño de apoyo central

En el presente diseño estructural se presenta el diseño por flexo - compresión y cortante del elemento vertical que servirá como apoyo para este sistema de escalera.

##### 4.6.3.1. Diseño por flexo – compresión

El diseño será para un elemento circular con las características siguientes:

- Datos generales:

**TABLA-11:** Datos generales elemento central

<b>Diámetro=</b>	40.00 cm
<b>L=</b>	230 cm
<b>F`c=</b>	210 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy=</b>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>P.E. concreto=</b>	2400 Kg/cm <sup>2</sup>

- Verificando la esbeltez:

$$Kl/r = 0.5 \cdot 3.4 / 0.25 \cdot 0.4 = 17 \leq 22 \longrightarrow \text{CONFORME (1er nivel)}$$

$$Kl/r = 0.5 \cdot 2.3 / 0.25 \cdot 0.4 = 11.5 \leq 22 \longrightarrow \text{CONFORME (2do- 5to) nivel}$$

- Refuerzos máximos y mínimos:

$$A_g = b \cdot h$$

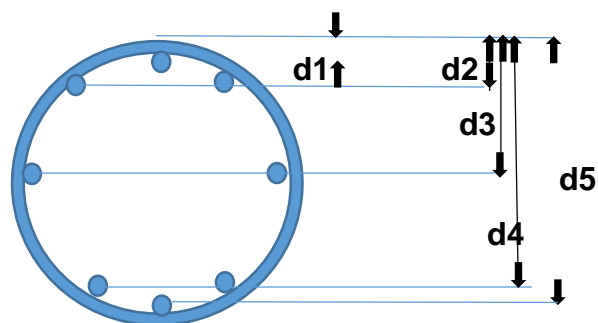
$$A_{s \text{ min.}} = 0.01 \cdot A_g$$

$$A_{s \text{ max.}} = 0.08 \cdot A_g$$

**TABLA-12:** Refuerzos para elemento central

<b>Considerando <math>\emptyset</math>=</b>	4 $\emptyset$ 1/2" y 4 $\emptyset$ 5/8"
<b># de varillas longitudinales=</b>	8
<b>Área de refuerzo=</b>	13.12cm <sup>2</sup>
<b>Recubrimiento=</b>	4.00cm
<b>Área de sección bruta(<math>A_g</math>)=</b>	1256.64cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo mínimo 1%=</b>	12.57cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo máximo 4%=</b>	50.27cm <sup>2</sup>

**a) Peraltes efectivos**





<b>d1=</b>	5.59 cm
<b>d2=</b>	9.81 cm
<b>d3=</b>	20.00 cm
<b>d4=</b>	30.19 cm
<b>d5=</b>	34.42 cm

<b>As1=</b>	1.99 cm
<b>As2=</b>	2.58 cm
<b>As3=</b>	3.98 cm
<b>As4=</b>	2.58 cm
<b>As5=</b>	1.99 cm

#### b) Condición de carga concéntrica

Se evalúa por esta condición para determinar la máxima resistencia a la carga axial que tendrá el elemento.

$$P_n = 0.8 \cdot (0.85 \cdot F_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y)$$

<b>P<sub>n</sub>=</b>	<b>177.07 Tn</b>
-----------------------	------------------

#### c) Condición balanceada

Condición para lo cual se produce simultáneamente la falla del concreto y la fluencia del acero.

$$C_b = \frac{6000 \cdot d}{6000 + F_y}$$

$$a_b = 0.85 \cdot C_b$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{25 - a_b}{25}\right)$$

$$A_c = r^2 \cdot (\theta - \cos\theta \cdot \text{sen}\theta)$$

$$C_c = 0.85 \cdot F_c \cdot A_c$$

$$\text{Brazo} = \frac{2 \cdot r^3 \cdot \text{sen} \theta^3}{3 \cdot A_c}$$

**TABLA-13:** Condición balanceada

<b>Cb=</b>	20.24 cm
<b>ab=</b>	17.21 cm
<b>θ =</b>	1.43 Rad
<b>Ac=</b>	516.98 cm <sup>2</sup>
<b>Cc=</b>	92.28 Tn
<b>Brazo=</b>	10.02 cm

$$F_{si} = \left( \frac{c - d_i}{c} \right)$$

**TABLA-14:** Resistencia acero

<b>Fs1=</b>	4.34 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/Cm <sup>2</sup>
<b>Fs2=</b>	3.09 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>Fs3 =</b>	0.07 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>Fs4 =</b>	-2.95 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>Fs5 =</b>	-6.00 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/Cm <sup>2</sup>

$$C_{Si} = A_{Si} \cdot F_{Si} \quad ; \quad T_{Si} = A_{Si} \cdot F_{Si}$$

**TABLA-15:** Fuerzas de compresión y tracción

<b>Cs1 =</b>	8.36 Tn
<b>Cs2 =</b>	7.98 Tn
<b>Cs3 =</b>	0.29 Tn
<b>Ts3 =</b>	-7.61 Tn
<b>Ts3 =</b>	-8.36 Tn

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_i - T_{s1} - T_{si}$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \text{brazo} + C_{si}(r - d_i) + T_{si}(d_i - r)$$

Siendo: r: radio

di = peralte efectivo

$$eb = \frac{Mnb}{Pnb}$$

**TABLA-16:** Carga, momento nominal y excentricidad

<b>Pnb =</b>	92.94 Tn
<b>Mnb =</b>	13.24 Tn-m
<b>eb =</b>	0.14 m

**d) Condición de flexión pura**

Se evalúa por esta condición para determinar la máxima resistencia a flexión que tendrá el elemento.

$$a = \beta_1 * c$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{25-a}{25}\right)$$

$$Ac = r^2 * (\theta - \cos\theta * \text{sen}\theta)$$

$$Cc = 0.85 * F_c * Ac$$

$$\text{Brazo} = \frac{2 * r^3 * \text{sen}\theta^3}{3 * Ac}$$

**TABLA-17:** Condición flexión pura

<b>Asumimos (c)=</b>	9.38 cm
<b>a=</b>	7.97 cm
<b>θ=</b>	0.93 Rad
<b>Ac=</b>	178.05 cm <sup>2</sup>
<b>Cc=</b>	31.78 Tn
<b>Brazo=</b>	15.28 cm

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_i - T_{s1} - T_{si}$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \text{brazo} + C_{si}(r-d_i) + T_{si}(d_i-r)$$

Siendo: r: radio

$d_i$  = peralte efectivo

$$F_{si} = \left( \frac{c-d_i}{c} \right)$$

**TABLA-18:** Resistencia acero

<b>F<sub>s1</sub></b> =	2.43 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s2</sub></b> =	-0.27 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s3</sub></b> =	-6.79 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>s4</sub></b> =	-13.31 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>s5</sub></b> =	-16.01 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>

$$C_{Si} = A_{si} \cdot F_{si} \quad ; \quad T_{Si} = A_{si} \cdot F_{si}$$

**TABLA-19:** Fuerzas de tracción

<b>C<sub>s1</sub></b> =	4.83 Tn
<b>T<sub>s2</sub></b> =	-0.70 Tn
<b>T<sub>s3</sub></b> =	-16.72 Tn
<b>T<sub>s4</sub></b> =	-10.84 Tn
<b>T<sub>s5</sub></b> =	-8.36 Tn

**TABLA-20:** Carga y momento nominal

<b>P<sub>n</sub></b> =	0.00 Tn
<b>M<sub>n</sub></b> =	7.93 Tn-m

### e) Falla frágil

Para esta condición falla primero el concreto y se tiene:

$$C > C_b$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{25-a}{25}\right)$$

$$Ac = r^2 * (\theta - \cos\theta * \text{sen}\theta)$$

$$Cc = 0.85 * F_c * Ac$$

$$\text{Brazo} = \frac{2 * r^3 * \text{sen}\theta^3}{3 * Ac}$$

**TABLA-21:** Condición frágil

<b>Asumimos (c)=</b>	25.00 cm
<b>a=</b>	21.25 cm
<b>θ=</b>	1.63 Rad
<b>Ac=</b>	678.29 cm <sup>2</sup>
<b>Cc=</b>	121.07 Tn
<b>Brazo=</b>	7.82 cm

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_i - T_{s1} - T_{si}$$

$$M_{nb} = C_c * \text{brazo} + C_{si}(r-d_i) + T_{si}(d_i-r)$$

Siendo: r: radio

di: peralte efectivo

$$F_{si} = \left(\frac{c-d_i}{c}\right)$$

**TABLA-22:** Resistencia acero

<b>F<sub>s1</sub> =</b>	4.66 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>s2</sub> =</b>	3.65 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s3</sub> =</b>	1.20 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s4</sub> =</b>	-1.25 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s5</sub> =</b>	-2.26 Tn/cm <sup>2</sup>	

$$C_{Si} = A_{si} * F_{si} \quad ; \quad T_{Si} = A_{si} * F_{si}$$

**TABLA-23:** Fuerza de compresión y tracción

<b>Cs1 =</b>	8.36 Tn
<b>Cs2 =</b>	9.41 Tn
<b>Cs3 =</b>	4.78 Tn
<b>Ts4 =</b>	-3.22 Tn
<b>Ts5 =</b>	-4.50 Tn

**TABLA-24:** Carga y momento nominal

<b>Pn =</b>	135.90 Tn
<b>Mn =</b>	12.60 Tn-m

**f) Falla dúctil**

Para esta condición falla primero el acero y se tiene:

$$C < C_b$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{25-a}{25}\right)$$

$$A_c = r^2 * (\theta - \cos\theta * \text{sen}\theta)$$

$$C_c = 0.85 * F'_c * A_c$$

$$\text{Brazo} = \frac{2 * r^3 * \text{sen}\theta^3}{3 * A_c}$$

**TABLA-25:** Condición dúctil

<b>Asumimos (c)=</b>	15.00 cm
<b>a=</b>	12.75 cm
<b><math>\theta</math>=</b>	1.20 Rad
<b>A<sub>c</sub>=</b>	344.80 cm <sup>2</sup>
<b>C<sub>c</sub>=</b>	61.55 Tn
<b>Brazo=</b>	12.52 cm

$$P_n = C_{s1} + C_{s2} + C_i - T_{s1} - T_{si}$$

$$M_{nb} = C_c \cdot \text{brazo} + C_{si}(r - d_i) + T_{si}(d_i - r)$$

Siendo: r: radio

$d_i$  = peralte efectivo

$$F_{si} = \left( \frac{c - d_i}{c} \right)$$

**TABLA-26:** Resistencia acero

<b>F<sub>s1</sub></b> =	3.77 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s2</sub></b> =	2.08 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s3</sub></b> =	-2.00 Tn/cm <sup>2</sup>	
<b>F<sub>s4</sub></b> =	-6.08 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>s5</sub></b> =	-7.77 Tn/cm <sup>2</sup>	→ 4.20 Tn/cm <sup>2</sup>

$$C_{Si} = A_{si} \cdot F_{si} \quad ; \quad T_{Si} = A_{si} \cdot F_{si}$$

**TABLA-27:** Fuerzas de compresión y tracción

<b>C<sub>s1</sub></b> =	7.49 Tn
<b>C<sub>s2</sub></b> =	5.36 Tn
<b>T<sub>s3</sub></b> =	-7.96 Tn
<b>T<sub>s3</sub></b> =	-10.84 Tn
<b>T<sub>s3</sub></b> =	-8.36 Tn

**TABLA-28:** Carga y momento nominal

<b>P<sub>n</sub></b> =	47.25 Tn
<b>M<sub>n</sub></b> =	11.64 Tn-m

### g) Diagrama de interacción

Para el diagrama tenemos las cargas nominales y las cargas nominales incluyendo el factor de reducción.

- **Condición para carga concéntrica:**

<b>Pn=</b>	277.07 Tn
<b>Mn=</b>	0.00 Tn-m
<b>ØPn=</b>	193.95 Tn
<b>ØMn=</b>	0.00 Tn-m

- **Condición balanceada:**

<b>Cb=</b>	20.24 cm
<b>Pb=</b>	92.94 Tn
<b>Mb=</b>	13.24 Tn-m
<b>ØPb=</b>	65.06 Tn
<b>ØMb=</b>	9.27 Tn-m

- **Condición :flexión pura:**

<b>C=</b>	9.38 cm
<b>P=</b>	0.00 Tn
<b>M=</b>	7.93 Tn-m
<b>ØP=</b>	0.00 Tn
<b>ØM=</b>	5.55 Tn-m

- **Cargas actuantes:**

Dichas cargas se determinará modelando la estructura en el etabs de donde analizaremos los momentos y la carga axial actuante en las dos direcciones del apoyo central para todas las combinaciones de cargas (1.4CM + 1.7CV; 1.25CM + 1.25CV +/- Sx; 1.25CM + 1.25CV +/- Sy;



0.9CM +/- Sx; 0.9CM +/- Sy). Según lo estipulado en la norma E-060. Para este análisis se tomara la mayor carga actuante de las dos direcciones.

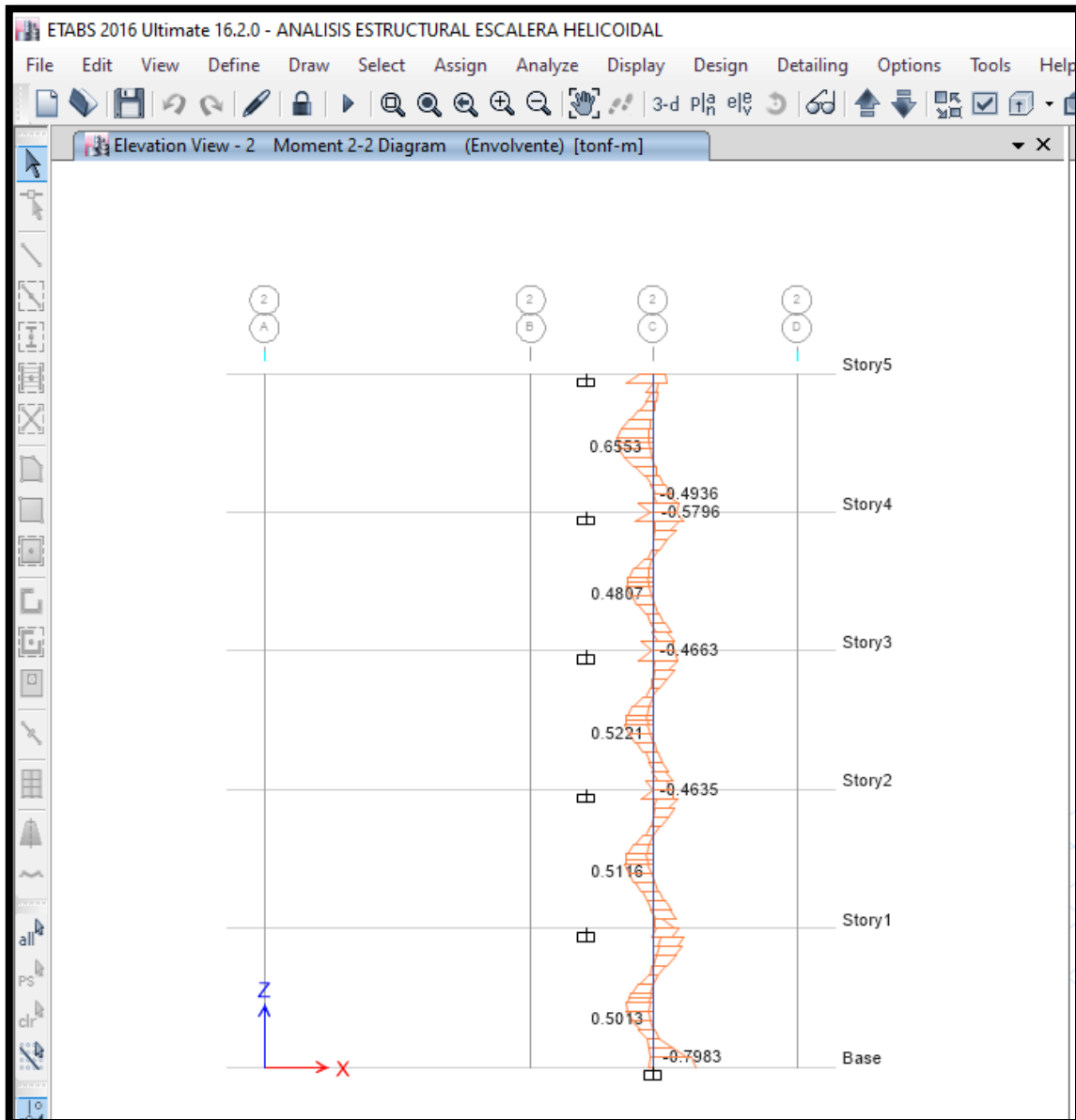


Figura 28. Diagrama de momento actuante en dirección 2 - 2. Creación propia.

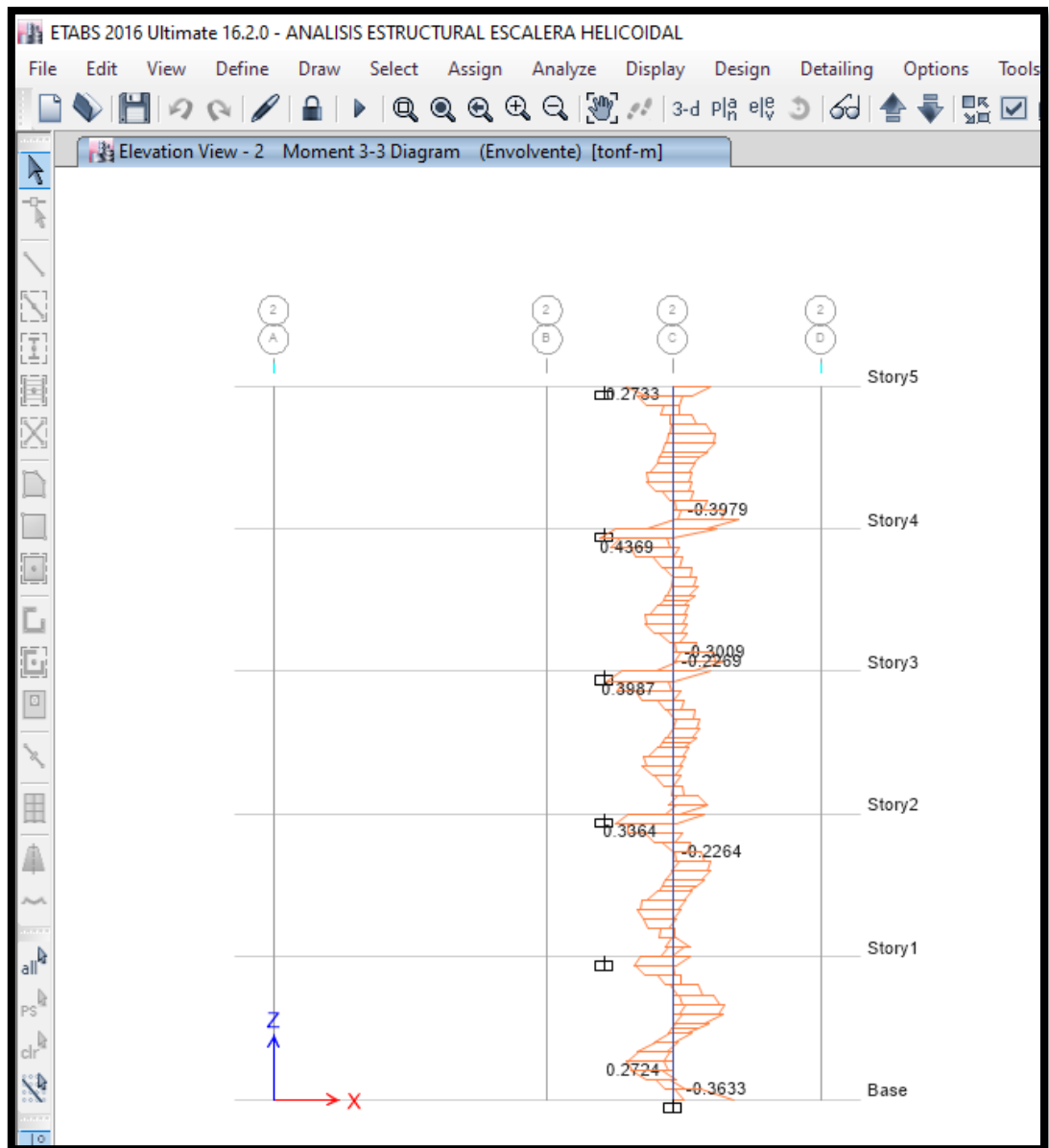


Figura 29. Diagrama de momento actuante en dirección 3 - 3. Creación propia.

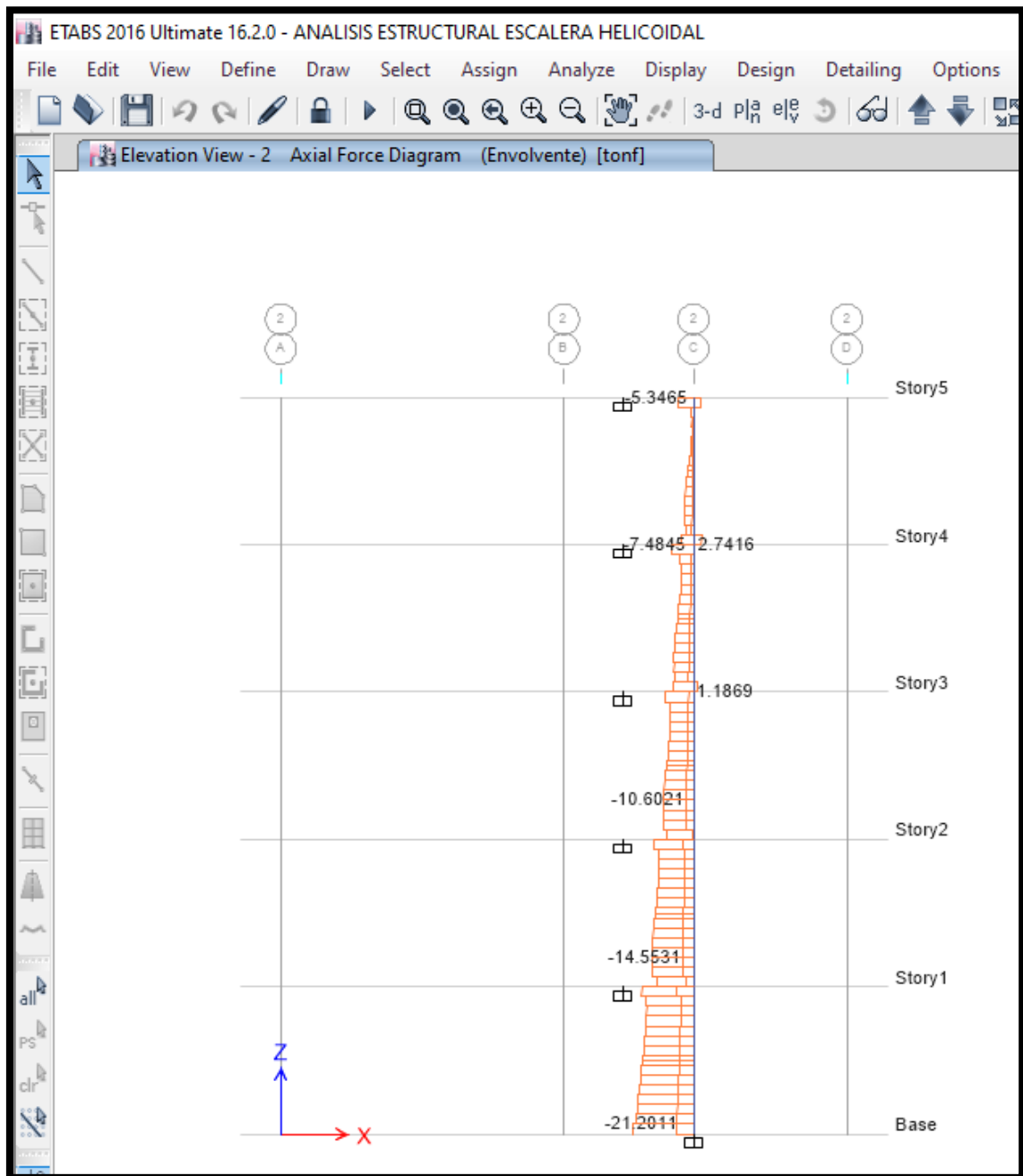


Figura 30. Diagrama de carga axial actuante. Creación propia.

**TABLA-29:** cargas actuantes obtenidas del etabs (envolvente de diseño)

<b>P=</b>	21.110 Tn
<b>M=</b>	0.798 Tn-m

- **Zona de falla dúctil**

Asumimos "C":

**TABLA-30:** Puntos de falla dúctil

<b>Punto #</b>	<b>C(cm)</b>	<b>a(cm)</b>	<b>Pn(Tn)</b>	<b>Mn(Tn-m)</b>	<b>Ø</b>	<b>ØPn(Tn)</b>	<b>ØMn(Tn)</b>
<b>1</b>	15.00	12.75	47.25	11.64	0.70	33.07	8.15
<b>2</b>	10.00	8.50	4.49	8.31	0.70	3.14	5.82

- **Zona de falla frágil**

Asumimos "C":

**TABLA-30:** Puntos de falla frágil

<b>Punto #</b>	<b>C(cm)</b>	<b>a(cm)</b>	<b>Pn(Tn)</b>	<b>Mn(Tn-m)</b>	<b>Ø</b>	<b>ØPn(Tn)</b>	<b>ØMn(Tn)</b>
<b>1</b>	25.00	21.25	135.90	12.60	0.70	95.13	8.82
<b>2</b>	30.00	25.50	175.80	10.99	0.70	123.06	7.69

- Diagrama de interacción de columna:

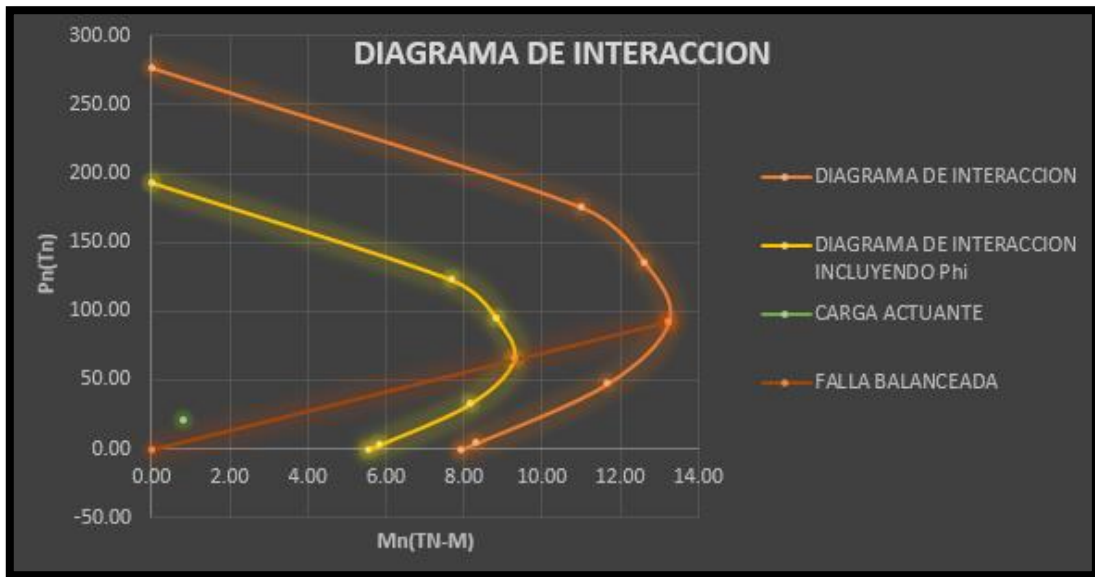


Figura 31. Diagrama de interacción apoyo central. Creación propia.

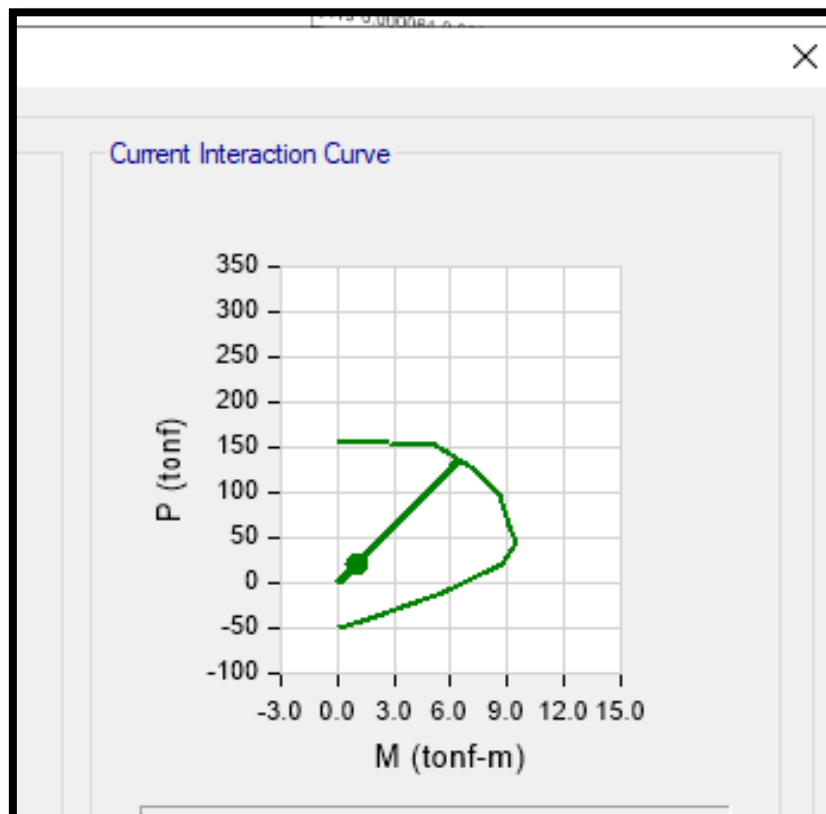


Figura 32. Diagrama de interacción apoyo central obtenido de etabs. Creación propia.

Evaluando el diagrama notamos que nuestro diseño cumple para las cargas actuantes sin incluir  $\phi$  e incluyendo  $\phi$ , por lo que podemos quedar conformes con este diseño. Teniendo la siguiente distribución:

**USAR: 4 Varillas de  $\varnothing 5/8''$  y 4 Varillas de  $\varnothing 1/2''$ .**

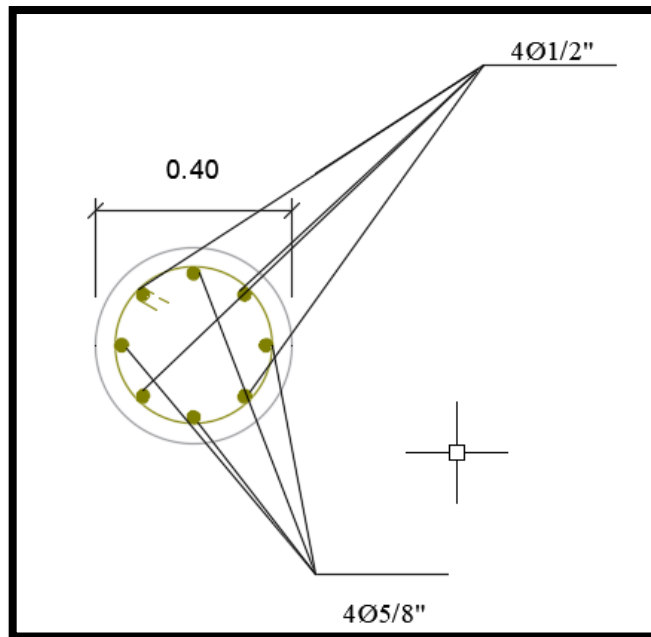


Figura 33. Distribución de aceros longitudinales. Fuente propia.

#### h) Refuerzo transversal

Se procede a chequear por cortante esta estructura y determinar si necesita la implementación de estribos para ello analizamos en el etabs las fuerzas cortantes que actúan en el apoyo central de la escalera. De los cuales se escogió el mayor de las dos direcciones para una combinación envolvente.

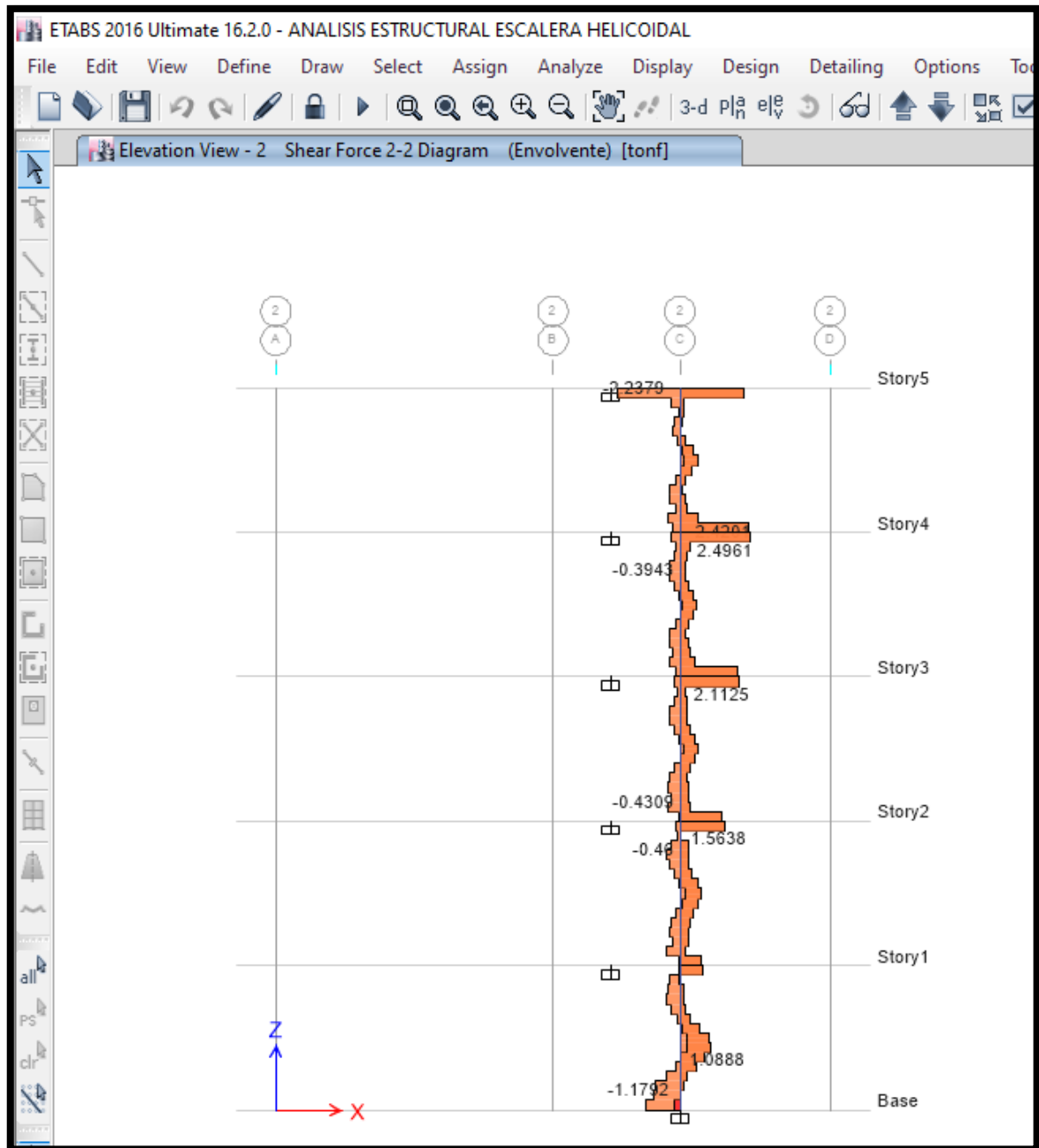


Figura 34. Diagrama de fuerza cortante en la dirección 2 - 2. Fuente propia.

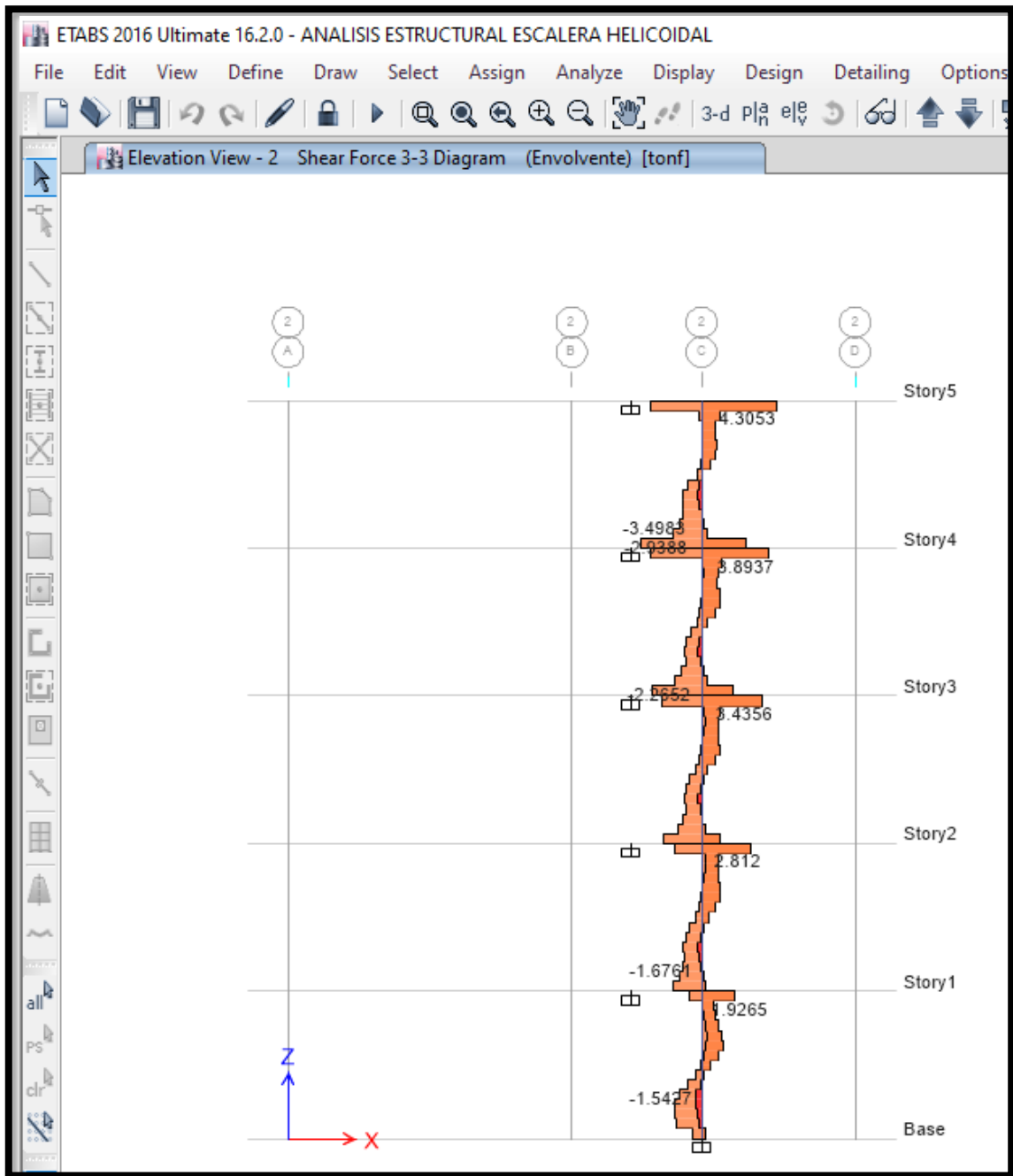


Figura 35. Diagrama de fuerza cortante en la dirección 3 - 3. Fuente propia.



Del análisis por fuerza cortante modelado en el etabs se determina un “Vu” igual a 4.305 Tn para la dirección 3-3. Entonces tenemos:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Dónde:  $\phi = 0.85$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + 0.0071 \cdot \frac{P}{A_g}\right)$$

**TABLA-31:** Cortante en elemento central

<b>Vu =</b>	4.305 Tn
<b>Vn =</b>	5.07 Tn
<b>d =</b>	34.42 cm
<b>Vc =</b>	11.21 Tn

Verificando por corte:

$$V_n \geq V_c/2 \quad \longrightarrow \quad 5.07 \geq 5.07$$

$$V_n \leq V_c \quad \longrightarrow \quad 5.07 \leq 11.21$$

Verificando por fuerza cortante se determina que no necesita área de acero mínimo. Por lo que tendremos que poner un acero transversal de confinamiento mínimo de  $\emptyset 3/8$ ” según las especificaciones de la norma E- 060, para lo cual tendremos una separación máxima de “d/2” igual a 17.21cm.

- **Separación de refuerzo transversal:**

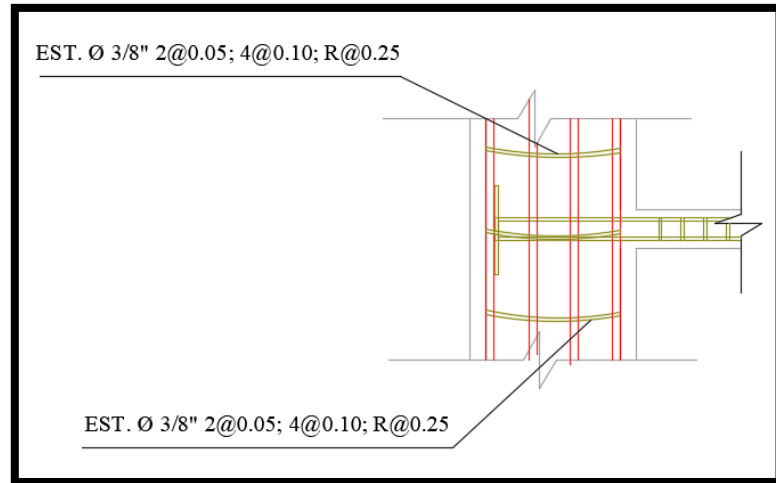
Cálculos para distribución de estribos según RNE, E-060 (Capítulo 21).

**TABLA-32:** Puntos de desarrollo del acero

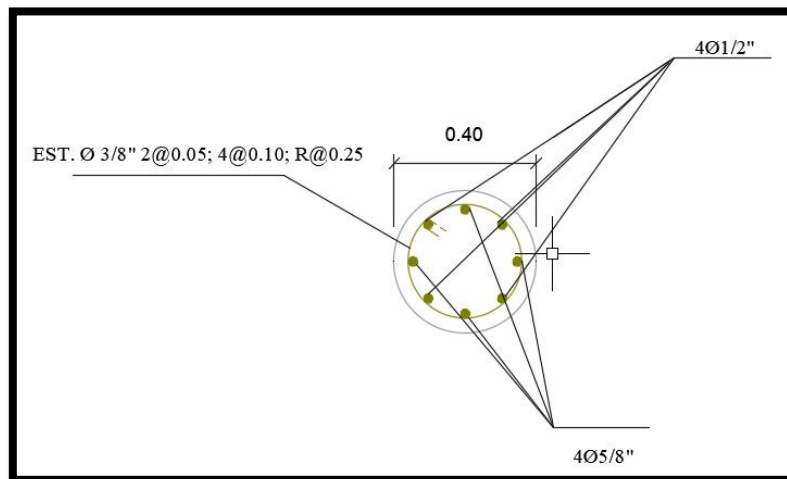
<b>Lo=</b>	38.33	40.00	50.00
<b>S=</b>	10.16	20.00	10.00
<b>S´=</b>	25.44	45.60	30.00

De la tabla escogemos el dato que tiene mayor valor “Lo” y los valores mínimos para “S”, “S”. Por lo tanto tenemos 50 cm; 10cm, 25.44cm respectivamente.

**USAREMOS: Ø 3/8” 2@5cm; 4@10cm; R@25cm**



**Figura 36. Distribución de estribos en perfil. Fuente propia.**



**Figura 37. Sección transversal de la distribución de estribos. Fuente propia.**

#### 4.6.4. Diseño de cimiento para escalera

La cimentación es la parte de la estructura que tiene como función transmitir las cargas sobre el terreno, sin exceder su capacidad admisible y previniendo asentamientos considerables.

Para este sistema de escaleras se consideran principalmente la cimentación de zapatas aisladas.

Para efectos de cálculos de cargas de servicio; se consideró una edificación de 5 pisos. De los cuales se determina en el etabs las cargas actuantes de forma siguiente:

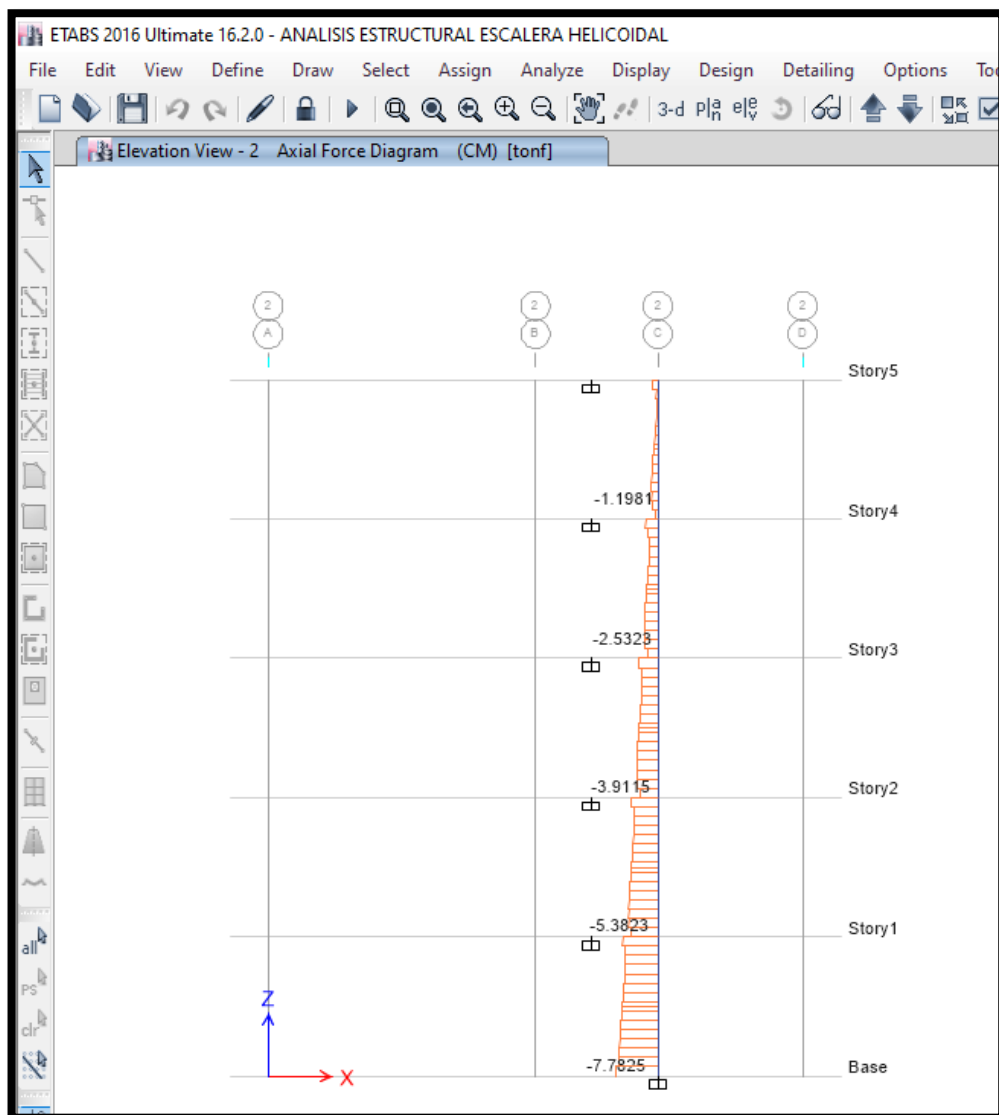


Figura 38. Carga axial debido a la carga muerta. Fuente propia.

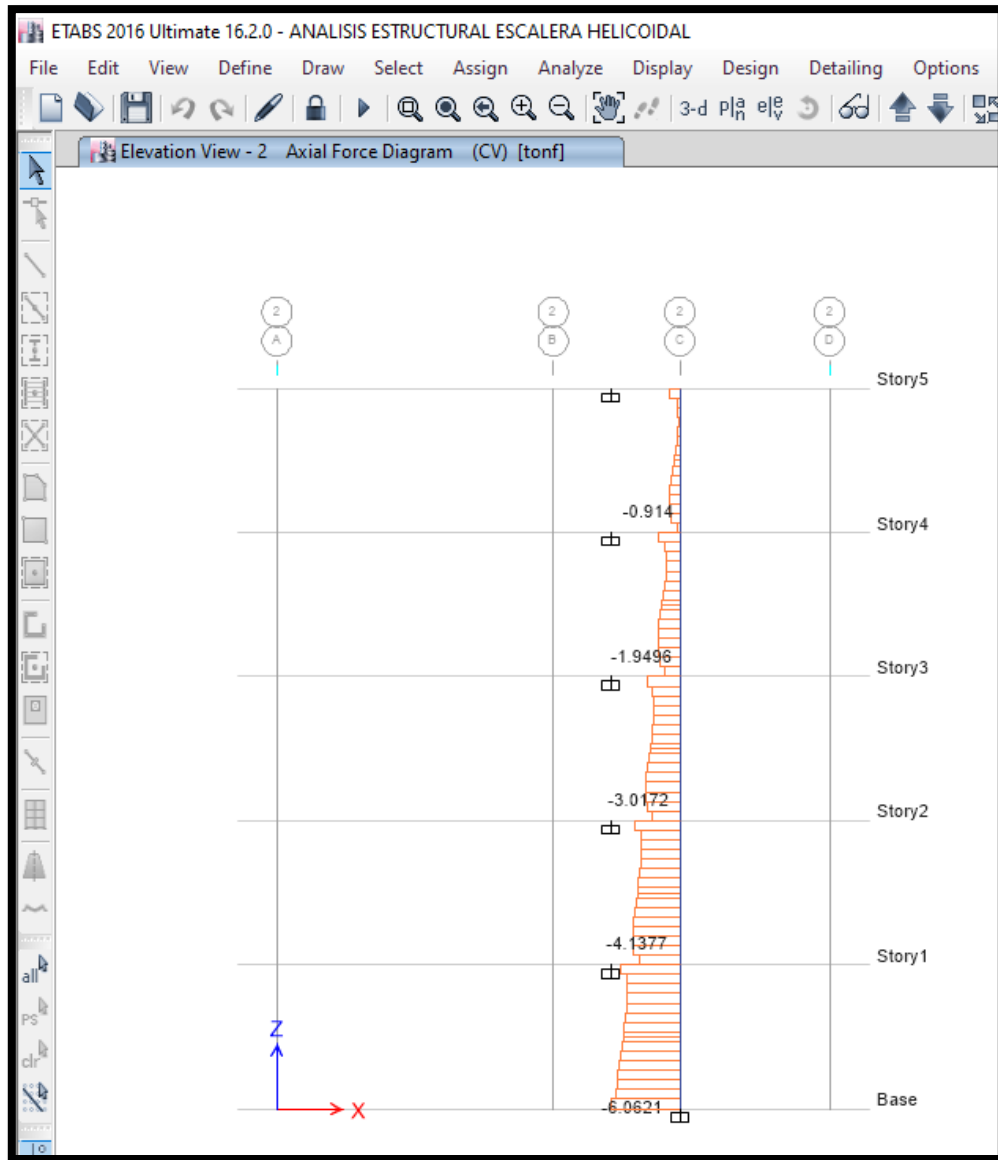


Figura 39. Carga axial debido a la carga viva. Fuente propia.

a) Dimensionamiento de zapata

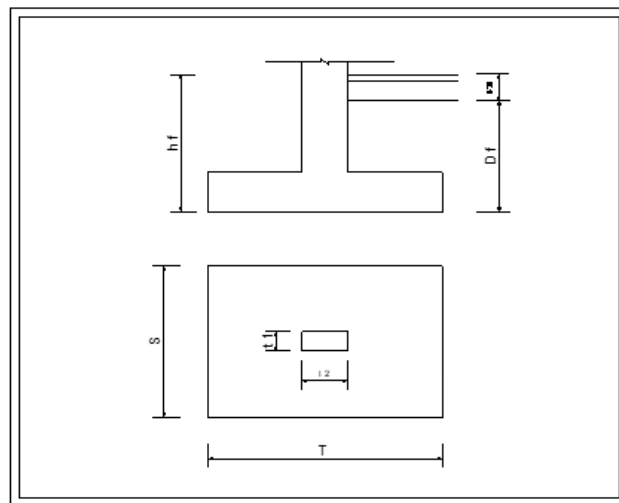


Figura 40. Cimentación escalera. Creación propia.

• Datos generales:

**TABLA-33:** Datos generales de cimentación

<b>Seccion de columna</b>	<b>t1=</b>	0.355 m
	<b>t2=</b>	0.355 m
<b>Carga muerta</b>	<b>PD=</b>	7.78 Tn
<b>Carga viva</b>	<b>PL=</b>	6.06 Tn
<b>Capacidad portante de suelo</b>	<b><math>\sigma_t</math>=</b>	1.65 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Profundidad de desplante</b>	<b>Df=</b>	1.50 m
<b>Peso especifico del terreno</b>	<b>Yt=</b>	1.48 Tn/m <sup>3</sup>
<b>Resistencia del concreto de la zapata</b>	<b>F`c=</b>	210 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Sobre carga del piso</b>	<b>S/C=</b>	200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Reistencia del acero</b>	<b>Fy=</b>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>recubrimiento</b>	<b>R=</b>	7.00 cm

• Consideraciones particulares de diseño:

Para efectos del diseño se toma los datos del estudio de suelo de la capacidad portante hecho para la construcción de la escalera ubicada en Av. Los Amautas Psje. Los Aymaras JPV – distrito de El Tambo –

Huancayo. Ya que es necesario para tener un diseño de zapata para la escalera acorde a la naturaleza del suelo.

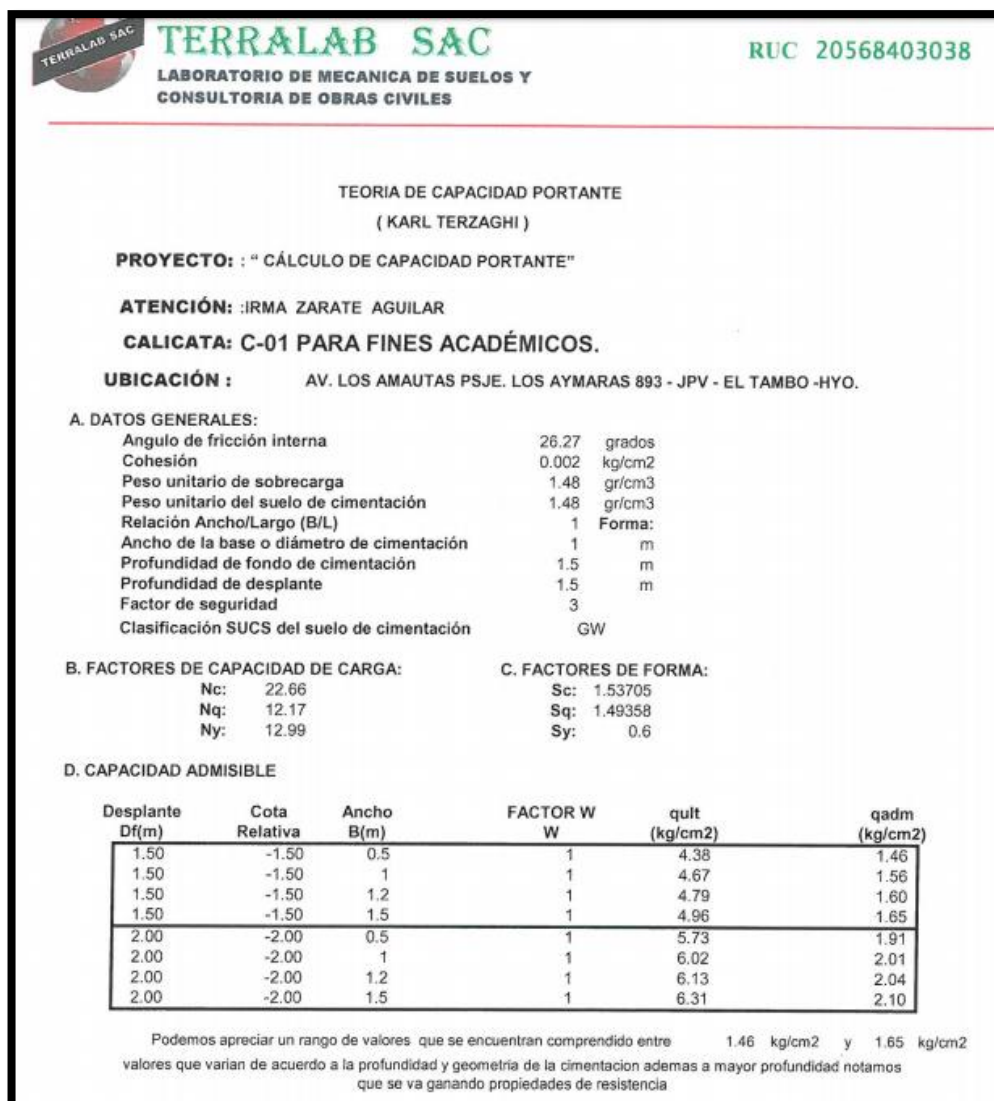


Figura 41. Estudio de suelo para capacidad portante. Fuente: Terralab SAC

- Esfuerzo neto del terreno “ $\sigma_n$ ”:

$$\sigma_n = \sigma_t - hf\gamma_m - S/C$$

$\sigma_n =$	13.64 Tn/m <sup>2</sup>
--------------	-------------------------

- Área de la zapata “Azap”:

$$Azap = P / \sigma_n$$

$$T = \sqrt{Az} + \frac{(T1-T2)}{2}$$

$$S = \sqrt{Az} - \frac{(T1-T2)}{2}$$

<b>Azap=</b>	1.01 m2
--------------	---------

$$SXT = 1.010 \times 1.010 \text{ m}^2$$

→ Lv1 = Lv2 = 0.348 m

- Reacción neta del terreno “Wnu”:

$$Pu = 1.4 \cdot PD + 1.7 \cdot PL$$

$$Azap = SxT$$

<b>Pu=</b>	21.19 Tn/m2
<b>Az=</b>	1.10 m2

$$Wnu = 19.22 \text{ Tn/m}^2$$

## b) Dimensionamiento de “hz” por punzonamiento

Para el dimensionamiento utilizaremos un factor de reducción de 0.85

Condición de diseño:

$$Vu / \phi = Vc$$

$$Vc = Vu / \phi = (Pu - Wu \cdot m \cdot n) / \phi \dots \dots \dots (I)$$

También:

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{F'c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (II)$$

$$I = II$$

Formando una ecuacion de segundo grado

**TABLA-34:** Hallando peralte de zapata

<b>a=</b>	541.49
<b>b=</b>	199.05
<b>c=</b>	-18.77
<b>Entonces d=</b>	<b>0.078 m</b>

<b>h=</b>	16.05 cm
-----------	----------

Entonces Usar: **h= 40.00 cm**; según RNE: E-060(peralte mínimo de zapata)

$$d \text{ promedio} = 0.32 \text{ m}$$

**c) Verificación por fuerza cortante**

$$V_{du} = (W_{nu} \cdot S) \cdot (L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi \quad ; \quad \phi = 0.85$$

**TABLA-35:** Verificación de cortante

<b>L<sub>v</sub>=</b>	0.348 m
<b>V<sub>du</sub>=</b>	0.610 Tn
<b>V<sub>n</sub>=</b>	0.720 Tn

<b>V<sub>c</sub>=</b>	<b>25.59 Tn</b>
-----------------------	-----------------

Verificando:

$$V_c > V_n \longrightarrow \text{CONFORME}$$



En el diseño por corte se determina solo el aporte del concreto  $V_c$  y no del acero de refuerzo.

**d) Diseño por flexión**

- **Sentido longitudinal:**

$$M_u = (W_{nu} \cdot S) \cdot L_v^2 / 2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad ; \quad a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b}$$

$$\text{Separación} = (S - 2r - db) / (n - 1)$$

**TABLA-36:** Momento último

<b>Mu=</b>	1.22 Tn - m
<b>d=</b>	31.73 cm <sup>2</sup>
<b>F' c=</b>	210.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy=</b>	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>b=</b>	105.00 cm

Iterando ( $\phi=0.90$ )

Asumiendo ( $a/5$ ):  $a = 6.346$

**TABLA-37:** Iteración

<b>As=</b>	1.13 cm <sup>2</sup>
<b>As=</b>	1.02 cm <sup>2</sup>
<b>As=</b>	1.02 cm <sup>2</sup>
<b>As=</b>	1.02 cm <sup>2</sup>

<b>a=</b>	0.253 cm <sup>2</sup>
<b>a=</b>	0.229 cm <sup>2</sup>
<b>a=</b>	0.229 cm <sup>2</sup>

**USAR:  $A_s = 1.02 \text{ cm}^2$        $a = 0.229$**

Para la verificación del acero mínimo aplicaremos:  **$A_{smin.} = \rho_{temp} \cdot b \cdot d$** , donde obtenemos un acero mínimo de **6.00 cm<sup>2</sup>**, notamos que el acero de diseño es menor al acero mínimo, por lo tanto aplicaremos el acero mínimo para el diseño.

Para el cálculo de varillas tenemos 5 varillas de 1/2" con una separación de 20 cm.

**USAR: 6 VARILLAS Ø 1/2" @ 20 cm**

- **Sentido transversal:**

$$A_{st} = A_{sl} \cdot T/S$$

$$\text{Separación} = (S - 2r - db) / (n - 1)$$

<b><math>A_{sl} =</math></b>	6.00 cm <sup>2</sup>
------------------------------	----------------------

<b><math>A_{st} =</math></b>	6.00 cm <sup>2</sup>
------------------------------	----------------------

Para el cálculo de varillas tenemos 5 varillas de 1/2" con una separación de 20 cm.

**USAR: 5 VARILLAS Ø 1/2" @ 20 cm**

**e) Longitud de desarrollo**

- **Longitud disponible para cada barra:**

$$L_d = L_v - r$$

Dónde: r = recubrimiento

<b><math>L_{disp.} =</math></b>	27.75 cm
---------------------------------	----------

Para barras en traccion:

$$Ld = 0.06 * \left( \frac{Ab * Fy}{\sqrt{F'c}} \right) \geq 0.0057 * db * fy$$

$$\geq 30 \text{ cm}$$

$$Ld_{\square} = \lambda d * Ld = 0.8 * Ld$$

**TABLA-38:** Longitud de desarrollo

<b>Ab=</b>	1.29 cm
<b>F'c=</b>	210.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy=</b>	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>db=</b>	1.27 cm
<b>Ld1=</b>	22.43 cm
<b>Ld2=</b>	30.68 cm
<b>Ld3=</b>	30.00 cm

Por lo tanto tenemos **Ld= 30.68 cm**, multiplicado por un factor de reduccion de 0.8 tenemos **Ld= 24.55 cm**.

Verificando :

$$Ld < Ldisp. \longrightarrow \text{CONFORME}$$

**f) Resistencia al aplastamiento sobre la columna**

$$Pn = Pu / \phi \quad ; \quad \phi = 0.70$$

$$Pnb = 0.85 * F'c * Ag$$

**TABLA-39:** Resistencias al aplastamiento

<b>F'c=</b>	210.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pu=</b>	21.194 Tn
<b>Pn=</b>	30.28 Tn

Resistencia al aplastamiento de la columna Pnb:

<b>Pnb=</b>	224.95 Tn
-------------	-----------

$P_n < P_{nb}$  → CONFORME

**g) Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación**

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

**A1** = área cargada

**A2** = área máxima en la zapata es geoméricamente igual al área de la columna

$$X_o/T = t_1/t_2$$

$$A_2 = T \cdot X_o$$

$$A_o = 2 \cdot A_c \quad ; \quad \text{si } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot F_c \cdot A_o$$

**TABLA-40:** secciones equivalentes

<b>Pn=</b>	30.28 Tn
<b>Xo=</b>	1.05 m
<b>A2=</b>	1.10 m
<b>A1=</b>	0.13 m

$$(A_2/A_1)^{0.5} = 2.96 \quad \rightarrow \quad \text{USAR: } 2.00$$

<b>Ao=</b>	0.25 m <sup>2</sup>
<b>Pnb=</b>	449.91 Tn

$P_n < P_{nb}$  → CONFORME

## CAPITULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 5.1. Contrastación de hipótesis

##### 5.1.1. Hipótesis general

Los resultados del cálculo estructural permiten una eficiente implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado debido a que con dichos cálculos se determinó el tipo de apoyo más conveniente en este sistema de escalera y así cumplir con las solicitaciones de servicio requeridas para este tipo de escalera.

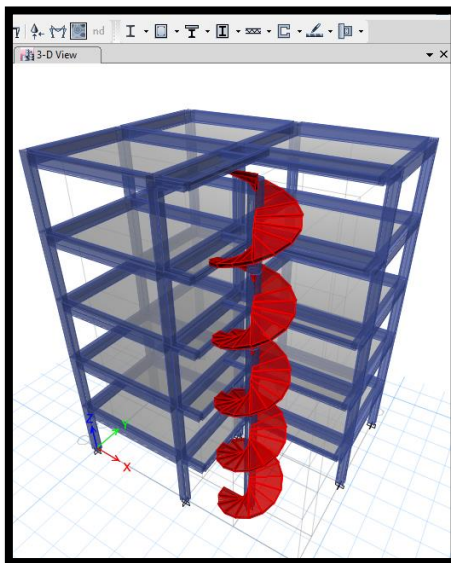


Figura 42. Modelado de escalera helicoidal con apoyo central. Fuente propia.

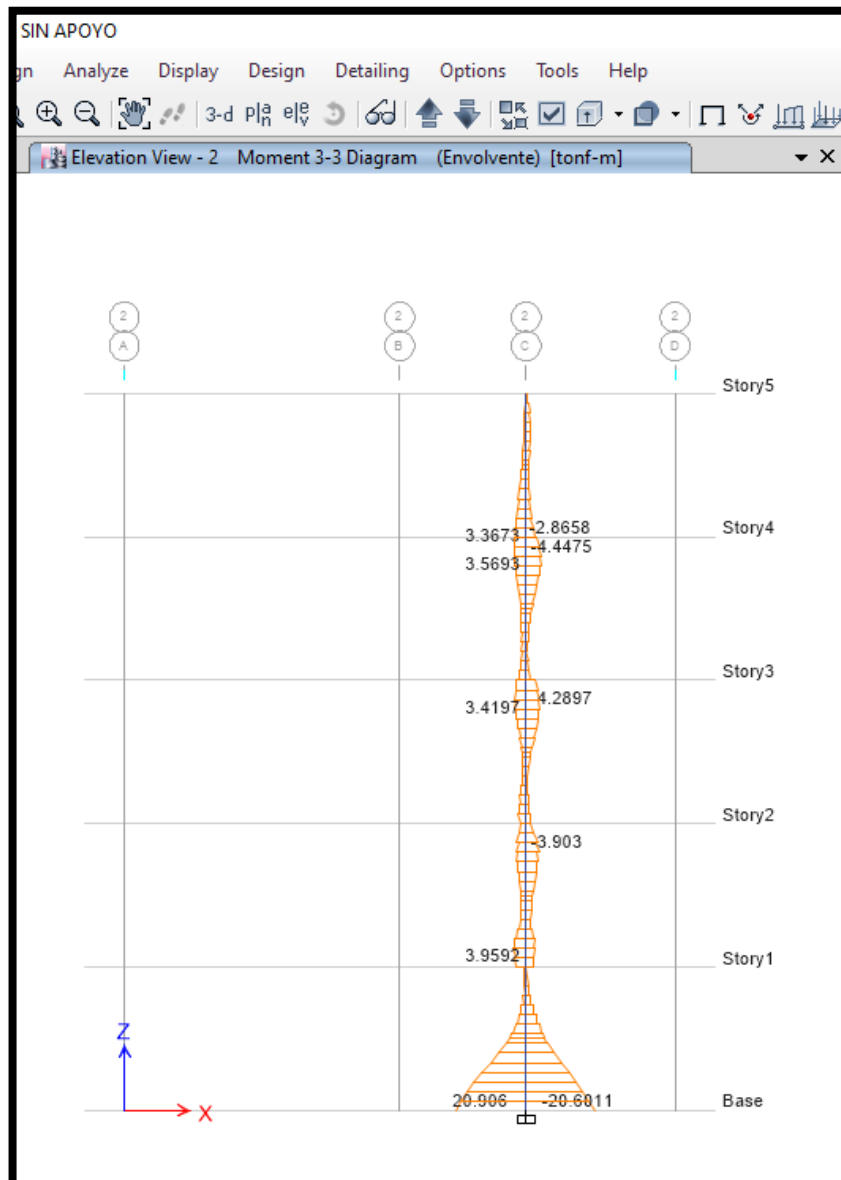


Figura 43. Momento en apoyo central sin empotramiento. Fuente propia.

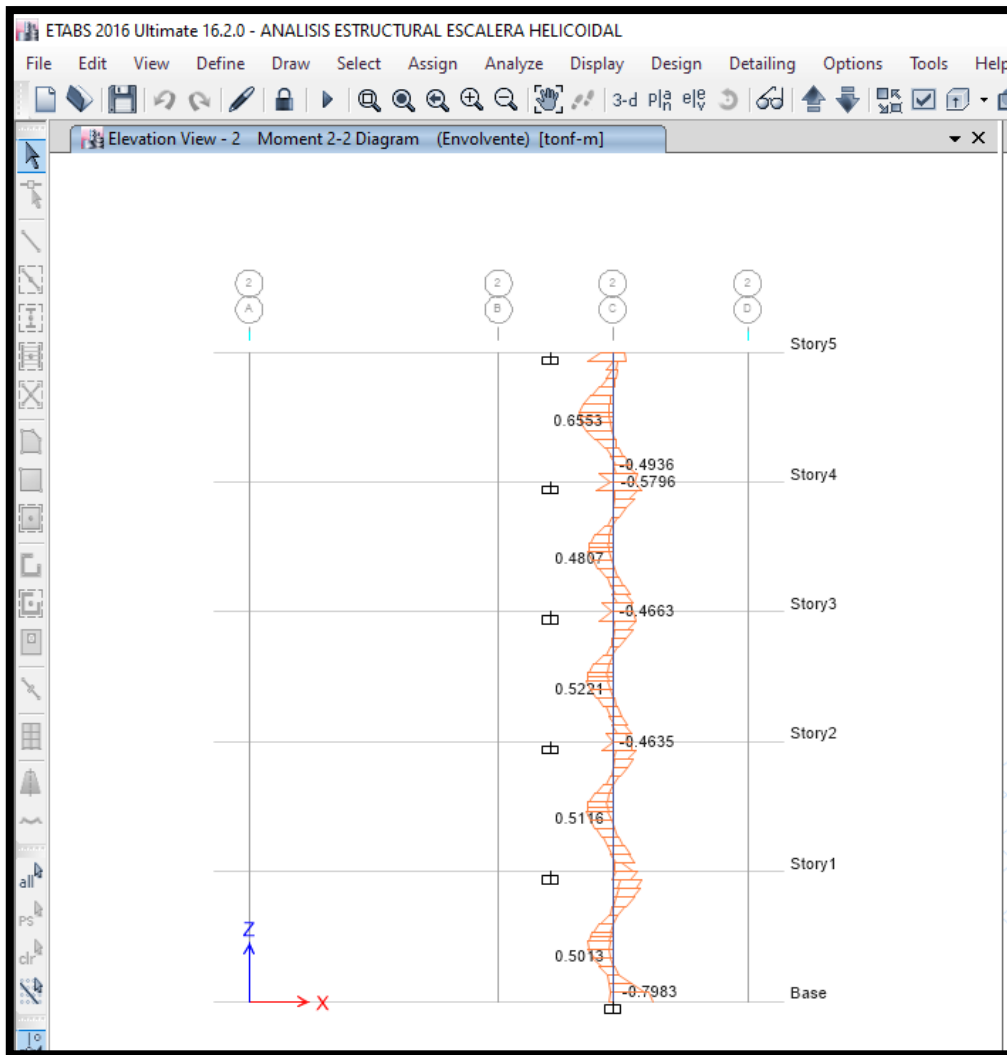


Figura 44. Momento en apoyo central con empotramiento. Fuente propia.

Del análisis podemos apreciar que para este tipo de escalera sin arriostramiento se tiene un momento actuante de 20.60 Tn-m y por el otro lado con un sistema arriostrado se tiene un momento de 0.798 Tn-m. Lo cual indica que es necesario arriostrar este tipo de escalera para evitar los momentos altos que se generar en el apoyo central.

### 5.1.2. . Hipótesis específicos

- ✓ Del análisis por flexión se determinó para la combinación de cargas (1.4CM +1.7CV) es la mayor de todas las combinaciones con un momento flexionante de 0.408 Tn-m. Por lo tanto la cuantía

de acero para cumplir las solicitaciones requeridas por el peldaño en voladizo será de 2 varillas de  $\varnothing 1/2"$  pero según los requerimientos de la norma E-060 lo cual estipula en el capítulo 21 que los elementos vigas deberán tener como mínimo 2 varillas en cada cara por lo cual la cuantía de acero a utilizar es 4 varillas de  $\varnothing 1/2"$ .

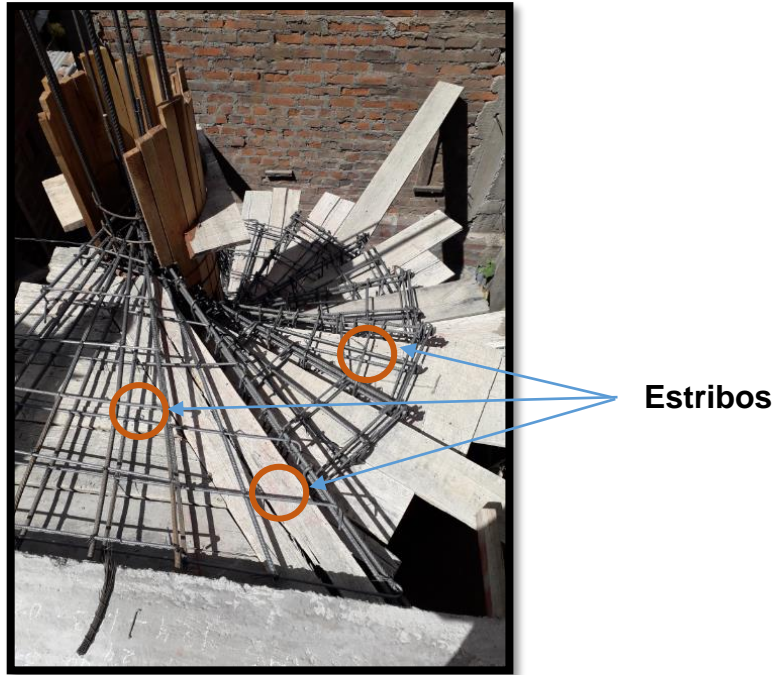
**Varillas longitudinal**



**Fotografía 1. Peldaños en voladizo. Fuente propia**

- ✓ Para el análisis por fuerza cortante se tiene que los esfuerzos cortantes máximos en los peldaños en voladizo es para la combinación (1.4CM +1.7CV) obteniendo una cortante  $V_u = 1.122$  Tn. Lo cual según el diseño de este elemento requerirá de una cuantía de acero mínimo lo cual se dispuso de la forma siguiente:  
 $\varnothing 3/8"$  4 @ 5cm ; R @ 20cm

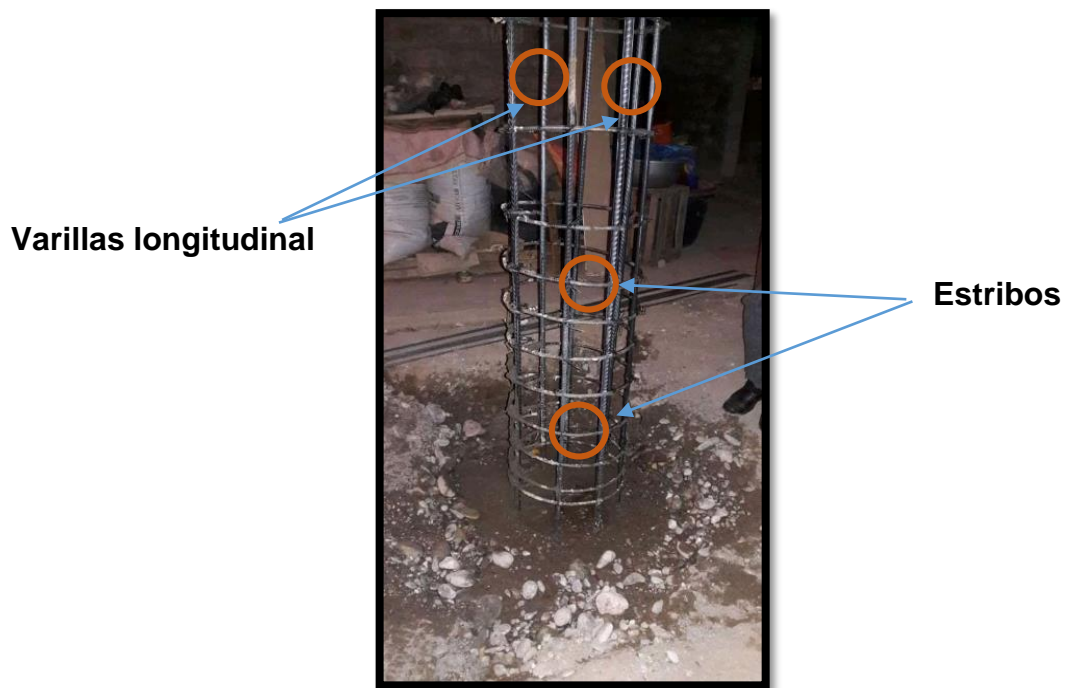




Fotografía 2. Peldaños en voladizo. Fuente propia

- ✓ Del análisis por flexo – compresión se tiene que las cargas que rigen para este diseño serán para la combinación envolvente para lo cual se tiene: carga axial actuante de 21.11 Tn con un momento de 0.798 Tn-m en la dirección cuyas cargas son las mayores de las dos direcciones, por lo cual la cuantía de acero que cumple las solicitaciones requeridas del elemento será: 4 Varillas de  $\text{Ø}5/8''$  y 4 Varillas de  $\text{Ø}1/2''$ .

Para el elemento central se determinó una cortante máxima para la combinación envolvente obteniendo una cortante de  $V_u = 4.31$  Tn lo cual se determinó que no necesita acero transversal pero por requerimientos de la norma E-060 se requiere una cuantía de acero mínimo por tal razón el diseño es de la siguiente manera:  $\text{Ø} 3/8''$  2@5cm; 4@10cm; R@25cm



Fotografía 3. Elemento central. Fuente propia

- ✓ Para la zapata se tiene un momento de 1.22 Tn-m. para un combinación (1.4CM + 1.7CV) Por lo cual el diseño de la cuantía de acero es: 5 VARILLAS Ø 1/2" @ 20 cm para ambos sentidos.

Para la zapata tenemos un peralte de diseño de 16.05 cm. Pero según la normativa de la E – 060; debemos diseñar para un peralte mínimo de 40cm. Por tal razón se indica que la influencia por fuerza cortante de penetración para este elemento es mínimo.

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA " h " DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO:**

Condicion de Diseño:  
 $V_c = Vu/\phi = (Pu - Wu.m.n)/\phi \dots (I)$

TAMBIEN:  
 $V_c = 1.06\sqrt{f_c} \times b \times d \dots (II)$

$I = II$   
 Formando una ecuacion de segundo Grado

a =	541.49
b =	199.05
c =	-18.77

Entonces d = 0.078 mt

h = 16.05 cm      usar h = 40.000 cm

d<sub>prom</sub> = 0.3173 m

Ø = 0.85

SEGÚN RNE: E-060  
 h<sub>min</sub> = 0.40 m

Figura 45. Captura excel diseño zapata. Fuente propia

## CONCLUSIONES

1. Se concluye que este sistema de escalera tendrá un mejor comportamiento estructural al empotrarla, ya que en el análisis de los momentos del apoyo central se tiene un momento de 23.56 Tn-m para una escalera no arriostrada (no empotrada) lo que no ocurre con un sistema empotrado cuyo momento es 0.798 Tn-m. A flexo – compresión tiene una carga axial de 21.11 Tn con un momento de 0.798 Tn-m, a flexión en voladizo tiene como momento 0.408 Tn-m y 1.22 Tn-m para la zapata, a cortante en el voladizo se tiene  $V_u = 1.122$  Tn y en el elemento central se tiene una cortante de  $V_u = 4.31$  Tn.
2. Del análisis por flexo – compresión se concluye que las cargas que rigen para este diseño serán para la combinación envolvente para lo cual se tiene: carga axial actuante de 21.11 Tn con un momento de 0.798 Tn-m en la dirección 2-2 cuyas cargas son las mayores de las dos direcciones, por lo cual la cuantía de acero que cumple las solicitaciones requeridas del elemento será: 4 Varillas de  $\varnothing 5/8$ " y 4 Varillas de  $\varnothing 1/2$ ".
3. Del análisis por flexión se concluye que la combinación de cargas (1.4CM +1.7CV) es la mayor de todas las combinaciones con un momento flexionante de 0.408 Tn-m. Por lo tanto la cuantía de acero para cumplir las solicitaciones requeridas por el peldaño en voladizo será de 2 varillas de  $\varnothing 1/2$ " pero según los requerimientos de la norma E-060 lo cual estipula en el capítulo 21 que los elementos vigas deberán tener como mínimo 2 varillas en cada cara por lo cual la cuantía de acero a utilizar es 4 varillas de  $\varnothing 1/2$ ". Y para la zapata se tiene un momento de 1.22 Tn-m. para un combinación (1.4CM + 1.7CV) Por lo cual el diseño de la cuantía de acero es: 5 VARILLAS  $\varnothing 1/2$ " @ 20 cm para ambos sentidos.

4. Para el análisis por fuerza cortante se concluye que los esfuerzos cortantes máximos en los peldaños en voladizo es para la combinación (1.4CM +1.7CV) obteniendo una cortante  $V_u = 1.122 \text{ Tn}$ . Lo cual según el diseño de este elemento requerirá de una cuantía de acero mínimo lo cual se dispuso de la forma siguiente:  $\emptyset 3/8''$  4 @ 5cm ; R @ 20cm, en el elemento central se determinó una cortante máxima para la combinación envolvente obteniendo una cortante de  $V_u = 4.31 \text{ Tn}$  lo cual se determinó que no necesita acero transversal pero por requerimientos de la norma E-060 se requiere una cuantía de acero mínimo por tal razón el diseño es de la siguiente manera:  $\emptyset 3/8''$  2@5cm; 4@10cm; R@25cm. Y en el caso de la zapata se indica una influencia por fuerza cortante (punzonamiento) mínimo para una combinación (1.4CM +1.7CV) por lo que se determinó un peralte de zapata mínimo igual 16.05cm pero por requerimientos de la norma E-060 se usara un peralte mínimo de 40 cm.

## RECOMENDACIONES

1. En ejecución de este sistema de escaleras se recomienda arriostrar a la edificación para evitar tener momentos muy altos en el apoyo central.
2. Para la ubicación en planta del apoyo central se recomienda tener en cuenta la estructuración de la edificación ya que este elemento será empotrado a la edificación y aportara rigidez dependiendo a la dirección en la que se ubique este elemento.
3. En el proceso constructivo de este sistema de escalera se recomienda un asentamiento en la mezcla de concreto de 4" para el apoyo central.
4. A la comunidad científica de ingeniería civil se recomienda difundir los procedimientos y criterios a emplear en este tipo de estructura; ya que es muy importante tener la información técnica adecuada para un diseño estructural eficiente que cumpla con las solicitaciones mínimas de resistencia requeridas en este tipo de escalera.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Ochoa Laguna, J. K. (2017). Diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo.
2. Flores Palomino, F. A. (2018). Análisis y diseño estructural de un edificio utilizando normativa peruana, chilena y norteamericana.
3. Mallqui, B., & Jackelin, S. (2019). Diseño de un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento.
4. Ruffrán, A., & Enrique, J. (2017). Diseño y Programación de un Software Aplicativo Sobre Sistemas de Escaleras de Concreto Armado.
5. Ticona Quispe, E. (2018). Análisis y diseño estructural en concreto armado, de un edificio multifamiliar de 6 pisos, ubicado en la Ciudad de Arequipa.
6. Pajares Cabrera, E. D., & León Vargas, J. V. (2010). Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles.
7. Cay, X., & Eduardo, C. (2016). Centro de rigidez provocado por sistemas de escalera de concreto armado sobre la estructura edificatoria de concreto reforzado (Doctoral dissertation, Universidad de San Carlos de Guatemala).
8. MORALES CALDERÓN, E. R. (2010). Criterio de análisis, diseño y ejecución y ejemplos de aplicación sobre sistemas de escaleras de concreto armado. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

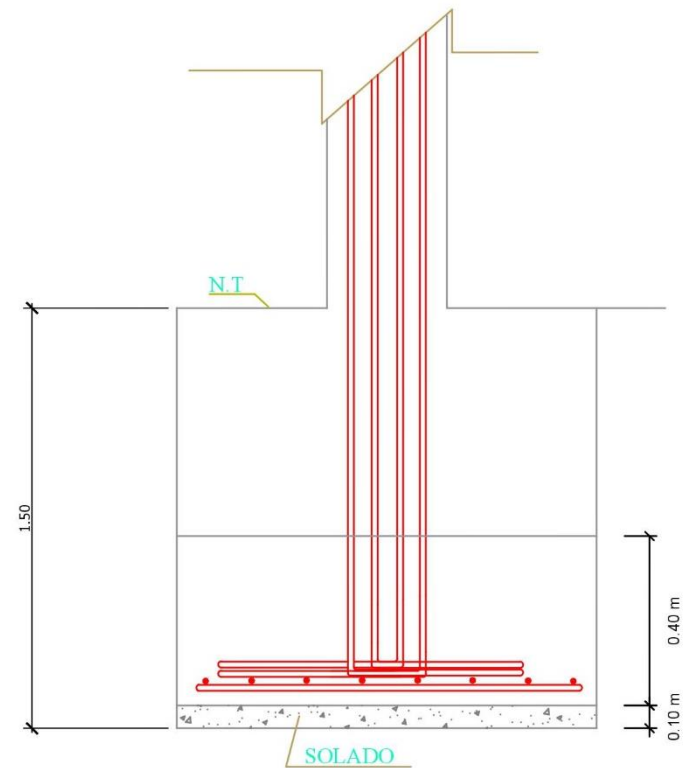
9. Bustos Ruiz, E. Y., & Velásquez Blanco, D. M. (2019). Software para el análisis y diseño de escaleras en concreto reforzado en forma de I, L y U, utilizando el lenguaje de programación Java.
10. Reglamento Nacional de Edificaciones-Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú: Diario Oficial El Peruano.
11. Nilson, A. H., Winter, G., Urquhart, L. C., & Charles Edward, O. R. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Distrito Federal, México: McGraw-Hill.
12. ACI Committee 318. (2005). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y Comentario. American Concrete Institute.
13. Morales Morales, R. (2006). Diseño en concreto armado. Fondo Editorial ICG, Lima.
14. García, J. E. O. (2014). Diseño de estructuras de concreto armado (Vol. 1). Editorial Macro.
15. Fernández Chea, C. A. (2011). Análisis y diseño de escaleras. Lima, Perú: Ciencias.
16. MCCORMAC, J. (2002). Diseño de concreto reforzado 4ª Edición. Alfaomega Grupo Editor.

## ANEXOS

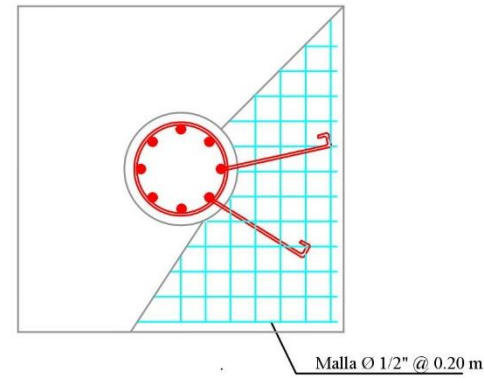
### MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p><b>Problema general:</b> ¿Cuáles son los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones?</p> <p><b>Problema específico:</b></p> <p>a) ¿Cuál es el resultado del análisis por flexo compresión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?</p> <p>b) ¿Cuál es el resultado del análisis por flexión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?</p> <p>c) ¿Qué resultado se obtiene del análisis de esfuerzos cortantes para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado?</p>	<p><b>Objetivo general:</b> Evaluar los resultados del cálculo estructural para la implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones.</p> <p><b>Objetivo específico:</b></p> <p>a) Realizar el análisis por flexo compresión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p> <p>b) Efectuar el análisis por flexión para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p> <p>c) Determinar los esfuerzos cortantes para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p>	<p><b>Hipótesis general:</b> Los resultados del cálculo estructural permiten una eficiente implementación de la metodología en el diseño de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado en edificaciones</p> <p><b>Hipótesis específico:</b></p> <p>a) El análisis por flexo compresión permite evaluar los momentos y las cargas axiales para el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado</p> <p>b) El análisis por flexión permite evaluar los momentos en el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado</p> <p>c) Los esfuerzos cortantes determinan la sección crítica a fuerza cortante en el diseño estructural de escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p>	<p><b>Variable independiente:</b> Metodología para el diseño estructural.</p> <p><b>Dimensiones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis y diseño por flexo compresión</li> <li>- Análisis y diseño por flexión</li> <li>- Análisis y diseño por cortante.</li> </ul> <p><b>Variable dependiente:</b> Escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado</p> <p><b>Dimensiones:</b></p> <p>Diseño de peldaños - <math>0.60m \leq 2C+P \leq 0.64m</math></p> <p>Diseño de pasos diagonales - Si: <math>D= 0.3m \rightarrow P \geq 0.28m</math></p>	<p><b>Método de investigación:</b> Científico</p> <p><b>Tipo de investigación:</b> Aplicada</p> <p><b>Nivel de investigación:</b> Explicativo</p> <p><b>Diseño de investigación:</b> No experimental – transversal.</p> <p><b>Población y Muestra:</b></p> <p><b>Población:</b> La población estuvo conformada por: Escaleras Helicoidales doblemente empotrada, escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p> <p><b>Muestra:</b> La muestra seleccionada por conveniencia por lo tanto no probalística está conformada por: escaleras helicoidales con apoyo central de concreto armado.</p>

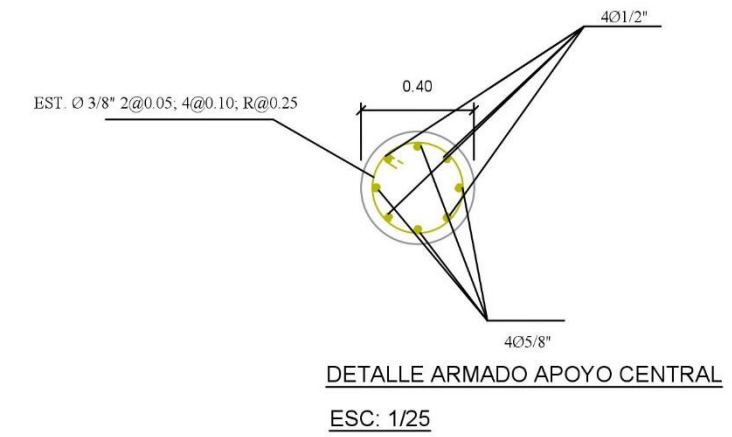




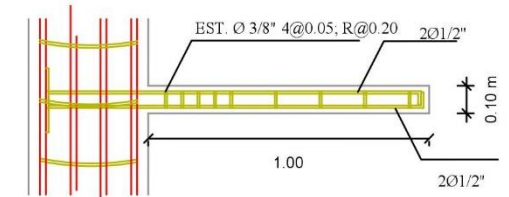
VISTA TRANSVERSAL DETALLE ARMADO DE ZAPATA  
ESC: 1/25



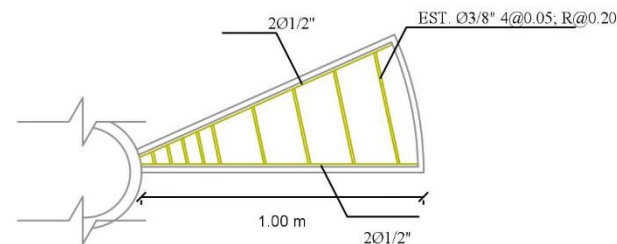
VISTA DE PLANTA DETALLE ARMADO PARRILLA PARA ZAPATA  
ESC: 1/25



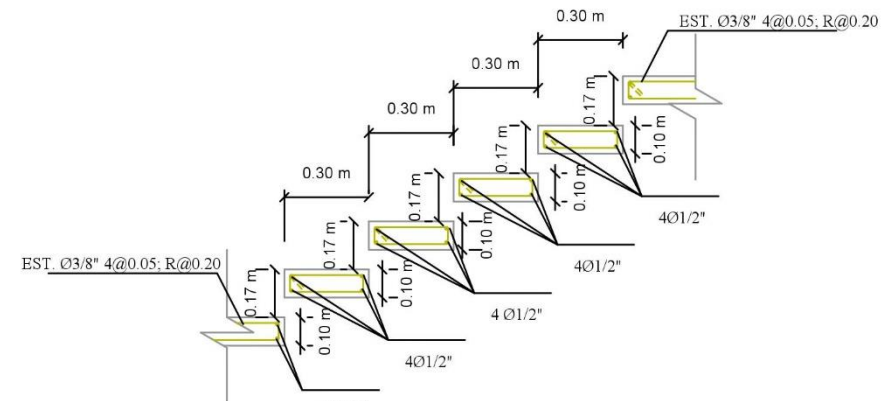
DETALLE ARMADO APOYO CENTRAL  
ESC: 1/25



VISTA TRANSVERSAL  
DETALLE ARMADO-ESCALON TÍPICO  
ESC: 1/25



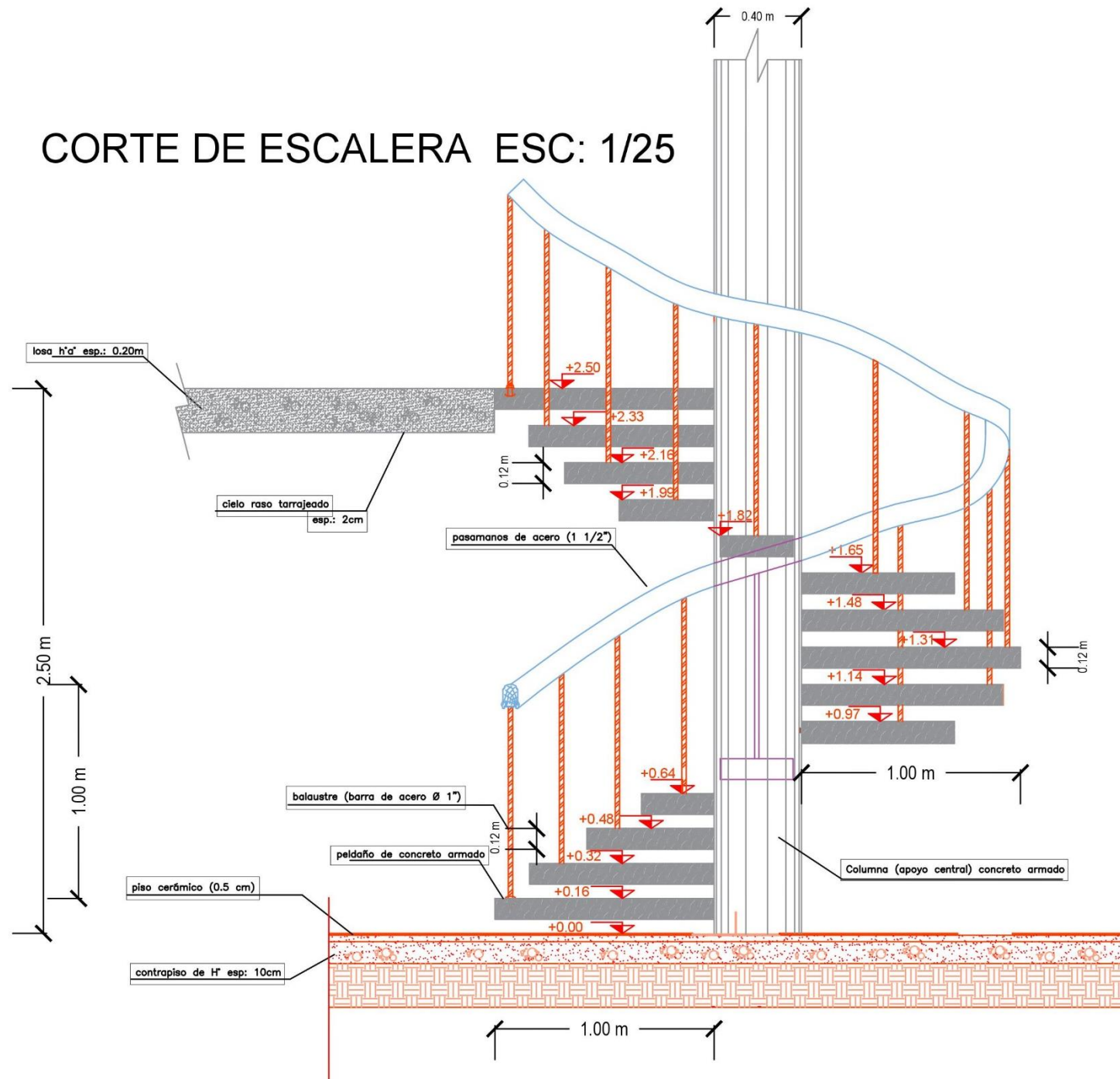
VISTA DE PLANTA  
DETALLE ARMADO-ESCALON TÍPICO  
ESC: 1/25



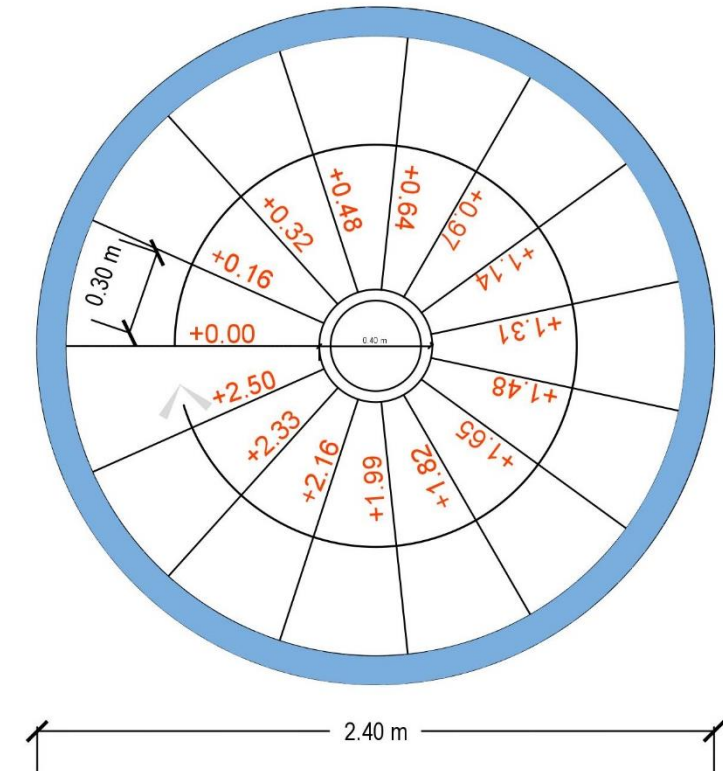
DETALLE ARMADO DE ESCALERA  
CORTE A-A  
ESC: 1/25

<b>PROYECTO:</b>		
DISEÑO ESCALERA HELICOIDAL		
<b>PROPIETARIO:</b>		
<b>UBICACION:</b>		
Psje. LOS AYMARAS TAMBO - HUANCAYO		
<b>TIPO DE PLANO:</b>		
ARQUITECTURA		
<b>DIBUJO:</b>		
SOTO MUERAS SAMMY JOEL		
<b>DIBUJO:</b>		
CADCAT		
<b>FECHA:</b>	<b>ESCALA:</b>	<b>ACOTACION:</b>
OCTUBRE 2019	INDICADA	METROS
<b>CLAVE:</b>		<b>E 01</b>

# CORTE DE ESCALERA ESC: 1/25



# VISTA EN PLANTA ESC: 1/25



<b>PROYECTO:</b>		
DISEÑO ESCALERA HELICOIDAL		
<b>PROPIETARIO:</b>		
Psje. LOS AYMARAS TAMBO - HUANCAYO		
<b>TIPO DE PLANO:</b>		
ARQUITECTURA		
<b>DIBUJO:</b>		
SOTO MUERAS SAMMY JOEL		
<b>DIBUJO:</b>		
CADCAT		
<b>FECHA:</b>	<b>ESCALA:</b>	<b>ACOTACION:</b>
OCTUBRE 2019	INDICADA	METROS
<b>CLAVE:</b>		<b>A 01</b>