

# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

Diseño de edificio de 5 pisos en suelos muy blando en la parroquia Puerto Bolívar, provincia de El Oro

### **PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

### **INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

Heidy Gissela Coello Andrade

Jorge Andrés Jaramillo Torres

**GUAYAQUIL – ECUADOR**

Año: 2019

## **DEDICATORIA**

A mis queridos padres Fresia y Jaime por enseñarme a no rendirme jamás, y que todo en la vida se logra con esfuerzo y perseverancia. A mis hermanos por siempre apoyarme incondicionalmente en cada paso de mi vida. A mi esposo por la paciencia y dedicación puesta en mí. A mis maestros por compartir sus conocimientos. A todos ustedes dedico este presente trabajo por que influyeron en mi vida permitiendo que yo cumpla una de mis metas.

Heidy Gissela Coello Andrade

## DEDICATORIA

A mis padres por apoyarme en todo momento y siempre confiar en mí. A mi familia por apoyarme en cada pequeña dificultad. A mis profesores por compartir sus conocimientos e inculcarme valores para llegar a ser un gran profesional y finalmente a mi esposa por ser un pilar fundamental en toda esta etapa ayudándome a ser un mejor estudiante. Dedico este trabajo a todos ellos quienes formaron la persona que soy hoy.

Jorge Andrés Jaramillo Torres

## **AGRADECIMIENTOS**

Nuestro agradecimiento a Dios por permitirnos concluir una etapa más en la vida con éxito, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral por exigirnos a dar siempre lo mejor de nosotros, a sus docentes por brindarnos sus conocimientos y sembrar valores para ejercer la profesión con honestidad.

Heidy Gissela Coello Andrade

Jorge Andrés Jaramillo Torres

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; **Heidy Gissela Coello Andrade y Jorge Andrés Jaramillo Torres** y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

---

**Heidy Gissela Coello  
Andrade**

---

**Jorge Andrés Jaramillo  
Torres**

# EVALUADORES

.....  
**PhD. Miguel Chávez**

PROFESOR DE LA MATERIA

.....  
**MSc. Carlos Quisphe Otacoma**

PROFESOR TUTOR

## RESUMEN

En el proyecto se presenta el diseño de un Hostal ubicado en la parroquia Puerto Bolívar, ciudad de Machala, provincia El Oro, el cual consta de 5 pisos y será construido en un suelo muy blando por lo que se tuvo que buscar la mejor opción de cimentación tanto económica y segura para su desarrollo.

Para el diseño estructural se necesitaron los planos arquitectónicos y el estudio de suelo los cuales fueron proporcionados por el cliente, y a través de interrelaciones se encontraron los diferentes parámetros necesarios para el diseño de la cimentación.

La estructura presento problemas con la derivas inelásticas permitida, también presento problemas con los modos de vibración lo cual provocaba rotación en la estructura, todo esto se logró controlar cambiando las dimensiones de los elementos estructurales, luego se obtuvo los valores de deflexión, flexión y cortante, para comparar con los valores admisibles que estipula la AISC 360-16. Las conexiones fueron diseñadas como conxtech, cumpliendo todos sus requerimientos establecidos por la AISC 358-16.

Para el diseño estructural de la cimentación se basó en norma ACI 318, y para encontrar la capacidad del suelo admisible se empleó el método de Meyerhoff.

.

**Palabras Clave:** Suelos blandos, diseño estructural, derivas inelásticas, modos de vibración, deflexión, flexión, cortante, conxtech, Meyerhoff.

## **ABSTRACT**

*In the project present the design of a Hostal located in the parish of Puerto Bolivar, Machala city, El Oro province, which consists of 5 Stories and will be built on a very soft soil so it was necessary to look for the best option of foundation both economic and safe for its development.*

*For the structural design, the architectural plans and the soil study were needed, which were provided by the client, and through different interrelationships were found the different parameters necessary for the design of the foundation.*

*The structure presented problems with the allowed inelastic drifts, also presented problems with the vibration modes which caused rotation in the structure, all this was controlled by changing the dimensions of the structural elements, then the values of deflection, bending and shear were obtained, to compare with the admissible values stipulated in the AISC 360-16.*

*The connections were designed as CONXTECH, fulfilling all its requirements established by the AISC 360-16.*

*For the structural design of the foundation, it was based on the ACI 318 standard, and to find the admissible soil capacity the Meyerhoff method was used.*

**Keywords:** *Soft soils, structural design, inelastic drifts, modes of vibration, deflection, bending, shear, CONXTECH, Meyerhoff*



# ÍNDICE GENERAL

|   |      |
|---|------|
| RESUMEN .....   | vii  |
| ABSTRACT .....  | viii |
| ÍNDICE GENERAL .....  | ix   |
| ABREVIATURAS.....   | xiii |
| SIMBOLOGÍA.....   | xiv  |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....                                       | xvii |
| ÍNDICE DE TABLAS .....  | xix  |
| CAPÍTULO 1 .....  | 22   |
| 1    INTRODUCCIÓN.....  | 22   |
| 1.1    Descripción del problema.....                          | 23   |
| 1.2    Justificación del problema.....                        | 24   |
| 1.3    Objetivo .....   | 24   |
| 1.3.1    Objetivo General.....                                | 24   |
| 1.3.2    Objetivos Específicos .....                          | 24   |
| 1.4    Marco teórico .....                                    | 25   |
| 1.4.1    Acero estructural.....                               | 25   |
| 1.4.2    Análisis estático .....                              | 25   |
| 1.4.3    Análisis dinámico modal espectral.....               | 26   |
| 1.4.4    Espectro de respuesta inelástico .....               | 27   |
| 1.4.5    Periodo de vibración .....                           | 27   |
| 1.4.6    Pórticos especiales SMF .....                        | 27   |
| 1.4.7    Pórticos SCBF .....                                  | 28   |
| 1.4.8    Conexión viga columna totalmente restringida .....   | 29   |
| 1.4.9    Conexión viga columna parcialmente restringida ..... | 29   |

|                 |  |    |
|-----------------|--|----|
| 1.4.10          | Clasificación de las cimentaciones .....                     | 30 |
| 1.4.11          | Interacción suelo – estructura métodos de análisis .....     | 31 |
| 1.4.12          | Modelo de elementos finitos .....                            | 32 |
| 1.4.13          | Método rígido.....   | 32 |
| 1.4.14          | Módulo de Reacción.....                                      | 32 |
| 1.4.15          | Asentamiento en suelos finos.....                            | 33 |
| Capítulo 2..... |  | 34 |
| 2               | METODOLOGÍA.....   | 34 |
| 2.1             | Análisis y selección de alternativas.....                    | 34 |
| 2.2             | Determinación de cargas de diseño.....                       | 36 |
| 2.2.1           | Carga muerta.....  | 36 |
| 2.2.2           | Carga viva .....   | 37 |
| 2.3             | Estados de carga .....                                       | 37 |
| 2.4             | Espectro de respuesta elástico .....                         | 38 |
| 2.6.1           | Zonificación sísmica y factor de zona Z.....                 | 39 |
| 2.6.2           | Tipo de perfil del suelo de la edificación .....             | 40 |
| 2.6.3           | Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....  | 40 |
| 2.6.4           | Factor $r$ y relación $\eta$ .....                           | 42 |
| 2.6.5           | Cálculo de $T_o$ , $T_c$ y $S_a$ .....                       | 43 |
| 2.6.6           | Periodo de vibración de la edificación .....                 | 45 |
| 2.7             | Espectro de respuesta inelástico .....                       | 46 |
| 2.7.1           | Categoría de edificio y coeficiente de importancia $I$ ..... | 46 |
| 2.7.2           | Regularidad en planta y elevación.....                       | 47 |
| 2.7.3           | Factor de reducción $R$ .....                                | 50 |
| 2.7.4           | Cálculo de aceleración $S_a$ .....                           | 51 |
| 2.7.5           | Representación gráfica de los espectros de respuesta .....   | 52 |

|                 |   |     |
|-----------------|---|-----|
| 2.8             | Cortante basal de diseño V .....                                  | 52  |
| 2.9             | Distribución de fuerzas sísmicas .....                            | 53  |
| 2.10            | Prediseño de vigas secundarias .....                              | 54  |
| 2.10.1          | Revisión por fluencia AISC 360-10 formula F2-1 .....              | 60  |
| 2.10.2          | Revisión por pandeo lateral-torsional AISC 360-10 F2-2 F2-3 ..... | 60  |
| 2.10.3          | Grafica de diseño.....  | 63  |
| 2.10.4          | Revisión a corte .....  | 64  |
| 2.11            | Prediseño de vigas principales.....                               | 66  |
| 2.11.1          | Revisión a corte .....  | 70  |
| 2.12            | Prediseño de columnas.....  | 71  |
| 2.13            | Predimensionamiento de arriostramiento diagonal .....             | 79  |
| 2.14            | Conexiones .....  | 79  |
| 2.14.1          | Conexión viga-columna .....                                       | 79  |
| 2.15            | Placa base .....  | 82  |
| 2.16            | Diseño de cimentación .....                                       | 86  |
| 2.16.1          | Diseño de las columnas.....                                       | 86  |
| 2.16.2          | Diseño de losa de cimentación.....                                | 88  |
| 2.16.3          | Diseño de muros de sótano .....                                   | 93  |
| 2.16.4          | Diseño de pilotes .....   | 100 |
| 2.16.5          | Calculo de asentamiento de pilotes .....                          | 103 |
| 2.17            | Modelación estructural en el programa estructural ETABS 2016..... | 108 |
| 2.17.1          | Cargas .....  | 113 |
| Capítulo 3..... |   | 117 |
| 3               | RESULTADOS DEL ANÁLISIS .....                                     | 117 |
| 3.1             | Análisis modal de la estructura .....                             | 117 |
| 3.2             | Derivas de piso .....   | 119 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 3.3  | Cortante basal.....  | 121 |
| 3.4  | Revisión de deflexiones en vigas secundarias y principales .....     | 123 |
| 3.5  | Revisión de flexión en vigas secundarias y principales.....          | 124 |
| 3.6  | Revisión de cortante en vigas secundarias y principales .....        | 125 |
| 3.7  | Columna.....   | 127 |
| 3.8  | Criterio columna fuerte – viga débil.....                            | 129 |
| 3.9  | Conexiones .....   | 132 |
| 3.10 | Aplicación de programa para análisis estructural de la cimentación . | 136 |
| 3.11 | Presupuesto .....  | 141 |
| 3.12 | Regulación Ambiental.....  | 143 |
|      | Capítulo 4.....  | 158 |
| 4    | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....                                  | 158 |
| 4.1  | Conclusiones.....  | 158 |
| 4.2  | Recomendaciones.....   | 158 |
|      | BIBLIOGRAFÍA .....   | 160 |
|      | ANEXOS .....   | 161 |

## ABREVIATURAS

|          |  |
|----------|--|
| ACI      | American Concrete Institute                  |
| AISC     | American Institute of Steel<br>Construction  |
| APU      | Análisis de Precios Unitarios                |
| ASCE     | American Society of Civil Engineers          |
| C        | Columna                                      |
| ESPOL    | Escuela Superior Politécnica del<br>Litoral  |
| ETABS    | Programa Estructural                         |
| SCBF     | Porticos especial no arriostrado             |
| IMF      | Porticos no arriostrado intermedio           |
| INEC     | Instituto Nacional de Estadística y<br>Censo |
| NEC      | Norma Ecuatoriana de la<br>Construcción      |
| NECSE AC | NEC: Estructuras de Acero                    |
| NECSE CG | NEC: Cargas No Sísmicas                      |
| NECSE DS | NEC: Peligro Sísmico                         |
| NECSE HM | NEC: Estructuras de Hormigón<br>Armado       |
| VS       | Viga secundaria                              |
| VP       | Viga principal                               |

## SIMBOLOGÍA

|          |  |
|----------|--|
| $\alpha$ | Coeficiente de periodo de vibración  |
| Ag       | Área gruesa o bruta  |
| As,min   | Área de acero mínima   |
| Ast      | Área de acero  |
| AT       | Área de influencia   |
| b        | Base   |
| cm       | Centímetro   |
| Cs       | Coeficiente de respuesta sísmica   |
| Ct       | Coeficiente de periodo de vibración  |
| D        | Carga muerta   |
| d        | Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero de refuerzo |
| db       | Diámetro de varilla longitudinal   |
| E        | Módulo de Young  |
| Fa       | Amplificación de espectro elástico de aceleraciones                                |
| f'c      | Esfuerzo máximo de compresión  |
| Fd       | Amplificación de espectro elástico de desplazamientos                              |
| fm       | Esfuerzo a flexión admisible   |
| Fs       | Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos                              |
| Ft       | Esfuerzo por tracción admisible  |
| fv       | Esfuerzo a cortante admisible  |
| fy       | Esfuerzo de fluencia de acero  |
| h        | altura   |
| H        | Espesor total  |
| I        | Coeficiente de Importancia   |
| k        | Exponente de altura de la estructura   |

|                    |   |
|--------------------|---|
| kg                 | Kilogramo                                       |
| kg/cm <sup>2</sup> | Kilogramo/centímetro cuadrado                   |
| kg/m <sup>3</sup>  | Kilogramo/metros cúbicos                        |
| Km                 | Factor de magnificación de momentos             |
| km <sup>2</sup>    | Kilómetros cuadrados                            |
| L                  | Carga viva                                      |
| l <sub>ef</sub>    | Longitud efectiva                               |
| L <sub>r</sub>     | Carga de cubierta                               |
| m                  | metros  |
| M                  | Momento   |
| m <sup>2</sup>     | metros cuadrados                                |
| m <sup>3</sup>     | metros cúbicos                                  |
| mm                 | milímetros                                      |
| MPa                | Megapascales                                    |
| N                  | Carga axial aplicada                            |
| N <sub>adm</sub>   | Carga axial admisible                           |
| N <sub>cr</sub>    | Carga crítica de Euler                          |
| ∅                  | Diámetro de varilla                             |
| ∅ <sub>e</sub>     | Coeficiente de irregularidad en elevación       |
| ∅ <sub>p</sub>     | Coeficiente de irregularidad en planta          |
| r                  | Factor de espectro de diseño elástico           |
| R                  | Factor de reducción de fuerzas sísmicas         |
| S                  | Carga por granizo                               |
| S <sub>a</sub>     | Espectro de respuesta elástico de aceleraciones |
| S <sub>max</sub>   | Separación máxima entre estribos                |
| S <sub>min</sub>   | Separación mínima entre estribos                |
| T <sub>a</sub>     | Periodo de vibración                            |
| T <sub>c</sub>     | Periodo límite de vibración                     |
| T <sub>o</sub>     | Periodo límite de vibración                     |

|           |                                     |
|-----------|-------------------------------------|
| tonf      | Tonelada-fuerza                     |
| V         | Cortante basal                      |
| W         | Peso sísmico                        |
| Wd        | Carga muerta por área               |
| Wi        | Peso por nivel                      |
| WI        | Carga viva por área                 |
| Wpp       | Carga por peso propio               |
| Wt        | Carga total                         |
| Z         | Factor de zona sísmica              |
| $\Delta$  | Deriva                              |
| $\eta$    | Relación de amplificación espectral |
| $\lambda$ | Relación de esbeltez                |
| $\rho$    | Cuantía de acero                    |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |     |
|--|-----|
| Figura 1.1 Conexiones resistente a momento .....   | 29  |
| Figura 2.1 Mapa del Ecuador de zonificación sísmica .....  | 39  |
| Figura 2.2 Nomograma para marco arriostrado .....  | 48  |
| Figura 2.3 Nomograma para marco no arriostrado .....   | 48  |
| Figura 2.4 Parámetros de piso flexible .....   | 49  |
| Figura 2.5 Gráfico de espectros de respuestas elástico e inelástico .....                            | 52  |
| Figura 2.6 Nomenclatura de sección de viga .....   | 56  |
| Figura 2.7 Vista en planta de vigas secundarias .....  | 59  |
| Figura 2.8 Diagrama Momento nominal vs longitud sin soporte lateral en VS1-<br>base .....            | 63  |
| Figura 2.9 Diagrama Momento nominal vs longitud sin soporte lateral en VS1-<br>mezzanine .....       | 64  |
| Figura 2.10 Vista en planta de columnas .....  | 71  |
| Figura 2.11 Nomenclatura de sección de columna .....   | 73  |
| Figura 2.12 Esfuerzo de pandeo vs longitud efectiva .....  | 77  |
| Figura 2.13 Cortante y momento entre la cara de columna y el centro de la<br>conexión conxtech ..... | 80  |
| Figura 2.14 Zapata sometida a carga axial y momento .....  | 83  |
| Figura 2.15 Resistencia a la tracción .....  | 84  |
| Figura 2.16 Área efectiva del bulón .....  | 85  |
| Figura 2.17 Diagrama de interacción de columna .....   | 88  |
| Figura 2.18 Diagrama de momentos y cortante actuantes en la losa de<br>cimentación .....             | 91  |
| Figura 2.19 Dimensiones de muro de contención .....  | 94  |
| Figura 2.20 Losa dividida en tramos para cálculo de pilotes .....                                    | 102 |
| Figura 2.21 Propiedades del material acero A36 .....   | 109 |
| Figura 2.22 Propiedades del hormigón $f'c$ : 210 Kg/cm <sup>2</sup> .....                            | 109 |
| Figura 2.23 Propiedades del hormigón $f'c$ : 280 Kg/cm <sup>2</sup> .....                            | 110 |
| Figura 2.24 Definición de la sección de losa .....   | 111 |
| Figura 2.25 Vista 3D de la modelación estructural .....  | 111 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 2.26 Vista en panta de la estructura.....  | 112 |
| Figura 2.27 Vista en elevación de la estructura en dirección x.....                               | 112 |
| Figura 2.28 Vista en elevación de la estructura en dirección y.....                               | 113 |
| Figura 2.29 Definición de cargas.....   | 113 |
| Figura 2.30 Ingreso de la función de espectro de respuesta.....                                   | 114 |
| Figura 2.31 Definición del tipo de cargas .....   | 115 |
| Figura 2.32 Combinaciones de cargas.....  | 115 |
| Figura 2.33 Ingreso de la envolvente en dirección x .....   | 116 |
| Figura 2.34 Ingreso de la envolvente en dirección y .....   | 116 |
| Figura 3.1 Desplazamiento de la estructura en el modal 1 .....                                    | 117 |
| Figura 3.2 Derivas máximas por piso actuando el sismo en dirección x .....                        | 120 |
| Figura 3.3 Derivas máximas por piso actuando en el sismo en dirección y ..                        | 121 |
| Figura 3.4 Cortante máximo en la estructura actuando el sismo en dirección<br>x .....             | 122 |
| Figura 3.5 Cortante máximo en la estructura actuando el sismo en dirección<br>y .....             | 123 |
| Figura 3.6 Relación demanda/capacidad de fuerza cortante en principales del<br>nivel N+0.00 ..... | 126 |
| Figura 3.7 Relación demanda/capacidad de fuerza cortante en principales del<br>nivel N+5.20 ..... | 126 |
| Figura 3.8 Modelación de cimentación.....   | 136 |
| Figura 3.9 Asignación de sección losa de cimentación .....  | 136 |
| Figura 3.10 Definición del coeficiente de balasto para losa de cimentación .                      | 137 |
| Figura 3.11 Asignación del coeficiente en losa de cimentación .....                               | 137 |
| Figura 3.12 Definición de sección de pilotes .....  | 138 |
| Figura 3.13 Configuración de Pilotes .....  | 138 |
| Figura 3.14 Coeficiente de balasto horizontal para pilotes.....                                   | 139 |
| Figura 3.15 Coeficiente de balasto vertical para pilotes .....                                    | 139 |
| Figura 3.16 Ejecución del programa.....   | 140 |
| Figura 3.17 Reacciones en el suelo .....  | 140 |
| Figura 3.18 Permiso ambiental.....  | 143 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|  |    |
|--|----|
| Tabla 2.1 Comparación de materiales estructurales .....                                      | 35 |
| Tabla 2.2 Comparación de rigidizadores para el edificio .....                                | 35 |
| Tabla 2.3 Comparación de cimentación profunda .....  | 35 |
| Tabla 2.4 Carga muerta .....   | 37 |
| Tabla 2.5 Carga viva .....   | 37 |
| Tabla 2.6 Tipo de suelo y factores de sitio $F_a$ .....                                      | 40 |
| Tabla 2.7 Tipo de suelo y factores de sitio $F_d$ .....                                      | 41 |
| Tabla 2.8 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo<br>$F_s$ ..... | 41 |
| Tabla 2.9 Factores sísmicos del hostal .....   | 42 |
| Tabla 2.10 Factor $r$ y relación $\eta$ .....  | 42 |
| Tabla 2.11 Valores de $S_a$ (g) .....  | 44 |
| Tabla 2.12 Valores de $C_t$ y $\alpha$ .....   | 45 |
| Tabla 2.13 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. ....                         | 47 |
| Tabla 2.14 Pórtico en dirección $x$ .....  | 49 |
| Tabla 2.15 Pórtico en dirección $y$ .....  | 49 |
| Tabla 2.16 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. ....                         | 50 |
| Tabla 2.17 Parámetros para el diseño del espectro inelástico .....                           | 51 |
| Tabla 2.18 Valores de $S_a$ (g) .....  | 51 |
| Tabla 2.19 Parámetro $K$ .....   | 54 |
| Tabla 2.20 Distribución de fuerzas horizontales .....  | 54 |
| Tabla 2.21 Aplicación de las secciones del Capítulo F .....                                  | 55 |
| Tabla 2.22 Datos de la viga secundaria VS2 N+0.00 .....                                      | 58 |
| Tabla 2.23 Datos de la viga secundaria VS2 N+5.20 .....                                      | 58 |
| Tabla 2.24 Secciones de vigas secundarias .....  | 60 |
| Tabla 2.25 Verificación a corte de VS1-base .....  | 66 |
| Tabla 2.26 Verificación a corte de VS1-mezzanine .....                                       | 66 |
| Tabla 2.27 Carga muerta y viva por piso .....  | 67 |
| Tabla 2.28 Predimensionamiento de vigas principales N+0.00 .....                             | 68 |
| Tabla 2.29 Predimensionamiento de vigas principales N+5.20 .....                             | 68 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 2.30 Comparación de momento capacidad/demanda pórtico x.....          | 69  |
| Tabla 2.31 Comparación de momento capacidad/demanda pórtico y.....          | 69  |
| Tabla 2.32 Secciones de vigas principales .....                             | 70  |
| Tabla 2.33 Verificación a cortante de vigas principales del pórtico x ..... | 70  |
| Tabla 2.34 Verificación a cortante de vigas principales del pórtico y ..... | 70  |
| Tabla 2.35 Área tributaria de columnas.....                                 | 71  |
| Tabla 2.36 Carga axial de columnas .....                                    | 72  |
| Tabla 2.37 Estados límites de elementos a compresión .....                  | 75  |
| Tabla 2.38 Predimensionamiento de columna central.....                      | 78  |
| Tabla 2.39 Predimensionamiento de columna .....                             | 87  |
| Tabla 2.40 Características de suelo bajo Losa.....                          | 89  |
| Tabla 2.41 Correlación de $N_{spt}$ y $C_u$ .....                           | 89  |
| Tabla 2.42 Capacidad de carga del suelo .....                               | 90  |
| Tabla 2.43 Cargas en extremos de la losa. ....                              | 91  |
| Tabla 2.44 Geometría transversal de la losa.....                            | 92  |
| Tabla 2.45 Acero longitudinal en la losa.....                               | 93  |
| Tabla 2.46 Datos geométricos de muro de contención .....                    | 94  |
| Tabla 2.47 Datos generales de suelo sobre muros .....                       | 95  |
| Tabla 2.48 Fuerza de Rankine sobre el muro .....                            | 95  |
| Tabla 2.49 Momentos sobre muro de contención .....                          | 95  |
| Tabla 2.50 Comprobación de factor de Volcamiento.....                       | 96  |
| Tabla 2.51 Comprobación de factor de deslizamiento. ....                    | 96  |
| Tabla 2.52 Resumen cálculo de acero de base del muro. ....                  | 97  |
| Tabla 2.53 Verificación de cortante .....                                   | 98  |
| Tabla 2.54 Calculo de momento en pantalla de muro. ....                     | 98  |
| Tabla 2.55 Verificación de momentos .....                                   | 99  |
| Tabla 2.56 Verificación de corte pantalla .....                             | 99  |
| Tabla 2.57 Refuerzo longitudinal en pantalla de muro. ....                  | 99  |
| Tabla 2.58 Datos generales de suelo bajo pilotes.....                       | 100 |
| Tabla 2.59 Capacidad en la punta del pilote .....                           | 100 |
| Tabla 2.60 Capacidad del pilote por fuste. ....                             | 101 |
| Tabla 2.61 Datos geométricos tramos A-F .....                               | 102 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 2.62 Carga sobre el tramo A-F .....  | 102 |
| Tabla 2.63 Numero de pilotes .....   | 103 |
| Tabla 2.64 Asentamiento elástico del pilote .....  | 104 |
| Tabla 2.65 Asentamiento en la punta del pilote.....  | 105 |
| Tabla 2.66 Asentamiento por carga del fuste .....  | 105 |
| Tabla 2.67 Asentamiento de grupo de pilotes por consolidación .....  | 107 |
| Tabla 3.1 Modos de vibración de la edificación.....  | 118 |
| Tabla 3.2 Derivas de piso elásticas e inelásticas aplicando el análisis modal<br>espectral.....                  | 119 |
| Tabla 3.3 Porcentaje de deriva de piso inelástica de la estructura aplicando el<br>análisis modal espectral..... | 120 |
| Tabla 3.4 Valores del cortante basal dinámico y estático de la estructura .....                                  | 122 |
| Tabla 3.5 Revisión del cumplimiento de deflexiones máximas en vigas<br>secundarias por la AISC.....              | 124 |
| Tabla 3.6 Revisión del momento nominal en vigas secundarias .....  | 125 |
| Tabla 3.7 Comportamiento elástico o inelástico de las columnas .....   | 127 |
| Tabla 3.8 Capacidad y demanda de la columna .....  | 128 |
| Tabla 3.9 Revisión de momento de las columnas .....  | 128 |
| Tabla 3.10 Cumplimiento de criterio columna fuerte – viga débil en planta<br>baja .....                          | 130 |
| Tabla 3.11 Cumplimiento de criterio columna fuerte – viga débil en<br>mezzanine.....                             | 131 |
| Tabla 3.12 Revisión de soldadura para vigas secundaria IPE 200 – IPE180.   | 132 |
| Tabla 3.13 Revisión de soldadura de vigas principales conxtech conxl moment<br>connection en planta baja .....   | 133 |
| Tabla 3.14 Revisión de soldadura de vigas principales conexión conxtech en<br>1er piso .....                     | 133 |
| Tabla 3.15 Diseño de la placa base .....   | 134 |
| Tabla 3.16 Dimensiones de placa base .....   | 134 |
| Tabla 3.17 Diseño placa base .....   | 135 |
| Tabla 3.18 Presupuesto general .....   | 141 |

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUCCIÓN

A partir del sismo que se produjo el 16 de abril de 2016, los sismo han tomado mucha relevancia en nuestro país al momento de diseñar cualquier tipo de estructura, esto se debe a que nos encontramos en una zona altamente sísmica por lo cual la Norma Ecuatoriana de Construcción exige un análisis sísmico a cualquier tipo de construcción para prevenir siniestros al momento de que se presente un sismo.

Para el presente diseño se escogió como material estructural el acero, debido que se desea disminuir el peso de la superestructura por las condiciones de suelo que se tiene.

Los elementos estructurales cumplirán con los requisitos establecidos por la AISC 360-10 y la NEC 2015.

Para el diseño del hostel se empezara con el predimensionamiento de vigas y columnas a través del programa Microsoft Excel. Se revisara que los elementos estructurales cumplan con los requerimientos estipulados en la norma.

Una vez dimensionados todos los elementos estructurales, se modelara la edificación en el programa estructural ETABS. El diseño se basó en el análisis de fuerzas mediante el análisis dinámico espectral para revisar y comprobar los modos de vibración, cortante basal y derivas de la edificación.

La estructura constara de un sótano, con el objetivo de alivianar la carga que soportara el suelo, también se incluirá el diseño de una losa de cimentación para evitar futuros asentamientos diferenciales.

Al tener una capacidad de carga muy baja en el suelo se requiere la que la estructura conste de pilotes los cuales se asentaran en un estrato de suelo adecuado en donde se controlara los asentamientos.

## 1.1 Descripción del problema

La parroquia Puerto Bolívar de la ciudad de Machala es una zona turística, por contar con la vista hacia el mar y centros comerciales. Por tales motivos la propietaria del terreno ha decidido construir un hostel de 5 pisos que cuente con locales comerciales y dormitorios.

El diseño arquitectónico y el estudio de suelo fueron realizados en el año 2016 por profesionales capacitados. El diseño estructural fue realizado previamente por una persona profesional pero por dificultades tanto en la superestructura y en la infraestructura el diseño no fue finalizado por el incumplimiento de las normas vigentes.

La propietaria del terreno estuvo de acuerdo que el material estructural sea acero ya que en hormigón no cumplía con derivas y aportaba más carga al suelo.

En el diseño el mayor problema que se presenta se debe a que la estructura se asentara sobre un suelo muy blando con una resistencia de 0.53 t/m<sup>2</sup> por lo que el mayor reto constara en buscar el diseño de una cimentación adecuada ya sea profunda o superficial sin dejar de lado el factor económico y de seguridad de tal manera que sea capaz de soportar un sismo de gran magnitud y no tener problemas estructurales de ningún tipo para así poder salvaguardar la vida de las personas que hagan uso del mismo.

Se realizara un diseño estructural metálico con el objetivo de tener una estructura liviana ya que la construcción constara de 5 pisos los cuales están divididos en planta baja donde se encontrar locales comerciales y la recepción, en el mezzanine se ubicara un restaurante y habitaciones, y los 3 siguientes pisos serán solamente para habitaciones.

Es necesario señalar que la altura entre pisos es de 2.60 m para la planta baja y mezzanine y de 3.00m para el resto de pisos.

Todos los parámetros de nuestro diseño cumplirán con lo requerido en las siguientes normas AISC-360-10, NEC\_SE\_CG (Cargas No Sísmicas), NEC\_SE\_DS (Peligro Sísmico) y el ASCE -SEI 41-13.

El análisis estructural se lo llevara a cabo en el programa ETABS 2016 en el cual se revisara que cumpla con derivas y que resista todos los esfuerzos causados por el sismo.

## **1.2 Justificación del problema**

Después del fatídico 16 de abril de 2016 pudimos evidenciar el poco análisis estructural que tenían las edificaciones por lo cual muchas de ellas fallaron causando el colapso de las mismas.

Es por este motivo que debemos comprobar que nuestras estructuras trabajen de manera adecuada al momento que se produzca un sismo.

El análisis dinámico nos permitirá conocer cómo será el comportamiento de esta durante un sismo a través de parámetros como el periodo de vibración y cortante basal.

Al encontrarse la estructura sobre un suelo con muy poca capacidad admisible será necesario realizar un adecuado diseño de la cimentación para evitar los asentamientos de la estructura y evitar posibles problemas estructurales.

## **1.3 Objetivo**

### **1.3.1 Objetivo General**

- Diseño de la hostel "Las Fragatas" en base a las normativas nacionales e internacionales, para su correcta funcionalidad frente a un sismo, promoviendo seguridad y comodidad a sus visitantes.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Recopilación de información del proyecto a través del dialogo con los propietarios del terreno
- Análisis de planos arquitectónicos, para conocer la distribución de la hostel



- Planteamiento y selección de alternativas de material de construcción y de sus elementos estructurales
- Prediseño de los diferentes componentes de la estructura
- Análisis y diseño estructural
- Elaboración de planos generales
- Elaboración de presupuesto y análisis de precio unitario
- Regularización ambiental

## **1.4 Marco teórico**

### **1.4.1 Acero estructural**

El acero como material de construcción ha tomado fuerza al pasar de los años, siendo así que ahora está reemplazando al hormigón en construcciones de puentes, edificaciones, entre otras obras civiles.

El acero a diferencia del hormigón presenta alta ductilidad siendo así que soporta grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Posee alta resistencia a compresión y tracción, por lo que no se requiere otro material adicional para que cumpla con los requerimientos de las normas vigentes. (Arenas Giraldo & Rojas López, 2007)

El acero es un material que presenta vulnerabilidad hacia la corrosión por lo tanto siempre debe ir acompañado de un recubrimiento de anticorrosivo como la pintura.

Si los elementos de acero son expuestos al fuego su resistencia se reducirá considerablemente ya que el acero sin protección térmica puede transmitir calor rápidamente hacia los demás elementos provocando así el colapso de la estructura. (McCormac & Csernak, 2013)

### **1.4.2 Análisis estático**

El método estático basado en fuerzas es el método tradicional de sismo resistente para construcciones. El método de fuerzas caracteriza la estructura en términos de la rigidez inicial y del amortiguamiento elástico, dicho método no considera la relación del factor de reducción ni el máximo desplazamiento

permitido en la estructura. (Moreno Gonzalez, Bairan Garcia, & Huaman Cevallos, 2011)

El análisis estático permite la reducción de los factores de fuerza lo que implica una reducción en la resistencia y ductilidad en las estructuras de cualquier material, el valor de reducción varía de acuerdo a la normativa de cada país, para controlar el daño provocado por los sismos en la estructura.

La aplicación del método estático está limitado a las siguientes condiciones:

- La altura del edificio debe ser menor de 30 metros para estructuras regulares mientras que para estructuras irregulares menor de 20 metros.
- De acuerdo a la zona sísmica: Los edificios ubicados en la zona I su altura máxima de 40 m y para estructuras irregulares máximo 30 metros.
- En la modelación de la estructura el comportamiento dinámico debe estar basado en el modo fundamental de la estructura.
- Se debe considerar que la estructura tiene una configuración geométrica regular.
- La masa se debe encontrar uniformemente distribuida en cada nivel.
- Los entrepisos deben ser modelados como diagramas rígidos.
- Se considera un análisis lineal que toma en cuenta los efectos no-lineales a través del factor Q. (Arnal Simòn & Betancourt Suárez, 2004)

#### **1.4.3 Análisis dinámico modal espectral**

El análisis espectral permite estimar los desplazamientos, fuerzas y momentos de los elementos estructurales que son sometidos a cargas de sismo.

El análisis modal calcula los valores máximos de los desplazamientos y de las aceleraciones en cada modo de vibración.

Además realiza la modelación modal más aproximada a la real de la estructura ante la aplicación de fuerzas laterales ya que agrega información que no ha sido utilizada en el análisis estático, también considera el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. (Edward, 2004)

El análisis modal espectral, se basa en el diseño del espectro de respuesta, este método permite varios grados de libertad por planta en la edificación.

La combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración (SRSS o CQC) deberá diferir en un 10%, con la finalidad de obtener los valores de desplazamiento y fuerza más cercanos a la realidad. (Blázquez Martínez, 1997)

#### **1.4.4 Espectro de respuesta inelástico**

“Podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento” (Crisafulli & Villafañe, 2002)

El oscilador de un grado de libertad manifiesta un comportamiento no lineal, la estructura experimenta sus deformaciones en el rango plástico por acción del sismo.

#### **1.4.5 Periodo de vibración**

El periodo de vibración de una estructura es de mucha importancia debido que es el tiempo que se demora una estructura en dar una oscilación cuando actúa el sismo.

El periodo real de la estructura es obtenida a través de un modelo matemático lineal elástico (análisis dinámico elástico espectral).

La norma recomienda evitar que la estructura-suelo entre en resonancia, por lo tanto el periodo de vibración deberá diferir del periodo predominante de la cimentación. (Blázquez Martínez, 1997)

#### **1.4.6 Pórticos especiales SMF**

El sistema SMF es considerado por poseer alta ductilidad en sus elementos estructurales y es capaz de desarrollar incursiones inelásticas significativas.

El factor de reducción sísmica es mayor en consideración con los demás pórticos, por lo tanto su acción sísmica disminuirá.

Los esfuerzos producidos por el sismo se concentraran en la rótula plástica, la cual deberá ser ubicada en la viga ya que la columna deberá permanecer en el rango elástico.

Para que el edificio logre una alta disipación de energía, deberá cumplir con los siguientes requisitos:

**Criterio columna fuerte-viga débil**

La conexión viga – columna deberá ser precalificada

Los extremos de las vigas deberán ser consideradas como zonas protegidas

**Secciones sísmicamente compactas**

Las rotulas plásticas deberán exhibir una capacidad de rotación inelástica mínima de 0.03 radianes.

Se arriostrara lateralmente la viga en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y zonas donde el análisis indique que puede localizarse una posible rotula plástica.

#### **1.4.7 Pórticos SCBF**

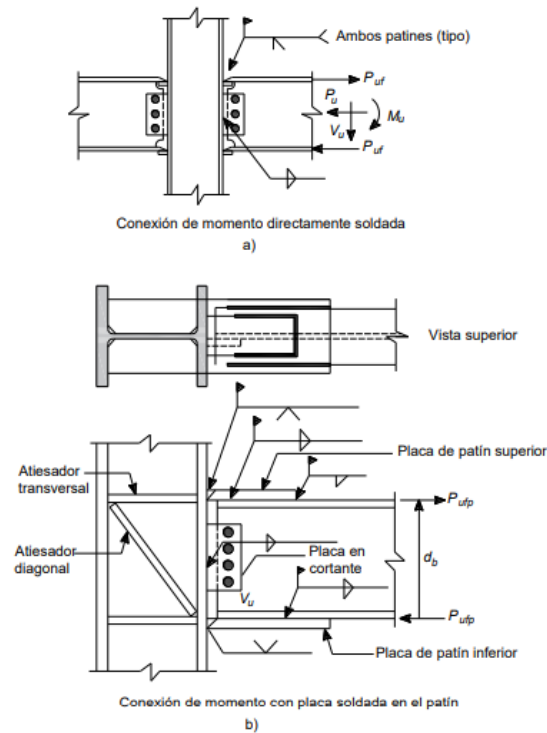
Los sistemas SCBF presentan una alta disipación de energía a través de su comportamiento histérico (Post-Pandeo) de las diagonales, asegurando que la deformación plástica solo ocurra en las diagonales, permitiendo que las vigas y columnas no soporten grandes acciones sísmicas, logrando reducir sus secciones y aliviando la estructura. Es una solución que proporciona resistencia y rigidez lateral en las estructuras de mediana y alta altura.

Las riostras deberán considerarse como miembros de ductilidad limitada, y su ángulo de inclinación deberá estar comprendido entre 30° y 60° “Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia. Además, se puede dificultar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico”. (Crisafulli F. J., 2018)

La estrategia de diseño permite asegurar que las vigas, columnas y conexiones posean la capacidad suficiente para soportar las cargas gravitacionales, aun cuando las riostras hayan fallado.

### 1.4.8 Conexión viga columna totalmente restringida

Son conexiones que son capaces de transferir momentos flexionantes con una rotación relativa despreciable, fuerza axial y fuerza cortante, por lo que deberán presentar una alta resistencia y rigidez.



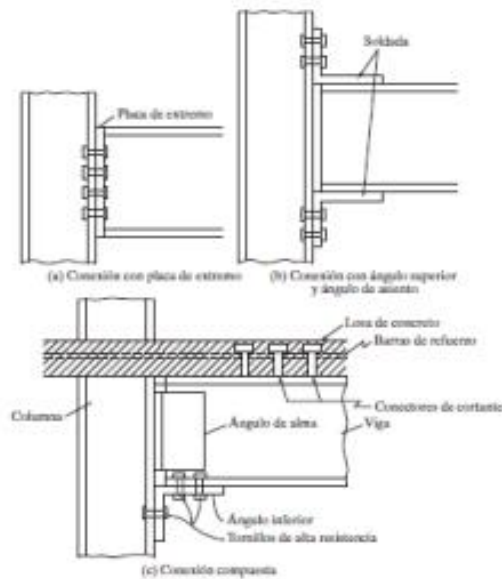
**Figura 1.1 Conexiones resistente a momento**

Fuente: (McCormac & Csernak, 2013)

### 1.4.9 Conexión viga columna parcialmente restringida

Son conexiones que son capaces de transferir momentos con una rotación relativa no despreciable, presentando un déficit en su rigidez lo que impide mantener los ángulos originales entre sus miembros estructurales.

Este tipo de conexión indica el reconocimiento de que siempre está presente alguna restricción.



**Figura 1.2 Conexiones parcialmente restringida**

Fuente: (McCormac & Csernak, 2013)

#### 1.4.9.1 Cimentación

Es la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas que provienen de la superestructura al suelo distribuyéndolas sobre este de tal manera que no superen la presión admisible del mismo.

Debido a que las presiones que ejercen las columnas por lo general son mayores a las que resiste el suelo es necesario aumentar el área de contacto para así disminuir estas presiones.

La cimentación es muy importante y se la debe de realizar de manera adecuada porque la estabilidad de la estructura depende de esta.

#### 1.4.10 Clasificación de las cimentaciones

Por lo general las cimentaciones son clasificadas dependiendo a la profundidad en donde se las colocara, por lo que se dividen en dos grupos:

- 1) **Cimentaciones superficiales:** son aquellas que se colocan sobre estratos superficiales con una capacidad de carga alta capaz de resistir la carga que proviene de la superestructura.

**Zapatas.-** Debido a los grandes esfuerzos que transmiten las columnas es necesario el aumento de sección de las mismas en la base de las mismas de tal manera que aumente el área de contacto con el suelo, las

zapatas pueden ser aisladas (si sobre ellas se apoya una sola columna) o Zapatas combinadas (si se apoyan más de una columna sobre ellas).

**Losas de cimentación.**- Son de áreas grandes en donde se apoyan todas las columnas pueden ser losas planas (sin vigas) o con vigas (llamadas contratrabes). En ocasiones se puede utilizar losas compensadas que se colocaran a mayores profundidades con el objetivo de alivianar así la presión en estratos que se encuentren a profundidades mayores y disminuir los asentamientos estas losas por lo general se construyen junto a muros de sótano para estabilizar las paredes del suelo.

- 2) **Cimentaciones profundas:** Son aquellas cimentaciones las cuales se colocan en suelos capacidad portante en la superficie muy baja, las cimentaciones profundas pueden trabajar por fricción y/o por punta.

Se considera que trabajan por punta cuando existen estratos de suelo a grandes profundidades con una capacidad portante alta por lo que los pilotes se asentara sobre este estrato, en cambio se considera que un pilotes trabaja por fuste cuando solo se considera la fricción entre la cara del suelo y el pilote para resistir las cargas de la estructura.

#### **1.4.11 Interacción suelo – estructura métodos de análisis**

La interacción suelo-estructura básicamente hace referencia a la elasticidad de la base de cimentación causada por la presencia de la estructura, esta tiene un efecto directo en los cálculos de edificaciones y básicamente lo que se busca es establecer sus reacciones y deformaciones teniendo en cuenta que deberán ser iguales o compatibles. La comprensión y el análisis de la interacción suelo-estructura, nos lleva a indicar que la respuesta natural del suelo no solo es la de modificar las condiciones de los apoyos que en un principio se asumen estáticos, sino que además tiene efectos directos en la amortiguación de las estructuras, existiendo así una influencia bilateral en el comportamiento del suelo y la estructura (Jimenez & Mercado, 2010)

#### **1.4.12 Modelo de elementos finitos**

Es necesario para los diferentes casos que se presentan al momento de realizar cálculo de cimentaciones utilizar MEF que aproxima de manera clara el comportamiento de las estructuras y de acuerdo a las propiedades de cada caso adopta un modelo de interacción único.

#### **1.4.13 Método rígido**

Este método es el más básico y considerara la distribución de reacciones en el suelo lineal, se calcula así el refuerzo necesario para contrarrestar dichas fuerzas y es común que en este proceso los factores de seguridad sean altos con el propósito de evitar incertidumbres derivadas de la simplificación. (Terzaghi, 1943)

#### **1.4.14 Módulo de Reacción**

A medida que pasó el tiempo los ingenieros se vieron en la necesidad de obtener un método más analítico el cual representara de una manera más real las interacciones y rebasar las restricciones que suponía el método de distribución lineal. En síntesis este método parte del supuesto en el que la distribución de presiones es directamente proporcional al asentamiento y se define por la relación  $Ks = q$ , donde ( $q$ ) es la presión de contacto y ( $\delta$ ) el desplazamiento, este modelo incorpora el suelo como un sistema de resortes cuyo contacto es constante en toda la superficie. (Alfonso & Murcia, 2016)

Este método puede aplicarse tanto a cimentaciones rígidas como flexibles sin embargo existen algunas limitaciones:

- La consideración de que los resortes se comporten independientemente de que en su contorno existan más cargas (presiones generadas por resortes vecinos).
- Los valores que posea el modulo dependen además del terreno de las características de la cimentación.



#### **1.4.15 Asentamiento en suelos finos**

Para un proyecto de obra en el cual se requiera de cimentaciones, es bien sabido que uno de los parámetros fundamentales para el funcionamiento adecuado de una estructura, es el cálculo de los asentamientos del suelo generados por una sobrecarga inducida. Sabemos que los cálculos de capacidad portante de una estructura de cimentación quedan a mitad de camino, sino se tienen en cuenta los asentamientos diferenciales del terreno. De hecho, la mayoría de problemas que presenta todo el conjunto de una superestructura y su cimentación, en la mayoría de los casos no se debe al mal cálculo de la capacidad de carga de la misma, sino al mal cálculo de los asentamientos por efectos de una sollicitación externa de carga, ya sean deformaciones lentas, sostenidas o rápidas en un terreno. Cuando se diseñan cimentaciones profundas, son varios los casos que se pueden presentar para el cálculo del asentamiento de un terreno. Sin embargo, el caso que mayor dificultad dichos cálculos, es aquel en que el basamento resistente de apoyo donde reposan las puntas de los pilotes, se encuentra alojado directamente encima de un estrato de suelo blando (Juárez & Rico, 2005). Para este modelo, no existe un método estándar de cálculo para las deformaciones del terreno, por lo que el procedimiento más utilizado es el de la teoría de Boussinesq, en la que los esfuerzos de toda la estructura son transmitidos a través del cuerpo de cada pilote hasta su punta, y son tenidos en cuenta como una carga uniformemente distribuida en toda el área cargada del basamento de apoyo. No obstante, estos cálculos son aún más difíciles de hallar, si los pilotes funcionan por fricción, o como en la mayoría de los casos, con funcionamiento mixto. Cuando se presenta de esta manera, la recomendación general para la cedencia del estrato blando, es suponer que toda la carga actuante de la cimentación, es recibida por una losa o placa imaginaria situada a una altura determinada de la zona piloteada. La precisión en los cálculos de la distribución de los esfuerzos mediante la teoría de Boussinesq, dependerá de la buena posición que se le conceda a la placa, pues esto favorecerá la interacción suelo-estructura y por consiguiente los cálculos finales (Juárez & Rico, 2005)

# CAPÍTULO 2

## 2 METODOLOGÍA

### 2.1 Análisis y selección de alternativas

Antes de construir una edificación siempre se busca diseñar con materiales que se encuentre en el mercado, sean económicos pero al mismo tiempo que ofrezcan una alta resistencia. Para el proyecto del edificio se analizaron diferentes alternativas para la construcción, tomando en cuenta la dificultad que presenta por problemas de suelos, derivas y tiempo de vibración en la estructura, también se consideró la cercanía de los materiales para reducción de costo.

A continuación se detallara las alternativas consideradas:

Para seleccionar el material de construcción se analizó el peso de la estructura que deberá soportar el suelo ya que presenta una baja capacidad admisible, lo cual podría generar asentamientos, fisurando las paredes y causando inseguridad en las personas.

En el Ecuador la mayoría de las construcciones son de hormigón armado, por su bajo precio en la mano de obra, aunque eso implique que el hormigón no alcance su esfuerzo de compresión estipulado en la normativa.

En la actualidad el acero está tomando fuerza como material de construcción debido por su bajo peso, su alta ductilidad y maleabilidad. En el Ecuador el acero más utilizado es el ASTM A36, ASTM 572 Grado 50 y ASTM A588.

En la **Tabla 2.1** se indica cómo se calificó los posibles materiales estructurales para la edificación tomando en cuenta una calificación de 1: Bajo, 2: Medio y 3: Alto. Se escogió como material de construcción al acero A36 debido por su mayor disponibilidad en la ciudad de Machala.

**Tabla 2.1 Comparación de materiales estructurales**

| Material estructural | Peso | Costo | Mantenimiento | Tiempo de ejecución | Ponderación |
|----------------------|------|-------|---------------|---------------------|-------------|
| Acero A36            | 2    | 2     | 3             | 1                   | 8           |
| Acero A572 Grado 50  | 1    | 2     | 3             | 1                   | 8           |
| Hormigón armado      | 3    | 1     | 2             | 3                   | 9           |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se consideró el tiempo de vibración de la edificación, ya que si el periodo de vibración es alto se deberá analizar las posibles maneras de lograr disminuirlo con las 3 opciones mostradas en la **Tabla 2.2**, en donde la colocación de arrostramientos en la estructura es la opción más adecuada.

**Tabla 2.2 Comparación de rigidizadores para el edificio**

| Elementos estructurales    | Costo | Tiempo de ejecución | Peso | Ponderación |
|----------------------------|-------|---------------------|------|-------------|
| Columnas con espesor > 2mm | 3     | 1                   | 3    | 7           |
| Columnas compuestas        | 2     | 3                   | 3    | 8           |
| Arrostramientos            | 1     | 1                   | 1    | 4           |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Debido que la capacidad del suelo es de 0.53 Kg/cm<sup>2</sup> las opciones para la cimentación son reducidas por su baja capacidad. En la **Tabla 2.3** se indica la valoración de las opciones de la cimentación de la edificación, en donde la disponibilidad del material es un aspecto muy importante porque implicaría mayor costo en la transportación de los materiales. Para la valoración de disponibilidad del material 3: Baja 2: Media 1: Alta.

Se eligió construir el sótano y colocar los pilotes hincados por términos de disponibilidad del material.

**Tabla 2.3 Comparación de cimentación profunda**

| Cimentación               | Costo | Tiempo de ejecución | Disponibilidad del material | Ponderación |
|---------------------------|-------|---------------------|-----------------------------|-------------|
| Pilotes prebarrenados     | 2     | 2                   | 3                           | 7           |
| Sótano y pilotes hincados | 3     | 3                   | 1                           | 7           |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Para el prediseño y diseño de la estructura se decidió escoger las secciones que se encuentran en el mercado por facilidad de compra del propietario aunque esto conlleve un mayor peso en la estructura, las vigas que ofrecen las diferentes empresas de acero como DIPAC, IPAC, NOVACERO sus secciones son sísmicamente compactas por lo que no es necesario comprobar esa condición impuesta por la AISC 360-10.

Para predimensionar el edificio primero se debe conocer la utilidad del inmueble lo que conlleva la definición de las cargas actuaran en la estructura. Para el diseño de vigas secundarias no se analizara el sismo, simplemente trabajaran bajo las cargas gravitacionales: carga muerta y carga viva.

En el prediseño no es necesaria la exactitud debido a que el análisis final se lo realizara a través del programa estructural ingresando las combinaciones de carga requeridas por la norma, y se podrá obtener sus momentos y fuerza axial, los cuales definirán si el diseño de los elementos estructurales son correctos.

## **2.2 Determinación de cargas de diseño**

Los elementos estructurales son cargados de acuerdo al uso de la edificación. Las cargas que actuaran en la edificación son: carga viva, carga muerta y carga de sismo. Los elementos estructurales son verificados bajo la actuación de los diferentes estados de carga propuesta por la NEC SE CG.

### **2.2.1 Carga muerta**

Para predimensionar los elementos estructurales de la edificación se consideraron las cargas establecidas en la NEC SE CG.

Para la carga muerta se consideró los pesos unitarios establecidos en la NEC SE CG de los materiales como el acero, concreto, bloque y el mortero.

**Tabla 2.4 Carga muerta**

| Carga muerta              |            |                         | Fuente             |
|---------------------------|------------|-------------------------|--------------------|
| Novalosa (Steel Panel)    | 9          | Kg/m <sup>2</sup>       | NOVACERO           |
| Mampostería               | 180        | Kg/m <sup>2</sup>       | NECSE CG – Tabla 8 |
| Baldosa                   | 18         | Kg/m <sup>2</sup>       | NECSE CG – Tabla 8 |
| Instalaciones             | 20         | Kg/m <sup>2</sup>       | NECSE CG – Tabla 8 |
| Wvigas+columnas           | 50         | Kg/m <sup>2</sup>       | NECSE CG – Tabla 8 |
| Wlosa                     | 240        | Kg/m <sup>2</sup>       | NECSE CG – Tabla 8 |
| <b>Carga muerta total</b> | <b>517</b> | <b>Kg/m<sup>2</sup></b> |                    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

De acuerdo a la NEC SE DS 2015 el valor de la carga muerta que se aplicara en los elementos estructurales será de 517 Kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.2.2 Carga viva

Los valores de carga viva se establecieron de acuerdo a la ocupación del piso establecida en NEC SE CG sección 4.2. El edificio constara de locales comerciales en la planta baja, el siguiente piso estará el mezzanine y para los demás será uso exclusivo de dormitorios.

**Tabla 2.5 Carga viva**

| Carga viva |     |                   | Fuente              |
|------------|-----|-------------------|---------------------|
| PB         | 480 | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |
| Mezzanine  | 480 | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |
| 1er Piso   | 200 | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |
| 2do Piso   | 200 | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |
| 3er Piso   | 200 | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |
| Cubierta   | 70  | Kg/m <sup>2</sup> | NEC SE CG – Tabla 9 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.3 Estados de carga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 establece en la sección 3.4 los 7 estados de carga que deberán ser diseñados los elementos estructurales.

1. 1.4D
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5 \max [Lr; S; R]$
3.  $1.2D + 1.6 \max [Lr; S; R] + \max [Lr; 0.5W]$
4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5 \max [Lr; S; R]$

5.  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

6.  $0.9D + 1.0W$

7.  $0.9D + 1.0E$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva de cubierta

S: Carga de granizo

R: Carga de lluvia

W: Carga de viento

E: Carga sísmica

La Norma Ecuatoriana de la Construcción posee sus requerimientos y metodología para el diseño sísmo resistente de edificaciones en el país, considerando en primer lugar la ubicación de la construcción, el tipo de suelo, la configuración estructural del inmueble, de los cuales se obtiene los valores del periodo fundamental de la estructura, el coeficiente sísmico y cortante basal de diseño.

Los espectros elásticos e inelásticos son graficas en donde se representa las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociado con el sitio de emplazamiento de la estructura, con el fin de diseñar estructuras capaces de soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo, impidiendo el colapso de la edificación y resguardando la vida personas.

#### **2.4 Espectro de respuesta elástico**

El espectro de respuesta elástico se elabora a través de mapas de zonificaciones sísmicas en los cuales se consideran los sismos con mayor intensidad con un periodo de retorno de 475 años.

Este tipo de espectro permite diseñar la estructura para que soporte sismos de gran magnitud sin que la estructura colapse, esto implica elevar los costes del edificio por el aumento de las secciones de los elementos estructurales, lo que no es conveniente para el propietario, para disminuir los valores de aceleración

inducidos por el sismo es necesario especificar qué sistema de pórticos será utilizado en el proyecto.

Para el graficar el espectro se considera:

- Tipo de suelo de emplazamiento de la estructura
- Factor de zona sísmica Z
- Coeficientes de amplificación: Fa, Fd y Fs.

### 2.6.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

El terreno de construcción de la edificación está situado en la ciudad de Machala, provincia de El Oro. El factor de zona Z representa la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño y será determinado por el mapa de zonificación sísmica mostrada en la NEC SE DS, el valor de Z es de 0.40 g indicando que el edificio se encuentra en una zona alta de peligro sismo.

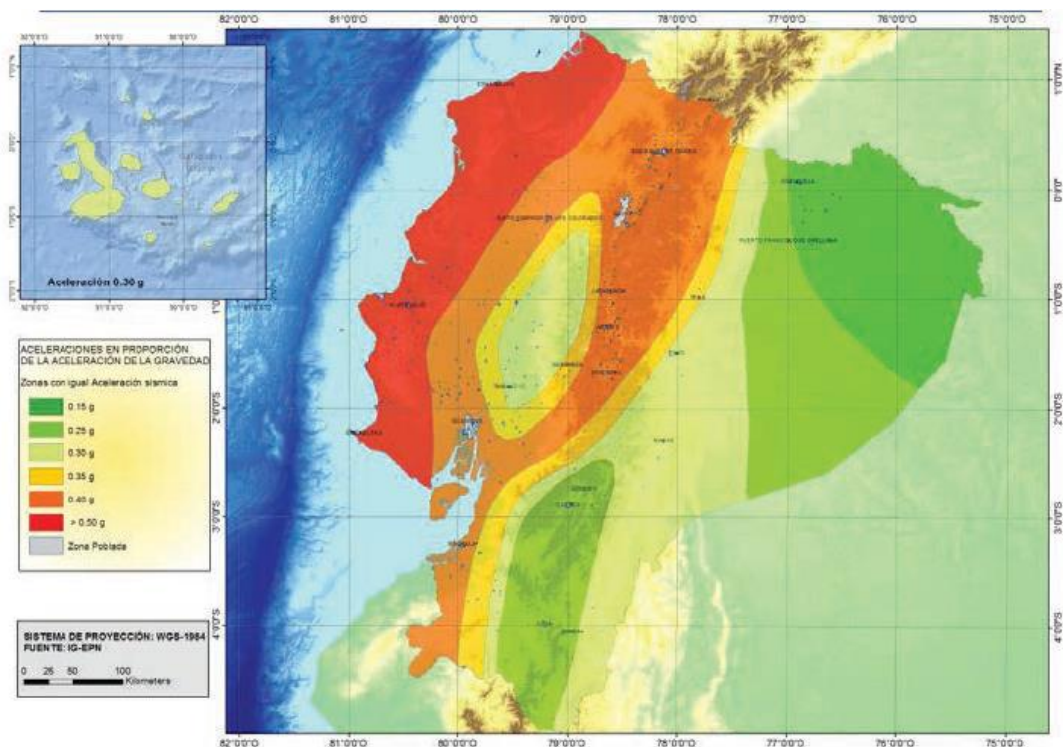


Figura 2.1 Mapa del Ecuador de zonificación sísmica

Fuente: NEC SE DS

### 2.6.2 Tipo de perfil del suelo de la edificación

El suelo en donde se asentara la edificación es de tipo E ya que en el estudio de suelo se indica que el limite plástico es de mayor a 20 y el porcentaje de humedad natural es de 51.86%.

En el **Anexo A** se adjunta el estudio de suelos.

### 2.6.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

**Fa: Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo cortó.**

En la **Tabla 2.6** se presentan los valores del coeficiente Fa, el cual amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño

**Tabla 2.6 Tipo de suelo y factores de sitio Fa**

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z  |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
|                             | I  | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15   | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  |
| B                           | 1  | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| C                           | 1.4  | 1.3  | 1.25 | 1.23 | 1.2  | 1.18 |
| D                           | 1.6  | 1.4  | 1.3  | 1.25 | 1.2  | 1.12 |
| E                           | 1.8  | 1.4  | 1.25 | 1.1  | 1.0  | 0.85 |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a> |      |      |      |      |      |

Fuente: NECSE DS

**Fd:** Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.

En la **Tabla 2.7** se presentan los valores del coeficiente Fd, el cual amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, considerando la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño.



**Tabla 2.7 Tipo de suelo y factores de sitio Fd**

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z   |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                             | I   | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15  | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.9   | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  |
| B                           | 1   | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| C                           | 1.36  | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.11 | 1.06 |
| D                           | 1.62  | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E                           | 2.1   | 1.75 | 1.7  | 1.65 | 1.6  | 1.5  |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 |      |      |      |      |      |

Fuente: NECSE DS

**Fs:** Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 2.8 se muestran los valores del coeficiente Fs. el cual considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

**Tabla 2.8 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs**

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z   |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                             | I   | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15  | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.75  | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| B                           | 0.75  | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C                           | 0.85  | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D                           | 1.02  | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E                           | 1.5   | 1.6  | 1.7  | 1.8  | 1.9  | 2    |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 |      |      |      |      |      |

Fuente: NEC SE DS

**Tabla 2.9 Factores sísmicos del hostal**

| <b>Factores sísmicos</b>            | <b>Valores</b>   | <b>Fuente</b>          |
|-------------------------------------|--|------------------------|
| Tipo de perfil del suelo            | E(Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcilla blandas) | NECSE DS Sección 3.2.1 |
| Factor Z                            | Zona V - Z=0.40  | NECSE DS Sección 3.1.1 |
| Caracterización del peligro sísmico | Alta   | NECSE DS Sección 3.1.1 |
| Fa                                  | 1.00   | NECSE DS Sección 3.2.2 |
| Fd                                  | 1.60   | NECSE DS Sección 3.2.2 |
| Fs                                  | 1.90   | NECSE DS Sección 3.2.2 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

#### 2.6.4 Factor r y relación $\eta$

El factor r es un valor que es utilizado para el aspecto de diseño elástico, sus valores depende del lugar donde será asentado la edificación.

$r = 1$ : para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ : para tipo de suelo E

La relación de amplificación espectral  $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral y el valor de aceleración sísmica máxima en el terreno para el periodo de retorno seleccionado en nuestro caso es 475 años, cuyo valor varía de acuerdo a la región donde se encuentre el proyecto, los valores que proponen la NECSE DS son los siguientes:

$\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente

**Tabla 2.10 Factor r y relación  $\eta$**

|          |              |      |
|----------|--------------|------|
| <b>n</b> | Región Costa | 1.80 |
| <b>r</b> | Suelo tipo E | 1.5  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.6.5 Cálculo de $T_0$ , $T_c$ y $S_a$

Para obtener el espectro de respuesta elástico es necesario conocer los periodos límites de vibración que definen los rangos en el espectro de respuesta elástico de aceleración.

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec (2.1)}$$

$$T_0 = 0.1 * 1.90 * \frac{1.60}{1.00}$$

$$T_0 = 0.304 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec (2.2)}$$

$$T_c = 0.55 * 1.90 * \frac{1.60}{1.00}$$

$$T_c = 1.671 \text{ seg}$$

Para  $T=0$ :

$$S_a = Z * F_a \quad \text{Ec (2.3)}$$

Para  $T_0 < T < T_c$ :

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{Ec (2.4)}$$

Para  $T > T_c$ :

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Ec (2.5)}$$

Los valores obtenidos de  $S_a$  para un período máximo TL de 4 segundos, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 2.11 Valores de Sa (g).**

|    | <b>T(seg)</b> | <b>Sa (g)</b> |
|----|---------------|---------------|
|    | 0.00          | 0.400         |
|    | 0.05          | 0.453         |
|    | 0.10          | 0.505         |
|    | 0.15          | 0.558         |
|    | 0.20          | 0.611         |
|    | 0.25          | 0.663         |
| T0 | 0.304         | 0.720         |
|    | 0.35          | 0.720         |
|    | 0.40          | 0.720         |
|    | 1.00          | 0.720         |
|    | 1.10          | 0.720         |
|    | 1.50          | 0.720         |
|    | 1.60          | 0.720         |
| Tc | 1.671         | 0.720         |
|    | 1.70          | 0.702         |
|    | 1.80          | 0.645         |
|    | 2.20          | 0.477         |
|    | 2.50          | 0.394         |
|    | 2.90          | 0.315         |
|    | 3.20          | 0.272         |
|    | 3.30          | 0.260         |
| TL | 4.00          | 0.195         |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2018

Donde:

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

### 2.6.6 Periodo de vibración de la edificación

Para el análisis de un edificio sismoresistente, se analiza al edificio para los casos más desfavorables, y es cuando ocurre un sismo debido a los desplazamientos laterales de la edificación producidas por las cargas laterales, el sismo libera energía hacia los estratos de capa de tierra, la vibración que posee el suelo será transmitida al edificio a través de la cimentación.

El periodo de vibración de la edificación se define como al periodo que tenga mayor duración, ya que es el causa mayor desplazamiento a la estructura.

El objetivo de realizar este análisis es definir cuál es el periodo de vibración de las ondas sísmicas y de la edificación, para que sus periodos no se iguales y entre en resonancia ya que los daños serían mayores, provocando el colapso en la estructura.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 6.3.3 establece los parámetros para determinar el periodo de vibración de la edificación.

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec (2.6)}$$

Donde:

T: Periodo de vibración de la estructura

$C_t$ : Coeficiente (varía de acuerdo al tipo de estructura)

$h_n$ : Altura total de la estructura

Debido que el hostel será construido con acero A36 y constara con arriostramiento, los valores serán:  $C_t$  de 0.073 y  $\alpha$  de 0.75 respectivamente.

**Tabla 2.12 Valores de  $C_t$  y  $\alpha$**

| Tipo de estructura   | $C_t$ | $\alpha$ |
|--|-------|----------|
| <b>Estructuras de acero</b>  |       |          |
| Sin arriostramientos   | 0.072 | 0.8      |
| Con arriostramientos   | 0.073 | 0.75     |
| <b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>  |       |          |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras  | 0.055 | 0.9      |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

$$T = 0.073 * 14.60^{0.75}$$

$$T = 0.55 \text{ seg}$$

El tiempo para dar una oscilación en dirección x, y de la estructura es de 0.55 seg, para diseño el tiempo máximo que puede oscilar la edificación es de 0.71 segundos.

## **2.7 Espectro de respuesta inelástico**

El espectro inelástico, propone la reducción de las fuerzas sísmicas ya que el diseñador elige que tipo de sistema de pórticos que tendrá el edificio, a mayor aumento del factor de respuesta menor será su acción pero su diseño será mucho más exigente.

En toda edificación se requiere que la estructura sea dúctil ya que se superara el rango elástico y se necesita disipar energía para que el edificio no colapse, la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el ASCE 7-10 proponen el uso del espectro de respuesta inelástico para el Ecuador.

### **2.7.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece el coeficiente de importancia según su categoría (I), se la utiliza con el fin de incrementar la demanda sísmica de diseño ya que algunas edificaciones no deben sufrir daños frente a un sismo durante y después de este, como los centros de salud deben estar operativos para prestar atención a la ciudadanía afectada.

**Tabla 2.13 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.**

| Categoría                         | Tipo de uso, destino e importancia  | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones esenciales          | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5            |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente  | 1.3            |
| Otras estructuras                 | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores  | 1.0            |

Fuente: NEC SE DS

Como la edificación es de uso residencia, estaría dentro de la categoría “Otras estructuras”, y por ende, el coeficiente de importancia I tiene el valor de 1.

### 2.7.2 Regularidad en planta y elevación

La estructura no presenta irregularidades en planta debido que no presentar irregularidad torsional, discontinuidades en el sistema de piso, ejes estructurales no paralelos y retrocesos excesivos en las esquinas, la estructura presenta irregularidad por torsión por lo tanto su  $\phi_{pi}$  es 1.

Para determinar el coeficiente de irregularidad en elevación se analizó el pórtico en dirección x, y para obtener el valor correspondiente.

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I_C}{L_C} \right)}{\sum \left( \frac{I_G}{L_G} \right)} \quad \text{Ec (2.7)}$$

Donde:

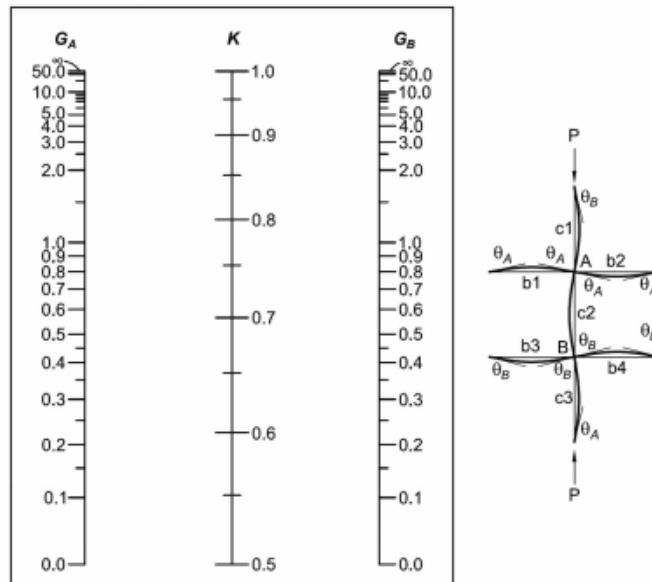
$I_C$ : Momento de inercia de la columna

$L_C$ : Longitud de la columna

$I_G$ : Momento de inercia de la viga

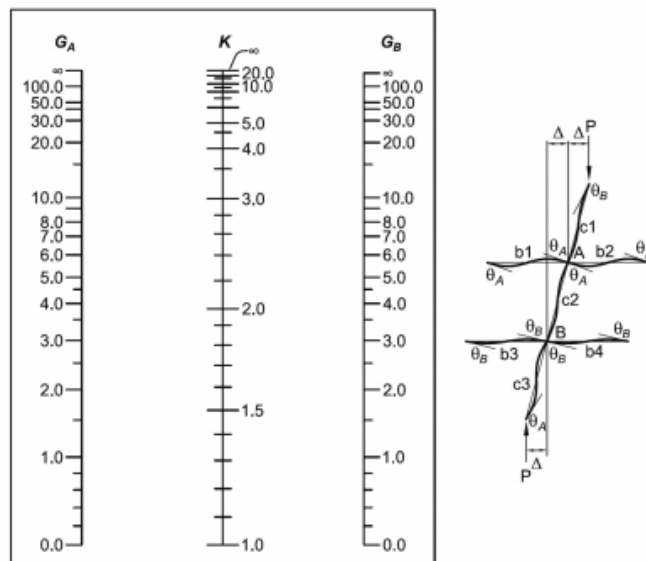
$L_G$ : Longitud de la viga

Los valores de K se obtiene a través de un nomograma de Jackson y Moreland, en la dirección x, y los pórtico tienen arriostramiento, esto es importante porque existe 2 nomogramas de acuerdo a las condiciones del edificio.



**Figura 2.2** Nomograma para marco arriostrado

Fuente: McCormac, J., Csernak, S.F., (2013)



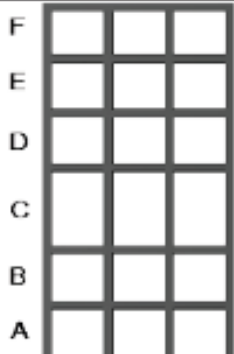
**Figura 2.3** Nomograma para marco no arriostrado

Fuente: McCormac, J., Csernak, S.F., (2013)



En la NEC 2015 se establece las condiciones para considera si una estructura posee piso flexible, los cuales dependerá de la rigidez de cada piso.

Una vez determinadas las rigideces lateral se aplicó  $K < 0.7 * \text{Rigidez del piso superior}$  y se concluyó que  $\phi_{ei}$  es igual a 1 debido que el pórtico en el sentido x, y no cumple con las condiciones requeridas para piso flexible.

|   |   |
|---|---|
| <p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b><br/> <math>\phi_{ei} = 0.9</math><br/> Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math><br/> Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p> |  |
|---|---|

**Figura 2.4 Parámetros de piso flexible**

Fuente: NEC SE DS 2015

**Tabla 2.14 Pórtico en dirección x**

|             | Ktransv | 0.7*Ktransv | Condición |
|-------------|---------|-------------|-----------|
| Planta baja | 9.04    | 7.85        | No cumple |
| Mezzanine   | 11.21   | 6.65        | No cumple |
| 1er piso    | 9.50    | 7.13        | No cumple |
| 2do piso    | 10.19   | 6.28        | No cumple |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.15 Pórtico en dirección y**

|             | Ktransv | 0.7*Ktransv | Condición |
|-------------|---------|-------------|-----------|
| Planta baja | 4.41    | 3.38        | No cumple |
| Mezzanine   | 4.83    | 3.36        | No cumple |
| 1er piso    | 4.80    | 3.24        | No cumple |
| 2do piso    | 4.63    | 3.08        | No cumple |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

En el **Anexo B** se detalla el procedimiento para la obtención de la rigidez de cada piso, haciendo el uso del nomograma.

La estructura cuenta con pórticos arriostrados y no arriostrados, para el siguiente análisis solo se consideró los pórticos con posible irregularidad de elevación.

### 2.7.3 Factor de reducción R

El factor de reducción R, es quien reduce las fuerzas sísmicas en el diseño del edificio, se lo aplica siempre y cuando la estructura se encuentre diseñada con un mecanismo de falla previsible y presente la ductilidad adecuada.

El factor R disminuye el espectro de diseño elástico y lo convierte en inelástico durante el transcurso del sismo de diseño, el cual disipa la energía suficiente para impedir el colapso de la estructura aplicando el uso de las rotulas plásticas en las vigas.

El factor de reducción depende de variables como:

- Tipo de estructura,
- Tipo de suelo,
- Período de vibración,
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límites.

**Tabla 2.16 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.**

| Sistema sismorresistente   | R    | $\Omega_s$ | $C_d$ |
|--|------|------------|-------|
| Pórticos no arriostrados especiales  | 8    | 3          | 5.5   |
| Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas  | 7    | 3          | 5.5   |
| Pórticos no arriostrados intermedios   | 4.5  | 3          | 4     |
| Pórticos no arriostrados ordinarios  | 3.5  | 3          | 3     |
| Pórticos arriostrados excéntrica-mente   | 8    | 2          | 4     |
| Pórticos especiales arriostrados concéntrica-mente   | 6    | 2          | 5     |
| Pórticos ordinarios arriostrados concéntrica-mente   | 3.25 | 2          | 3.25  |
| Pórticos con riostras de pandeo restringido  | 8    | 2.5        | 5     |
| Muros especiales con placas de acero   | 7    | 2          | 6     |
| Columnas en voladizo especiales  | 2.5  | 1.25       | 2.5   |
| Columnas en voladizo ordinarias  | 1.25 | 1.25       | 1.25  |
| Sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes, excluyendo las columnas en voladizo    | 3    | 3          | 3     |
| Sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño.  |      |            |       |
| Pórticos arriostrados excéntrica-mente   | 8    | 2.5        | 4     |
| Pórticos especiales arriostrados concéntrica-mente   | 7    | 2.5        | 5.5   |
| Pórticos con riostras de pandeo restringido  | 8    | 2.5        | 5     |
| Muros especiales con placas de   | 8    | 2.5        | 6.5   |
| Sistemas duales con pórticos no arriostrados intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño. |      |            |       |
| Pórticos especiales arriostrados concéntrica-mente   | 6    | 2.5        | 5     |

Fuente: Crisafulli, F. (2018)

El factor de reducción para la edificación es de 7 pórticos especiales arriostrados concéntricamente.

**Tabla 2.17 Parámetros para el diseño del espectro inelástico**

| Coeficientes | Valores | Fuente  |
|--------------|---------|---|
| I            | 1       | NEC SE DS-Sección 4.1                         |
| R            | 7       | Diseño de construcciones de acero – Tabla 2.2 |
| $\phi_{e_i}$ | 1       | NEC SE DS -Sección 5.2.3                      |
| $\phi_{p_i}$ | 1       | NEC SE DS -Sección 5.2.3                      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2018

#### 2.7.4 Cálculo de aceleración Sa

Se determinó el espectro de respuesta inelástico para el tiempo máximo especificado en la Norma Ecuatoriana de la construcción 4 seg. Se aplica la siguiente formula:

$$S_a(\text{inelastico}) = S_a(\text{elastI}) * \frac{I}{\phi_{e_i} * \phi_{p_i} * R} \quad \text{Ec (2.8)}$$

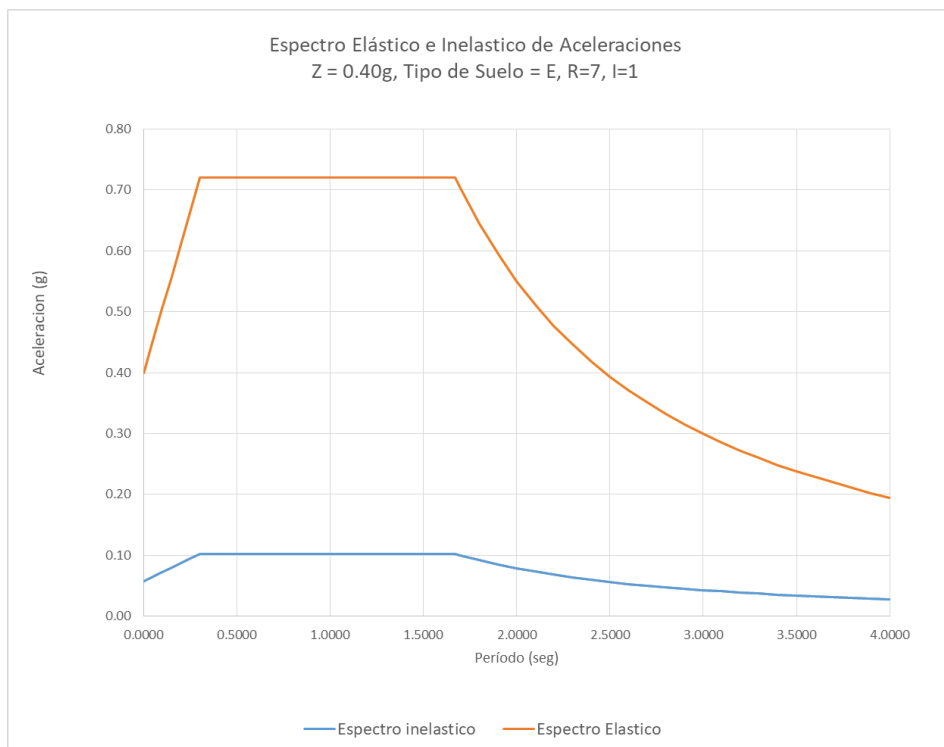
**Tabla 2.18 Valores de Sa (g).**

| T (seg) | Sa (inelástico) |
|---------|-----------------|
| 0.0000  | 0.0571          |
| 0.0500  | 0.0647          |
| 0.1000  | 0.0722          |
| 0.1500  | 0.0797          |
| 0.2000  | 0.0872          |
| 0.2500  | 0.0947          |
| 0.3000  | 0.1029          |
| 0.3500  | 0.1029          |
| 0.4000  | 0.1029          |
| 1.0000  | 0.1029          |
| 1.1000  | 0.1029          |
| 1.5000  | 0.1029          |
| 1.6000  | 0.1029          |
| 1.6700  | 0.1029          |
| 1.7000  | 0.1003          |
| 1.8000  | 0.0921          |
| 2.2000  | 0.0681          |
| 2.5000  | 0.0563          |
| 2.9000  | 0.0450          |

|        |        |
|--------|--------|
| 3.2000 | 0.0388 |
| 3.3000 | 0.0371 |
| 4.0000 | 0.0278 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2018

### 2.7.5 Representación gráfica de los espectros de respuesta



**Figura 2.5 Gráfico de espectros de respuestas elástico e inelástico**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

El periodo de vibración de la edificación de 5 pisos con una altura de 14.20m en la dirección x, y es de 0.534 segundos, por ende la aceleración que se utilizara para el diseño sismoresistente es de 0.72g.

### 2.8 Cortante basal de diseño V

El cortante basal de diseño es determinado mediante el coeficiente de respuesta sísmica que depende de los factores de importancia, reducción sísmica, las irregularidades en planta y elevación de la estructura, espectro de diseño elástico y el peso sísmico.

El cortante basal en la dirección y es igual a:

$$C_s = \frac{I_s a(T_a)}{R \phi_i \phi_{Ei}} \quad \text{Ec (2.9)}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.72}{7 * 1 * 1}$$

$$C_s = 0.1028$$

$$V = C_s * W \quad \text{Ec (2.10)}$$

$$V = 0.1028 * 455.24$$

$$V = 46.8 \text{ T}$$

Donde:

V: Cortante basal total de diseño

Cs: Coeficiente de respuesta sísmica

W: Peso sísmico

El peso sísmico de la estructura se obtuvo a través de la carga muerta aplicada en cada piso ya que tienen diferente ocupación, por su área de construcción, en la cual se obtuvo que el peso sísmico de la edificación es de 416.13T.

Mientras que el coeficiente de respuesta sísmica se obtuvo a través de la ocupación, y configuración estructural de la edificación en donde se obtuvo un valor de 0.1028 dando como cortante basal en la estructura de 46.8T para ambas direcciones.

## 2.9 Distribución de fuerzas sísmicas

Una vez encontrado el cortante basal se realizara los cálculos para determinar la distribución de la fuerza horizontal que actúan en cada piso.

$$F_x = C_{vx} * V \quad \text{Ec (2.11)}$$

$$F_x = \frac{W_x * h^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} \quad \text{Ec (2.12)}$$

En donde los valores del coeficiente K son establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 6.3.5 de acuerdo al periodo de vibración de la edificación.

**Tabla 2.19 Parámetro K**

| T (s)         | K           |
|---------------|-------------|
| ≤0.5          | 1           |
| 0.5 < T ≤ 2.5 | 0.75 + 0.5T |
| >2.5          | 2           |

Fuente: NEC SE DS

Para un periodo de vibración de 0.534 segundos, se tendrá un coeficiente K de 1.02.

**Tabla 2.20 Distribución de fuerzas horizontales**

| Nivel            | Altura (m) | Wx (Ton) | Dirección x; Vx=42.8 Ton |       |          |          |
|------------------|------------|----------|--------------------------|-------|----------|----------|
|                  |            |          | Wxh <sup>k</sup>         | Cvx   | Fx (Ton) | Vx (Ton) |
| <b>3er Piso</b>  | 14.2       | 75.07    | 1115.15                  | 0.320 | 13.675   | 13.675   |
| <b>2do Piso</b>  | 11.2       | 75.07    | 876.01                   | 0.251 | 10.742   | 24.417   |
| <b>1er Piso</b>  | 8.2        | 88.67    | 753.53                   | 0.216 | 9.240    | 33.657   |
| <b>Mezzanine</b> | 5.6        | 88.67    | 511.28                   | 0.146 | 6.270    | 39.927   |
| <b>PB</b>        | 2.6        | 88.67    | 234.31                   | 0.067 | 2.873    | 42.800   |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

## 2.10 Prediseño de vigas secundarias

Para el diseño de las vigas secundarias se consideró solo las cargas gravitacionales, ya que las vigas no presenta resistencia al sismo.





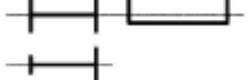

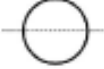



Se analizó el panel más crítico de las siguientes dimensiones 4.25m en el sentido x, y 4.40m en el sentido y.

Para escoger la viga IPE adecuada se determinó el momento último, plástico y resistente, con los cuales se procedió a escoger los perfiles IPE 200 para la base e IPE 180 para el mezzanine en adelante, esto se debe a que los pisos tienen diferentes ocupaciones por lo tanto su carga viva será diferente.

Las vigas secundarias son elementos estructurales que deberán ser diseñados con secciones compactas por lo tanto la Tabla Notas F1.1 de AISC 360-10

establece que se debe realizar un chequeo por fluencia y pandeo torsional lateral debido a la poca resistencia a la compresión que presentan se deberá colocar elementos transversales al eje de la viga que actuaran como arrostros laterales.

**Tabla 2.21 Aplicación de las secciones del Capítulo F**

| TABLA Notas F1.1<br>Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F |   |               |               |                  |
|---|---|---------------|---------------|------------------|
| Sección en Capítulo F   | Sección   | Esbeltez Alta | Esbeltez Alma | Estados Límites  |
| F2  |    | C             | C             | Y, LTB           |
| F3  |    | NC, S         | C             | LTB, FLB         |
| F4  |   | C, NC, S      | C, NC         | Y, LTB, LLB, TFY |
| F5  |  | C, NC, S      | S             | Y, LTB, LLB, TFY |
| F6  |  | C, NC, S      | N/A           | Y, LTB           |
| F7  |  | C, NC, S      | C, NC         | Y, LTB, LLB      |
| F8  |  | N/A           | N/A           | Y, LTB           |
| F9  |  | C, NC, S      | N/A           | Y, LTB, LLB      |
| F10   |  | N/A           | N/A           | Y, LTB, LLB      |
| F11   |  | N/A           | N/A           | Y, LTB           |
| F12   | Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples                                  | N/A           | N/A           | Todos            |

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

Fuente: AISC 360-10

Con las dimensiones del perfil I que se utilizara para diseño de vigas se obtendrá el área de acero:

$$A = bf * h - (bf - tw) * (h - 2 * tf) \quad \text{Ec (2.13)}$$

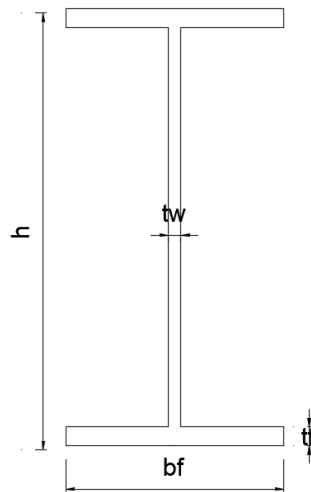
Siendo:

bf: Ancho del perfil o ala

h: Altura interior del perfil

tw: Espesor del alma

tf: Espesor del ala



**Figura 2.6 Nomenclatura de sección de viga**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se obtendrá las propiedades geométricas del perfil I:

Inercia en x:

$$I_x = \frac{bf * h^3}{12} - (bf - tw) * \frac{(h - 2 * tf)^3}{12} \quad \text{Ec (2.14)}$$

Inercia en y

$$I_y = \frac{tf * bf^3}{6} + (h - 2 * tf) * \frac{tw^3}{12} \quad \text{Ec (2.15)}$$

Modulo elástico en x

$$S_x = \frac{2 * I_x}{h} \quad \text{Ec (2.16)}$$



Modulo elástico en y

$$S_y = \frac{2 \cdot I_y}{b_f} \quad \text{Ec (2.17)}$$

Módulo de sección plástico en torno al eje x

$$Z_x = b_f * t_f * (h - t_f) + t_w * \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 \quad \text{Ec (2.18)}$$

Módulo de sección plástico en torno al eje y

$$Z_y = \frac{t_f * b_f^2}{2} + \frac{(h - 2 * t_f) * h^2}{4} \quad \text{Ec (2.19)}$$

Radio de giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{Ec (2.20)}$$

Radio de giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{Ec (2.21)}$$

Comprobación del patín sísmico

$$\frac{b_f * t_f}{2} < 0.3 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec (2.22)}$$

Comprobación del alma sísmica

$$\frac{h - 2 * t_f}{t_w} < 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec (2.23)}$$

El perfil seleccionado para el proyecto es sísmicamente compacto ya que son secciones que se encuentran fácilmente en el mercado además soportara el momento flector dentro del rango plástico, controlando a su vez la zona de compresión de su sección transversal para que no experimente pandeo.

**Tabla 2.22 Datos de la viga secundaria VS2 N+0.00**

| <b>Datos</b>  |                |             |
|---------------|----------------|-------------|
| <b>L1</b>     | <b>4.25</b>    | <b>m</b>    |
| <b>Lt</b>     | <b>4.40</b>    | <b>m</b>    |
| <b>Vigas</b>  | <b>2</b>       | <b>u</b>    |
| <b>at</b>     | <b>1.47</b>    | <b>m</b>    |
| <b>OK</b>     |                |             |
| <b>CM</b>     | <b>0.517</b>   | <b>t/m2</b> |
| <b>CV</b>     | <b>0.480</b>   | <b>t/m2</b> |
| <b>Cu</b>     | <b>1.388</b>   | <b>t/m2</b> |
| <b>W</b>      | <b>8.763</b>   | <b>t</b>    |
| <b>Wr</b>     | <b>2.062</b>   | <b>t/m</b>  |
| <b>Mu</b>     | <b>4.656</b>   | <b>t-m</b>  |
| <b>Apoyos</b> | <b>3.000</b>   | <b>u</b>    |
| <b>Lb</b>     | <b>106.250</b> | <b>cm</b>   |
| <b>Mr</b>     | <b>4.774</b>   | <b>T-m</b>  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.23 Datos de la viga secundaria VS2 N+5.20**

| <b>Datos</b>  |               |             |
|---------------|---------------|-------------|
| <b>L1</b>     | <b>4.25</b>   | <b>m</b>    |
| <b>Lt</b>     | <b>4.40</b>   | <b>m</b>    |
| <b>Vigas</b>  | <b>2</b>      | <b>u</b>    |
| <b>at</b>     | <b>1.47</b>   | <b>m</b>    |
| <b>OK</b>     |               |             |
| <b>CM</b>     | <b>0.517</b>  | <b>t/m2</b> |
| <b>CV</b>     | <b>0.200</b>  | <b>t/m2</b> |
| <b>Cu</b>     | <b>0.940</b>  | <b>t/m2</b> |
| <b>W</b>      | <b>5.955</b>  | <b>t</b>    |
| <b>Wr</b>     | <b>1.401</b>  | <b>t/m</b>  |
| <b>Mu</b>     | <b>3.164</b>  | <b>t-m</b>  |
| <b>Apoyos</b> | <b>4.000</b>  | <b>u</b>    |
| <b>Lb</b>     | <b>85.000</b> | <b>cm</b>   |
| <b>Mr</b>     | <b>3.662</b>  | <b>T-m</b>  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Donde:

L1: Longitud de la viga secundaria

L2: Longitud de la principal en el eje y

Ain: Ancho de influencia

Cu: Carga mayorada

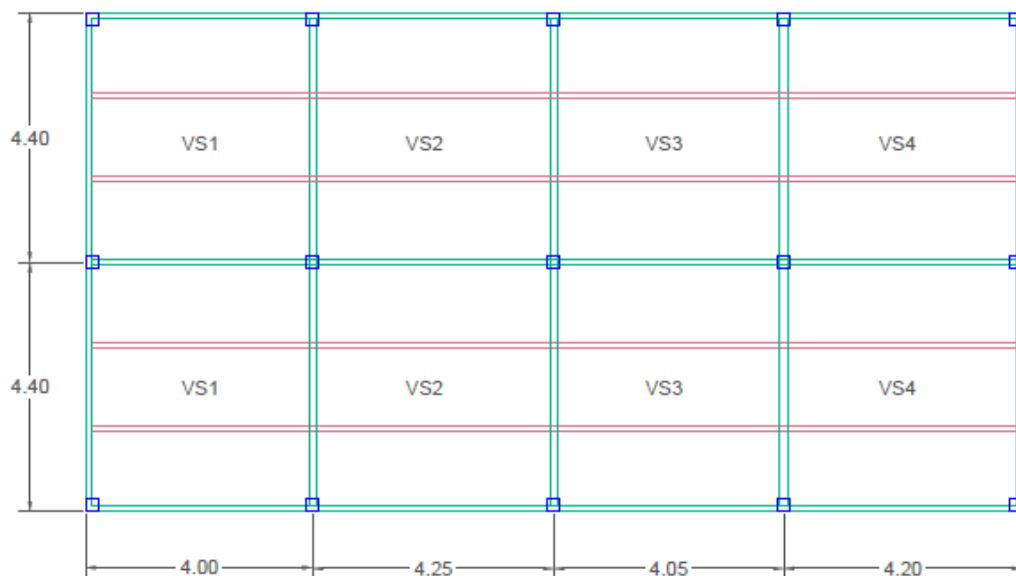
W: Carga puntual aplicada a la viga

Wr: Carga lineal aplicada a la viga

Mu: Momento último del elemento

Mr: Momento resistente del elemento

Lb: Longitud sin soporte lateral del patín de compresión



**Figura 2.7 Vista en planta de vigas secundarias**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

El hostel constara de 2 vigas secundarias en cada paño del edificio, las cuales estarán distanciadas a 1.47 m, dando como resultado un momento ultimo de 4.66 ton-m y un momento resistente de 4.77 ton-m para la viga más crítica de planta baja. Las vigas deberán constar con 3 arriostamientos en lo largo de su longitud para que no sufran de pandeo torsional lateral por el exceso de carga.

Para los siguientes pisos en la viga más crítica presentara un momento último de 3.16 ton-m y un momento resistente de 3.66 ton-m, debido a su altura y a su longitud la viga sufrirá de pandeo torsional, es necesario el uso de 4 arriostramientos en su longitud, y para el resto de las vigas solo se necesitaran 3.

**Tabla 2.24 Secciones de vigas secundarias**

|        |        |            | <b>bf</b> | <b>tf</b> | <b>h</b> | <b>tw</b> | <b>L</b> | <b>Apoyos</b> |
|--------|--------|------------|-----------|-----------|----------|-----------|----------|---------------|
|        |        |            | mm        | mm        | mm       | mm        | mm       | u             |
| N+0.00 | IPE200 | <b>VS1</b> | 100       | 85        | 200      | 56        | 4000     | 3             |
|        | IPE200 | <b>VS2</b> | 100       | 85        | 200      | 56        | 4250     | 3             |
|        | IPE200 | <b>VS3</b> | 100       | 85        | 200      | 56        | 4050     | 3             |
|        | IPE200 | <b>VS4</b> | 100       | 85        | 200      | 56        | 4200     | 3             |
| N+5.20 | IPE180 | <b>VS1</b> | 91        | 80        | 180      | 53        | 4000     | 3             |
|        | IPE180 | <b>VS2</b> | 91        | 80        | 180      | 53        | 4250     | 4             |
|        | IPE180 | <b>VS3</b> | 91        | 80        | 180      | 53        | 4050     | 3             |
|        | IPE180 | <b>VS4</b> | 91        | 80        | 180      | 53        | 4200     | 3             |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.10.1 Revisión por fluencia AISC 360-10 formula F2-1

Se revisa por fluencia ya que el material debe comportarse plásticamente al llegar a la fluencia pero antes no debe presentar fatiga, fractura, ser frágil ni inestabilidad. Se debe cumplir que el momento generado por cargas gravitacionales debe ser menor que la resistencia nominal para que no falle por fluencia.

$$M_n = F_y * Z_x \quad \text{Ec (2.24)}$$

Donde:

M<sub>n</sub>: Resistencia nominal de flexión

F<sub>y</sub>: Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

### 2.10.2 Revisión por pandeo lateral-torsional AISC 360-10 F2-2 F2-3

Para chequear que la sección no sufra pandeo lateral-torsional se deberá revisar 3 zonas de acuerdo a sus condiciones de soporte lateral.

### Comportamiento plástico AISC 360-10 F2-1

La viga presenta soporte lateral continuo en su patín de compresión, y podrá ser cargada hasta que alcance el momento plástico y luego desarrollara una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan los momentos siempre y cuando la separación de los soportes laterales no exceda el  $L_p$ .

$$L_b \leq L_p \quad \text{Ec (2.25)}$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec (2.26)}$$

$$M_p = F_y * Z_x \quad \text{Ec (2.27)}$$

Donde:

$L_b$ : Longitud sin soporte lateral del patín de compresión.

$L_p$ : Longitud no soportada lateralmente máxima para lograr que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto.

$E$ : Modulo de elasticidad del acero

$M_p$ : Momento plástico de la viga

### Pandeo lateral-torsional inelástico AISC 360-10 F2-2

La viga presenta mayor distancia entre los soporte lateral en su patín de compresión, la viga se puede cargar hasta que algunas fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo  $F_y$ , luego desarrollara una capacidad de rotación insuficiente para que se redistribuyan los momentos pero no se efectuara un análisis plástico.

$$L_p < L_b \leq L_r \quad \text{Ec (2.28)}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \left(\frac{E}{0.7 * F_y}\right) * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_0}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec (2.29)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \quad \text{Ec (2.30)}$$

$$M_n = C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec (2.31)}$$

Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arrostros  $C_b=1$ .

Donde:

$L_r$ : Longitud no soportada a partir de la cual la viga fallará por pandeo lateral por flexo-torsión elástico.

$C_b$ : Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arrostro están restringidos a volcamiento.

$h_o$ : Distancia entre centroides de las alas de la sección.

$C_w$ : Constante de deformación.

$r_{ts}$ : Radio de giro efectivo.

### **Pandeo lateral-torsional elástico**

La distancia entre los soporte lateral será mucho mayor que  $L_r$ , por lo tanto el momento de pandeo se volverá más pequeño. La sección se pandeará elásticamente antes de que el esfuerzo de fluencia le alcance en cualquier punto.

$$L_b > L_r \quad \text{Ec (2.32)}$$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec (2.33)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{Ec (2.34)}$$

Donde:

$J$ : Constante torsional

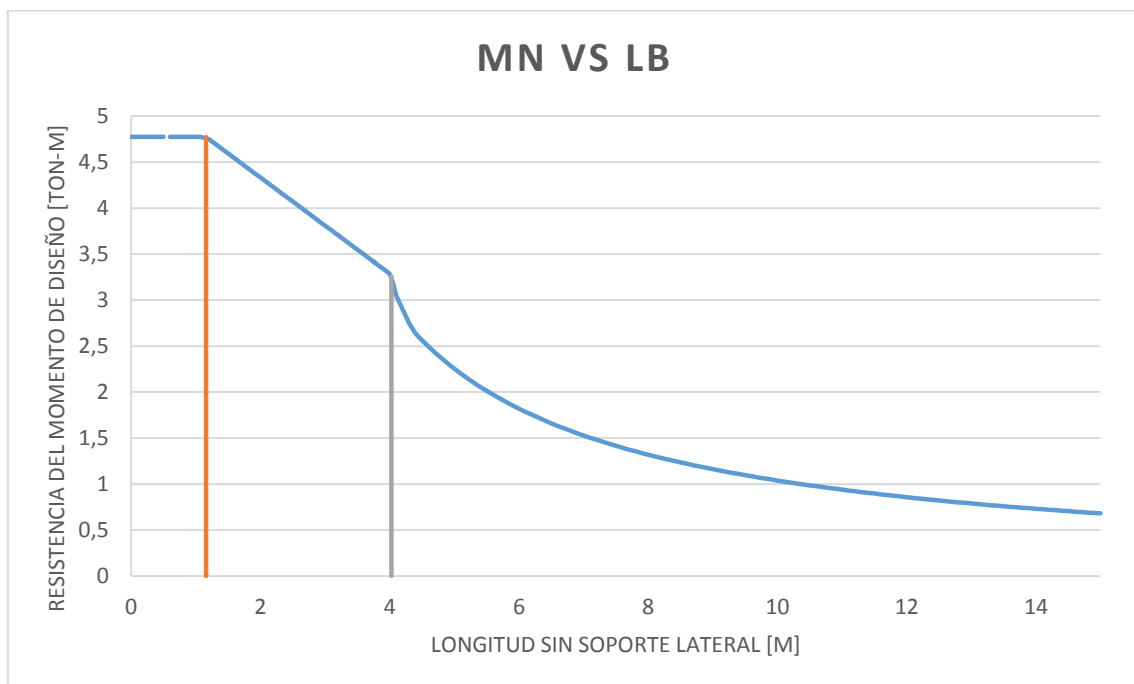
$F_{cr}$ : Tensión de pandeo local para la sección determinada mediante análisis.

$c=1$  para secciones I con simetría doble

### 2.10.3 Grafica de diseño

En la **Figura 2.8** se muestra la curva de diseño de momentos para las vigas secundarias de planta baja y mezzanine en la cual se obtuvieron los valores de  $L_p = 1.16$  m y  $L_r = 4.04$  m debido que la viga analizada tiene una longitud de 4.25 m. La sección se pandeara elásticamente antes que alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto por ende el momento de pandeo es mínimo.

Con mencionado problemas se decidió colocar 3 arriostramientos en la viga secundaria con la finalidad de reducir la longitud sin soporte lateral del patín aumentando su resistencia y permitiendo que todas las fibras alcancen el esfuerzo de fluencia para que llegue a plastificarse y aprovechar toda su capacidad.



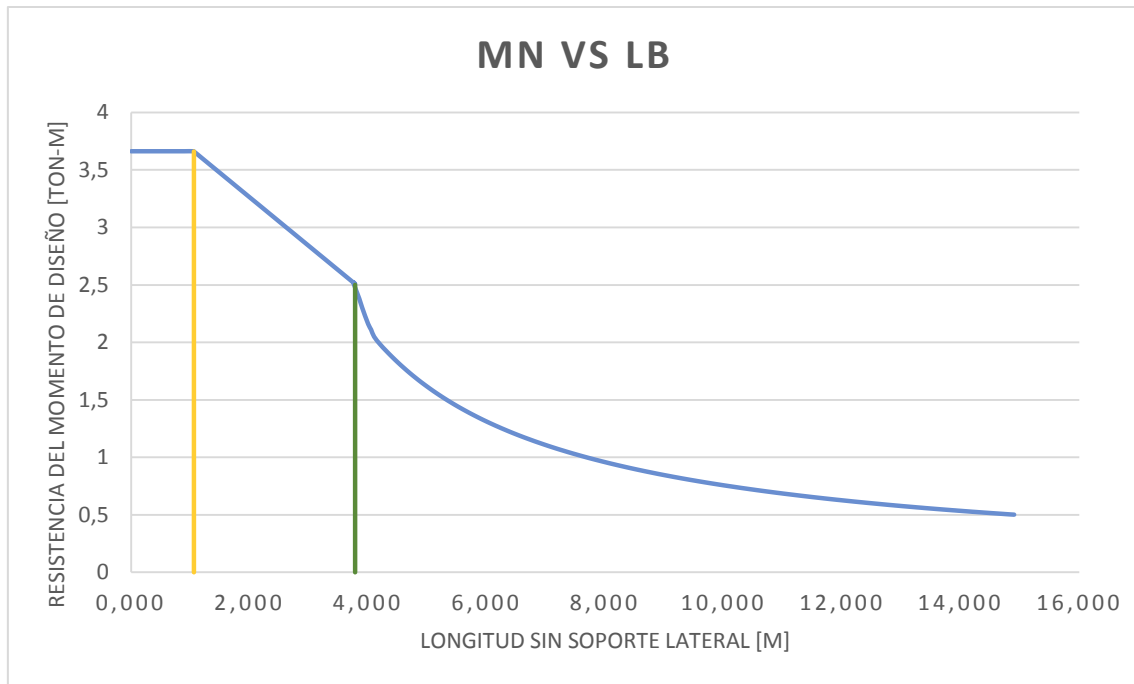
**Figura 2.8 Diagrama Momento nominal vs longitud sin soporte lateral en VS1-base**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Mientras que en la **Figura 2.9** se muestra la curva de diseño de momentos para las vigas secundarias críticas del mezzanine hasta el último piso.

Mediante el análisis se determinaron los parámetros de  $L_p = 1.06$  m y  $L_r = 3.79$  m. A diferencia de las otras vigas diseñadas esta necesitara de mayor número de

apoyo para aumentar su momento resistente permitiendo llegar al momento plástico y disminuyendo su longitud sin soporte lateral del patín a compresión. Se colocaron 4 apoyos a la viga, reduciendo su longitud no arriostrada lateralmente de 4.25 m a 0.85 m, y aumentando su resistencia al 85%.



**Figura 2.9 Diagrama Momento nominal vs longitud sin soporte lateral en VS1-mezzanine**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

#### 2.10.4 Revisión a corte

Cuando se empieza a carga una viga, estas cargas provocaran una deflexión apareciendo los esfuerzos cortantes producidos por el cambio de longitud en sus fibras longitudinales.

Generalmente las vigas de acero no fallan por corte ya que el alma de los perfiles laminados, son capaces de resistir grandes esfuerzos cortantes.

El cortante último de la viga se determina mediante la siguiente formula:

$$Vu = \frac{2*W}{\text{Numero de vigas secundarias}} \quad \text{Ec (2.35)}$$

Resistencia nominal al cortante del alma sin rigidizar o rigidizada AISC 360-10 (G2-1):



$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv \quad \text{Ec (2.36)}$$

Donde:

Cv: Coeficiente al cortante

Y se lo determina mediante las siguientes situaciones:

Para:

$$\frac{h}{tw} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{Fy}} \quad \text{Ec (2.37)}$$

$$Cv = 1$$

Para:

$$1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{Fy}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{Fy}} \quad \text{Ec (2.38)}$$

$$Cv = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} \quad \text{Ec (2.39)}$$

Para:

$$\frac{h}{tw} > 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{Fy}} \quad \text{Ec (2.40)}$$

$$Cv = \frac{1.51 * E * k_v}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 * Fy} \quad \text{Ec (2.41)}$$

Para almas sin atiesadores transversales y con  $h/tw \leq 260$ ;  $k_v=5$ .

$$\text{Para almas atiesadas } k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Ec (2.42)}$$

Donde:

$k_v$ : Coeficiente de pandeo por corte del alma

a: Longitud libre entre atiesadores transversales

Se realizó el análisis para determinar el cortante en la viga secundaria crítica de planta baja y mezzanine, la cual presenta una longitud libre entre atiesadores de 4.25m ya que puede soportar la cortante por si sola por que presenta una

capacidad de 15.56 ton mientras que las cargas generan un cortante ultimo de 8.76 ton.

**Tabla 2.25 Verificación a corte de VS1-base**

| <b>Diseño a corte de correas</b> |        |   |
|----------------------------------|--------|---|
| <b>Atiesador</b>                 | 0      | u |
| <b>a</b>                         | 425.00 |   |
| <b>Kv</b>                        | 5.00   |   |
| <b>h/tw</b>                      | 32.678 |   |
| <b>Cv</b>                        | 1      |   |
| <b>Vn</b>                        | 15.55  | t |
| <b>Vu</b>                        | 8.763  | t |
| <b>No necesita atiesadores</b>   |        |   |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Mientras para el mezzanine hasta el tercero piso, la viga deberá resistir un cortante último de 13.19 ton pero esta presenta un cortante nominal de 13.19 ton, con lo cual se concluye que la viga no fallara por corte.

**Tabla 2.26 Verificación a corte de VS1-mezzanine**

| <b>Diseño a corte de correas</b> |        |   |
|----------------------------------|--------|---|
| <b>Atiesador</b>                 | 0      | u |
| <b>a</b>                         | 425.00 |   |
| <b>Kv</b>                        | 5.00   |   |
| <b>h/tw</b>                      | 37.81  |   |
| <b>Cv</b>                        | 1      |   |
| <b>Vn</b>                        | 13.19  | t |
| <b>Vu</b>                        | 5.95   | t |
| <b>No necesita atiesadores</b>   |        |   |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

## 2.11 Prediseño de vigas principales

Las vigas principales se prediseño bajo las misma limitaciones que en las vigas secundarias, lo único que las diferencia son los apoyos debido que para el siguiente proyecto se consideró un sistema SCBF en el cual constara de conexiones precalificadas y sus secciones deberán ser sísmicamente compactas.

Además se deberá cumplir el criterio columna fuerte-viga débil, para que las columnas no fallen primero que las vigas, de esta manera se previene el colapso del piso y permite que las vigas puedan alcanzar el mecanismo de deformación plástica y a su vez evitar la ocurrencia de fallas frágiles.

Para el prediseño de las vigas principales se consideró las siguientes cargas: muerta, viva y de sismo.

Para obtener los momentos provisto del sismo se deberá realizar el método del portal, pero para el siguiente proyecto se dejó que las vigas trabajen por efecto de cargas gravitacionales al 60%, dejando que el sismo actué en un 40%.

**Tabla 2.27 Carga muerta y viva por piso**

|                  | Carga muerta x |       | Carga viva x |       |
|------------------|----------------|-------|--------------|-------|
| <b>PB</b>        | 1.41           | Ton-m | 1.73         | Ton-m |
| <b>Mezzanine</b> | 1.41           | Ton-m | 1.73         | Ton-m |
| <b>1er Piso</b>  | 1.41           | Ton-m | 0.75         | Ton-m |
| <b>2do Piso</b>  | 1.41           | Ton-m | 0.75         | Ton-m |
| <b>3er Piso</b>  | 1.41           | Ton-m | 0.75         | Ton-m |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Las vigas principales en el edificio estarán empotradas por lo tanto el momento flector será:

$$M = \frac{W * L^2}{12} \quad \text{Ec (2.43)}$$

Mientras que el momento de diseño será el mayor valor de los siguientes momentos:

$$Mu = 1.2 * Md + 1.6 * Ml \quad \text{Ec (2.44)}$$

$$Mu = 1.2 * Md + Ml + ME \quad \text{Ec (2.45)}$$

El perfil adecuado para soportar las cargas muerta, viva y de sismo se encontrara a través del módulo de sección plástico en torno al eje x.

$$Zx = \frac{M_{diseño}}{Fy} \quad \text{Ec (2.46)}$$

**Tabla 2.28 Predimensionamiento de vigas principales N+0.00**

|                            |         |                 |
|----------------------------|---------|-----------------|
| Lt                         | 4.40    | m               |
| L2                         | 4.05    | m               |
| PI                         | 8.60    | T               |
| Numero de cargas           | 2.00    | u               |
| Tipo                       | EMP     |                 |
| Mu                         | 8.41    | T-m             |
| Mr                         | 13.71   | T-m             |
| D/C                        | 0.60    |                 |
| Lp                         | 172.83  | cm              |
| <b>Cumple</b>              |         |                 |
| <b>Dimensiones de viga</b> |         |                 |
| bf                         | 15      | cm              |
| tf                         | 1.07    | cm              |
| h                          | 30      | cm              |
| tw                         | 0.71    | cm              |
| Cb                         | 1.0     |                 |
| IE                         | 30      | 40.7            |
| A                          | 51.88   | cm <sup>2</sup> |
| Ix                         | 7998.99 | cm <sup>4</sup> |
| Iy                         | 602.71  | cm <sup>4</sup> |
| Sx                         | 533.27  | cm <sup>3</sup> |
| Sy                         | 80.36   | cm <sup>3</sup> |
| Zx                         | 602.10  | cm <sup>3</sup> |
| Zy                         | 123.89  | cm <sup>3</sup> |
| rx                         | 12.42   | cm              |
| ry                         | 3.41    | cm              |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.29 Predimensionamiento de vigas principales N+5.20**

|                  |        |     |
|------------------|--------|-----|
| Lt               | 4.40   | m   |
| L2               | 4.05   | m   |
| PI               | 5.80   | T   |
| Numero de cargas | 2.00   | u   |
| Tipo             | EMP    |     |
| Mu               | 5.67   | T-m |
| Mr               | 10.49  | T-m |
| D/C              | 0.54   |     |
| Lp               | 156.43 | cm  |
| <b>Cumple</b>    |        |     |

| Dimensiones de viga |         |                 |
|---------------------|---------|-----------------|
| bf                  | 13.5    | cm              |
| tf                  | 1.02    | cm              |
| h                   | 27      | cm              |
| tw                  | 0.66    | cm              |
| Cb                  | 1.0     |                 |
| IE                  | 27      | 40.7            |
| A                   | 44.01   | cm <sup>2</sup> |
| Ix                  | 5504.75 | cm <sup>4</sup> |
| Iy                  | 418.86  | cm <sup>4</sup> |
| Sx                  | 407.76  | cm <sup>3</sup> |
| Sy                  | 62.05   | cm <sup>3</sup> |
| Zx                  | 460.54  | cm <sup>3</sup> |
| Zy                  | 95.67   | cm <sup>3</sup> |
| rx                  | 11.18   | cm              |
| ry                  | 3.08    | cm              |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.30 Comparación de momento capacidad/demanda pórtico x**

| Piso               | M=1.2D+1.6L (ton-m) | Mr (ton-m) | D/C  |
|--------------------|---------------------|------------|------|
| <b>Base</b>        | 3.09                | 4.77       | 0.65 |
| <b>Planta baja</b> | 3.09                | 4.77       | 0.65 |
| <b>Mezzanine</b>   | 2.20                | 3.66       | 0.60 |
| <b>1er piso</b>    | 2.20                | 3.66       | 0.60 |
| <b>2do piso</b>    | 2.20                | 3.66       | 0.60 |
| <b>3er piso</b>    | 2.20                | 3.66       | 0.60 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.31 Comparación de momento capacidad/demanda pórtico y**

| Piso               | M=1.2D+1.6L (ton-m) | Mr (ton-m) | D/C  |
|--------------------|---------------------|------------|------|
| <b>Base</b>        | 8.41                | 13.71      | 0.60 |
| <b>Planta baja</b> | 8.41                | 13.71      | 0.60 |
| <b>Mezzanine</b>   | 5.90                | 10.49      | 0.56 |
| <b>1er piso</b>    | 5.90                | 10.49      | 0.56 |
| <b>2do piso</b>    | 5.90                | 10.49      | 0.56 |
| <b>3er piso</b>    | 5.90                | 10.49      | 0.56 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.32 Secciones de vigas principales**

| Piso        | Vigas principales en x | Vigas principales en y |
|-------------|------------------------|------------------------|
| Base        | IPE200                 | IPE 300                |
| Planta baja | IPE200                 | IPE 300                |
| Mezzanine   | IPE180                 | IPE 270                |
| 1er piso    | IPE180                 | IPE 270                |
| 2do piso    | IPE180                 | IPE 270                |
| 3er piso    | IPE180                 | IPE 270                |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.11.1 Revisión a corte

Las vigas principales en el sentido x deben soportar las cargas gravitacionales, mientras que las vigas principales en el sentido y, deben soportar las cargas inducidas por las vigas secundarias, adicional a estas cargas la viga ya sea en x o en y deberá aportar resistencia hacia el sismo por ende se requiere que sus secciones serán mayor que las vigas secundarias.

Todas las vigas principales del edificio pasaron el chequeo a corte debido que los perfiles laminados resisten grandes esfuerzos a corte en el alma.

**Tabla 2.33 Verificación a cortante de vigas principales del pórtico x**

| Piso        | atiesador | a   | Kv | h/tw  | Cv | Vu (ton) | Vn (ton) | Verificación |
|-------------|-----------|-----|----|-------|----|----------|----------|--------------|
| Base        | 0         | 440 | 5  | 32.68 | 1  | 4.35     | 15.55    | Cumple       |
| Planta baja | 0         | 440 | 5  | 32.68 | 1  | 4.35     | 15.55    | Cumple       |
| Mezzanine   | 0         | 440 | 5  | 32.68 | 1  | 2.90     | 13.19    | Cumple       |
| 1er piso    | 0         | 440 | 5  | 30.94 | 1  | 2.90     | 13.19    | Cumple       |
| 2do piso    | 0         | 440 | 5  | 30.94 | 1  | 2.90     | 13.19    | Cumple       |
| 3er piso    | 0         | 440 | 5  | 30.94 | 1  | 2.90     | 13.19    | Cumple       |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.34 Verificación a cortante de vigas principales del pórtico y**

| Piso        | atiesador | a   | Kv | h/tw  | Cv | Vu (ton) | Vn (ton) | Verificación |
|-------------|-----------|-----|----|-------|----|----------|----------|--------------|
| Base        | 0         | 440 | 5  | 37.82 | 1  | 8.90     | 30.00    | Cumple       |
| Planta baja | 0         | 440 | 5  | 37.82 | 1  | 8.90     | 30.00    | Cumple       |
| Mezzanine   | 0         | 440 | 5  | 37.82 | 1  | 5.90     | 20.74    | Cumple       |
| 1er piso    | 0         | 440 | 5  | 35.55 | 1  | 5.90     | 20.74    | Cumple       |
| 2do piso    | 0         | 440 | 5  | 35.55 | 1  | 5.90     | 20.74    | Cumple       |
| 3er piso    | 0         | 440 | 5  | 35.55 | 1  | 5.90     | 20.74    | Cumple       |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

## 2.12 Prediseño de columnas

Las columnas son miembros estructurales cargados axialmente por cargas gravitatorias a compresión y por fuerzas laterales como el viento, sismo que producen flexión lateral en la columna.

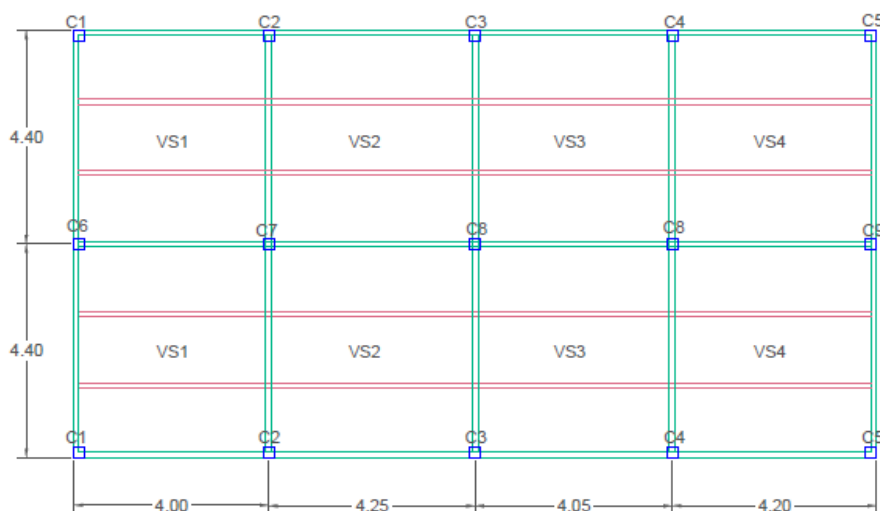
El prediseño se basa en la carga aplicada axialmente en una determinada área tributaria.

En la **Tabla 2.35** se muestra las áreas tributarias para cada columna debido que la longitud en el sentido varía, por ende el ancho tributario también varía.

**Tabla 2.35 Área tributaria de columnas**

| Columna | Área tributaria | Unidad         |
|---------|-----------------|----------------|
| C1      | 4.40            | m <sup>2</sup> |
| C2      | 9.08            | m <sup>2</sup> |
| C3      | 9.13            | m <sup>2</sup> |
| C4      | 9.08            | m <sup>2</sup> |
| C5      | 4.40            | m <sup>2</sup> |
| C6      | 8.80            | m <sup>2</sup> |
| C7      | 18.15           | m <sup>2</sup> |
| C8      | 18.26           | m <sup>2</sup> |
| C9      | 18.15           | m <sup>2</sup> |
| C10     | 9.24            | m <sup>2</sup> |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 2.10 Vista en planta de columnas**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Para el siguiente proyecto se consideró que los nodos presentaran rotación impedida y translación libre, para aquellos marcos que no presenten arriostramiento en donde solo impiden el pandeo de la columna son; la rigidez de sus miembros y la rigidez rotacional de las juntas entre los miembros del marco, para este caso el valor aproximado del factor de longitud efectiva K es igual a 1.2, ya que la columnas presentaran peligro de pandeo y su capacidad de carga disminuirá, a diferencia de los marcos arriostrados en donde los desplazamientos de sus juntas está impedido por diagonales en X, en el cual su factor de longitud efectiva es igual a 1.

En la **Tabla 2.36** se muestra las cargas axiales que deberán soportar las columnas de la planta baja del edificio.

**Tabla 2.36 Carga axial de columnas**

| Columna | Carga axial | Unidad |
|---------|-------------|--------|
| C1      | 34.20       | ton    |
| C2      | 60.26       | ton    |
| C3      | 58.90       | ton    |
| C4      | 55.45       | ton    |
| C5      | 26.96       | ton    |
| C6      | 64.91       | ton    |
| C7      | 96.55       | ton    |
| C8      | 97.41       | ton    |
| C9      | 96.24       | ton    |
| C10     | 48.05       | ton    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Las columnas de la edificación serán tubos cuadrados con doble ángulo que actuaran como atiesadores en sus cuatros lados, aportando mayor capacidad en la columna y reduciendo su peso.

El área de acero es igual a:

$$A = b * h - (b - 2 * e) * (h - 2 * e) + (l * e_a + (l - e_a) * e_a) * Nat * 2 \quad \text{Ec (2.47)}$$



Donde:

b= Base de la columna

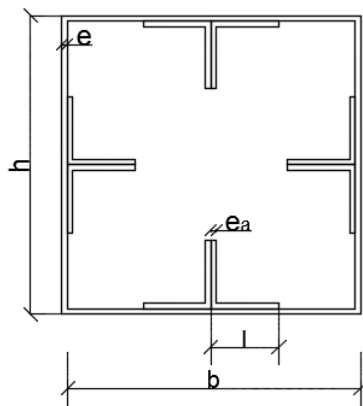
h: Altura de la columna

e: Espesor de la columna

l: Longitud del atiesador

e<sub>a</sub>: Espesor del atiesador

Nat: Numero de atiesadores en una sola dirección



**Figura 2.11 Nomenclatura de sección de columna**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Propiedades geométricas de la sección:

Inercia en x:

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} - (b - e) \cdot \frac{(h - 2 \cdot e)^3}{12} + \left( I_a + \left( l \cdot e_a \cdot \left( \frac{h}{2} - e - \frac{l}{2} \right)^2 + l \cdot e_a \cdot \left( \frac{h}{2} - e - \frac{e_a}{2} \right)^2 \right) \right) \cdot 2 \cdot \text{Nat} \quad \text{Ec (2.48)}$$

$$I_a = \frac{e \cdot l^3}{12} \quad \text{Ec (2.49)}$$

Inercia en y:

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} + (h - 2 \cdot e) \cdot \frac{(b - 2 \cdot e)^3}{12} \quad \text{Ec (2.50)}$$

Modulo elástico en x:

$$S_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} \quad \text{Ec (2.51)}$$

Modulo elástico en y:

$$S_y = \frac{2 \cdot I_y}{b_f} \quad \text{Ec (2.52)}$$

Módulo de sección plástica en torno al eje x:

$$Z_x = e * \frac{h^2}{2} + e * (b - 2 * e) * (h - e) + \left( l * e_a * \left( \frac{h}{2} - e - \frac{l}{2} \right) + l * e * \left( \frac{h}{2} - e - \frac{e}{2} \right) \right) * 2 * Nat \quad \text{Ec (2.53)}$$

Módulo de sección plástica en torno al eje y:

$$Z_y = \frac{e * b^2}{2} + e * (h - 2 * e) * (b - e) \quad \text{Ec (2.54)}$$

Radio de giro en x:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{Ec (2.55)}$$

Radio de giro en y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{Ec (2.56)}$$

El AISC 360-10 indica que en las Tablas B4.1a y B4.1b las revisiones de los parámetros para los elementos en compresión. El diseñador deberá cumplir con las recomendaciones estipuladas.

#### Revisión de esbeltez AISC 360-10 TABLA B4.1a









$$\frac{b}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

#### Revisión del parámetro limitante de esbeltez AISC 360-10 TABLA B4.1b

$$\frac{b}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para prediseñar una columna el AISC 360-10 en la **Tabla 2.37** establece que se debe realizar un análisis de pandeo por flexión para columnas de sección tubular ya que la carga que recibirá puede pandearla, el acortamiento cesara y esta se deformara súbitamente en sentido lateral, generando el colapso en la estructura.

**Tabla 2.37 Estados límites de elementos a compresión**

| <b>TABLA NOTA E1.1<br/>Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E</b>                |                         |                 |                         |                 |
|--|-------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|
| Sección transversal  | Sin elementos esbeltos  |                 | Con elementos esbeltos  |                 |
|  | Secciones en Capítulo E | Estados Límites | Secciones en Capítulo E | Estados Límites |
|       | E3<br>E4                | FB<br>TB        | E7                      | LB<br>FB<br>TB  |
|      | E3<br>E4                | FB<br>FTB       | E7                      | LB<br>FB<br>FTB |
|     | E3                      | FB              | E7                      | LB<br>FB        |
|     | E3                      | FB              | E7                      | LB<br>FB        |
|     | E3<br>E4                | FB<br>FTB       | E7                      | LB<br>FB<br>FTB |
|     | E6<br>E3<br>E4          | FB<br>FTB       | E6<br>E7                | LB<br>FB<br>FTB |
|     | E5                      |                 | E5                      |                 |
|     | E3                      | FB              | N/A                     | N/A             |
| Secciones asimétricas, distintas de ángulos simples                                    | E4                      | FTB             | E7                      | LB<br>FTB       |
| FB=pandeo por flexión, TB=pandeo torsional, FTB=pandeo flexotorsional, LB=pandeo local |                         |                 |                         |                 |

Fuente: AISC 360-10

La capacidad de una columna y el modo de falla depende mucho de la longitud efectiva. En el caso del acero una columna muy corta y con grandes dimensiones puede cargarse hasta que el acero fluya y puede que prosiga hasta el rango de endurecimiento por deformación, es decir puede soportar la misma carga a compresión y a tensión.

Mientras que para las columnas intermedias su longitud efectiva aumenta un poco y su esfuerzo de pandeo disminuirá, algunas de sus fibras alcanzaran el esfuerzo de fluencia y otras no, deben ser revisadas por fluencia y pandeo inelástico.

Para las columnas largas su longitud efectiva será mucho mayor, estas no consideran el esfuerzo de fluencia por ende una columna de 36 KSI fallara a la misma carga que una columna de 50 KSI, estas experimentaran un pandeo elástico.

El esfuerzo de pandeo por flexión se lo determina mediante las siguientes ecuaciones.

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = F_y * \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \quad \text{Ecuación E3-2 AISC} \quad \text{Ec (2.57)}$$

Si:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad \text{Ecuación E3-3 AISC} \quad \text{Ec (2.58)}$$

Siendo:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación E3-4 AISC} \quad \text{Ec (2.59)}$$

La resistencia a la compresión de la columna será:

$$\phi_c P_n = 0.9 * F_{cr} * A_g \quad \text{Ecuación E3-1 AISC} \quad \text{Ec (2.60)}$$

En donde:

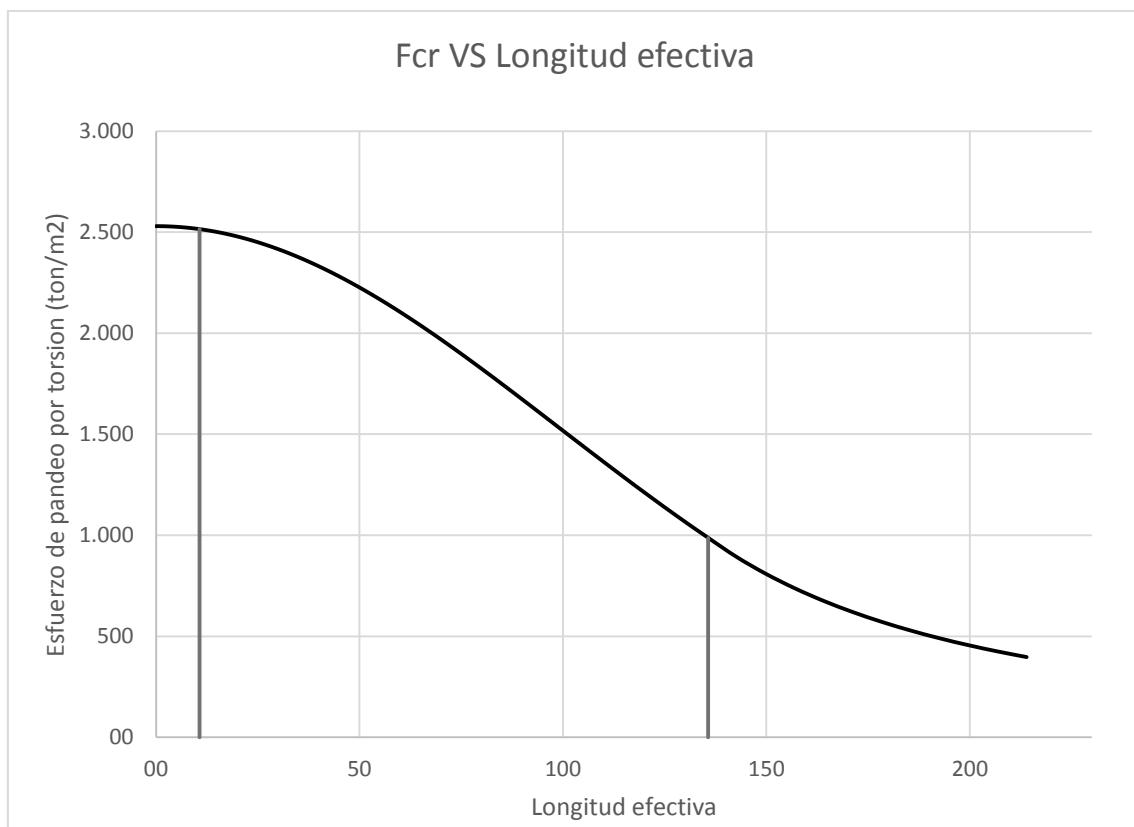
$F_{cr}$ : Esfuerzo de pandeo por flexión

$F_e$ : Esfuerzo de pandeo crítico elástico

$P_n$ : Resistencia a la compresión de la columna

$A_g$ : Área de la sección de acero

En la **Figura 2.12** se muestra la curva para la columna central del edificio en el cual se determinó el punto de transición de la ecuación que fue de 137.5 con un esfuerzo de pandeo de 985.65 ton/m<sup>2</sup>, en el cual se comprobó que las columnas del edificio se encuentran en el rango intermedio.



**Figura 2.12 Esfuerzo de pandeo vs longitud efectiva**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.38 Predimensionamiento de columna central**

| <b>Datos</b>       |        |           |
|--------------------|--------|-----------|
| L1                 | 4.25   | m         |
| L2                 | 4.00   | m         |
| L3                 | 4.40   | m         |
| L4                 | 4.40   | m         |
| Pisos              | 5      | u         |
| Hc                 | 3.00   | m         |
| CM                 | 0.52   | t/m2      |
| CV                 | 0.48   | t/m2      |
| Cu                 | 1.39   | t/m2      |
| At                 | 18.2   | m2        |
| Pu                 | 97.40  | t         |
| b                  | 22     | Sismi.Com |
| h                  | 22     | Sismi.Com |
| e                  | 0.4    | cm        |
| <b>Atiesadores</b> |        |           |
| <b>Sentido b</b>   |        |           |
| Num                | 2      | u         |
| l                  | 5.0    | cm        |
| e                  | 0.4    | cm        |
| la                 | 4.17   | cm4       |
| lmin               | 0.24   | cm4       |
| OK                 |        |           |
| <b>Sentido h</b>   |        |           |
| Num                | 2      | u         |
| l                  | 5.0    | cm        |
| e                  | 0.4    | cm        |
| la                 | 4.17   | cm4       |
| lmin               | 0.24   | cm4       |
| OK                 |        |           |
| Pr                 | 141.68 | t         |
| D/C                | 0.68   |           |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

En el prediseño se obtuvo una columna central de 220x4 mm, con atiesadores de doble ángulo de 50x4mm.

## 2.13 Predimensionamiento de arriostramiento diagonal

Para el proyecto se consideró arriostramiento en la estructura en forma de X, para evitar la torsión causada por la distribución de las fuerzas sísmicas debido que esta se comporta como una armadura aportando rigidez lateral a la estructura.

Para determinar el perfil adecuado del arriostramiento en X la AISC considera la relación de esbeltez del elemento, determinando a su vez el radio de giro mínimo.

$$\frac{KL}{r} \leq 4 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$r_{min} = \frac{KL}{4 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}} \quad \text{Sección 13.2a AISC 341-05 Ec (2.61)}$$

$$r_{min} = 0.044 \text{ m}$$

El arriostramiento en X será de sección tubular de 140X140X8 mm, con un radio de giro de 0.0510 m.

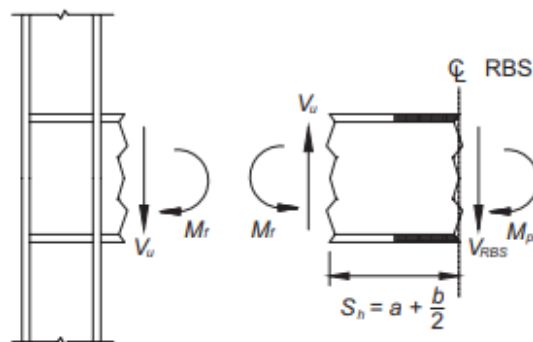
## 2.14 Conexiones

### 2.14.1 Conexión viga-columna

Se escogió la conexión precalificada conxtech conxl moment connection para viga – columna ya que este tipo de conexión provoca la fluencia y la articulación plástica en la sección reducida, pero se deberá cumplir ciertos prerrequisitos estipulados en la AISC 358 Capitulo 10.

- Las vigas y columnas pueden ser laminadas o armadas
- Altura máxima de la viga 92 cm
- Peso máximo de la viga  $W=447\text{kg/m}$
- Espesor máximo del patín  $t_f=44\text{mm}$
- Relación entre longitud de la viga y la altura de la sección (L/h) mínimo 7 para marcos especiales no arriostrados y 5 para marcos intermedios no arriostrados.

- Para marcos de alta ductilidad la relación ancho/espesor del patín de la viga debe ser máximo  $0.30 \sqrt{E/F_y}$  y para marcos de moderada ductilidad no mayor a  $0.38 \sqrt{E/F_y}$ .
- Sera considerada como zona protegida la distancia desde la cara de la columna hasta el final de la sección reducida.
- La viga deberá ser conectada al patín de la columna
- Para marcos de alta ductilidad la relación ancho/espesor del patín y alma de la columna debe ser mínimo  $0.55 \sqrt{E/F_y}$  y para marcos de moderada ductilidad no mayor a  $0.64 \sqrt{E/F_y}$ .
- Los patines de la viga deben ser conectados con CJP hacia la columna para que considere la columna como una sola.
- Para columnas laminadas su ancho debe ser máximo 92cm y para columnas armadas 61cm.
- Cumplir con el criterio columna fuerte – viga débil.



**Figura 2.13 Cortante y momento entre la cara de columna y el centro de la conexión conxtech**

Fuente: AISC 358

La sección de la viga reducida debe cumplir con los parámetros máximos y mínimos dictados en la AISC 358 ecuaciones 5.8-1,2 y 3.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad \text{AISC ecuación 5.8-1} \quad \text{Ec (2.62)}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad \text{AISC ecuación 5.8-2} \quad \text{Ec (2.63)}$$



$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad \text{AISC Ecuación 5.8-3} \quad \text{Ec (2.64)}$$

Donde:

a: Distancia horizontal de la cara de la columna hasta el inicio de sección reducida.

b: Longitud de la viga reducida

c: Profundidad de corte en el centro de la sección reducida

d: Altura de la viga

$b_{bf}$ : Espesor del ala de la viga

### **Momento probable máximo**

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_{xrs} \quad \text{Ecuación 5.8-5 AISC} \quad \text{Ec (2.65)}$$

$$Z_{xrs} = Z_x - 2 * c * t_f * (h - t_f) \quad \text{Ecuación 5.8-4 AISC} \quad \text{Ec (2.66)}$$

Donde:

Zar: Modulo plástico de la viga reducida

### **Cortante máximo en el centro de la viga reducida**

$$V_u = \frac{\sum \text{Carga de vigas secundarias}}{2} \quad \text{Ec (2.67)}$$

### **Momento probable máximo en la cara de la columna**

$$M_f = M_{pr} + V_x * S_h \quad \text{Ecuación 5.8-6 AISC} \quad \text{Ec (2.68)}$$

Donde:

Mf: Máximo momento probable en la cara de la columna

Sh: Distancia de la cara de columna hacia la rótula plástica

Vx: Máximo cortante en el centro de la viga reducida

### **Momento probable máximo en la cara de la columna**

$$M_{pe} = R_y * F_y * Z_x \quad \text{Ecuación 5.8-7 AISC} \quad \text{Ec (2.69)}$$

Donde:

$R_y = 1.5$  (A36) o  $1.1$  (A572 Gr.50)

### **Chequeo de esfuerzo de flexión de la viga en la cara de la columna**

$$M_f \leq \phi_d * M_{pe} \quad \text{Ecuación 5.8-8 AISC} \quad \text{Ec (2.70)}$$

Donde:

$\phi_d = 1$  Para estados de límite dúctiles

$\phi_d = 0.90$  Para estados de límite no dúctiles

### **Chequeo de esfuerzo de corte en la cara de la columna**

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_u \quad \text{Ecuación 5.8-9 AISC} \quad \text{Ec (2.71)}$$

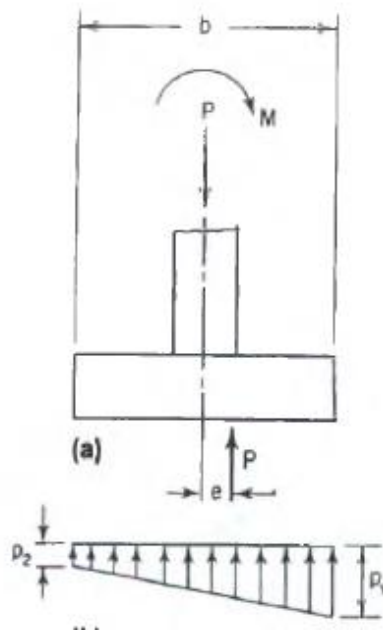
$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ec (2.72)}$$

$$V_u < V_n$$

## **2.15 Placa base**

Su diseño se basa en los esfuerzos generados por las cargas que bajan de las columnas hacia el hormigón.

La resistencia del hormigón debe ser siempre mayor que los esfuerzos aplicados en este, para que se cumpla su diseño.



**Figura 2.14 Zapata sometida a carga axial y momento**

Fuente: Merritt, F., Loftin, M., Ricketts, J.

### Esfuerzo del hormigón debajo de la placa

$$f'_{cn} = 0.6 * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{(B+2*xh)*(H+2*xh)}{B*H}} \quad \text{Manual del Ingeniero Civil Ec (2.73)}$$

Donde:

B: Ancho de placa

H: Largo de la placa

Xh: Longitud del hormigón medida desde el fin de placa de acero.

### Esfuerzo que genera la placa sobre el hormigón

$$q1 = \frac{Pu}{B*H} + \frac{6*Mu}{H*B^2} \quad \text{Manual del Ingeniero Civil Ec (2.74)}$$

$$q2 = \frac{Pu}{B*H} + \frac{6*Mu}{H*B^2} \quad \text{Manual del Ingeniero Civil Ec (2.75)}$$

$$q3 = \frac{(q1-q2)*(B-m)}{B} + q2 \quad \text{Ec (2.76)}$$

Donde:

q1 y q2: Esfuerzo que genera la placa sobre el hormigón

q3: Esfuerzo proveniente del trapecio de presiones generado por q1 y q2 a una distancia m.

Para el diseño de los anclajes, se deberán colocar al menos 4 y se debe comprobar la resistencia del acero, desprendimiento del hormigón, arrancamiento y corte del anclaje

### Resistencia del acero

$$\phi N_s = \phi n * A_{se} * f_{ut} \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.77)}$$

Donde:

$\phi=0.75$  (ACI 318)

N: Numero de bulones

Ase: Área efectiva del bulón (Ver **Figura 2.16**)

fut: Resistencia a la tracción para el diseño (Ver **Figura 2.15**)

| Norma aplicable al material <sup>1</sup> | Grado o tipo | Diámetro (in.) | Resistencia a la tracción, para el diseño, $f_{ut}$ (ksi) | Resistencia a la tracción, mín. (ksi) | Tensión de fluencia, mín. |        | Alargamiento, mín |          | Reducción del área, mín. (%) |
|--|--------------|----------------|---|---------------------------------------|---------------------------|--------|-------------------|----------|------------------------------|
|  |              |                |   |                                       | ksi                       | método | %                 | longitud |                              |
| AWS D1.1 <sup>2</sup>                    | B            | 1/2 - 1        | 60  | 60                                    | 50                        | 0,2 %  | 20                | 2 in.    | 50                           |
| ASTM A 307 <sup>3</sup>                  | A            | $\leq 4$       | 60  | 60                                    | –                         | –      | 18                | 2 in.    | –                            |
|  | C            | $\leq 4$       | 58  | 58-80                                 | 36                        | –      | 23                | 2 in.    | –                            |
| ASTM A 354 <sup>4</sup>                  | BC           | $\leq 4$       | 125   | 125                                   | 109                       | 0,2 %  | 16                | 2 in.    | 50                           |
|  | BD           | $\leq 4$       | 125   | 150                                   | 130                       | 0,2 %  | 14                | 2 in.    | 40                           |
| ASTM A 449 <sup>5</sup>                  | 1            | $\leq 1$       | 120   | 120                                   | 92                        | 0,2 %  | 14                | 4D       | 35                           |
|  |              | 1 – 1-1/2      | 105   | 105                                   | 81                        | 0,2 %  | 14                | 4D       | 35                           |
|  |              | > 1-1/2        | 90  | 90                                    | 58                        | 0,2 %  | 14                | 4D       | 35                           |
| ASTM F 1554 <sup>6</sup>                 | 36           | $\leq 2$       | 58  | 58-80                                 | 36                        | 0,2 %  | 23                | 2 in.    | 40                           |
|  | 55           | $\leq 2$       | 75  | 75-95                                 | 55                        | 0,2 %  | 21                | 2 in.    | 30                           |
|  | 105          | $\leq 2$       | 125   | 125-150                               | 105                       | 0,2 %  | 15                | 2 in.    | 45                           |

**Figura 2.15 Resistencia a la tracción**

Fuente: ACI 355

| Diámetro del anclaje (d <sub>s</sub> ) (in.) | Área bruta del anclaje (in. <sup>2</sup> ) | Área efectiva del anclaje (A <sub>se</sub> ) (in. <sup>2</sup> ) | Superficie de apoyo de las cabezas y tuercas (A <sub>brg</sub> ) (in. <sup>2</sup> ) |                 |           |                  |
|--|--|--|--|-----------------|-----------|------------------|
|  |  |  | Cuadrada   | Cuadrada pesada | Hexagonal | Hexagonal pesada |
| 0,250  | 0,049                                      | 0,032  | 0,142  | 0,201           | 0,117     | 0,167            |
| 0,375  | 0,110                                      | 0,078  | 0,280  | 0,362           | 0,164     | 0,299            |
| 0,500  | 0,196                                      | 0,142  | 0,464  | 0,569           | 0,291     | 0,467            |
| 0,625  | 0,307                                      | 0,226  | 0,693  | 0,822           | 0,454     | 0,671            |
| 0,750  | 0,442                                      | 0,334  | 0,824  | 1,121           | 0,654     | 0,911            |
| 0,875  | 0,601                                      | 0,462  | 1,121  | 1,465           | 0,891     | 1,188            |
| 1,000  | 0,785                                      | 0,606  | 1,465  | 1,855           | 1,163     | 1,501            |
| 1,125  | 0,994                                      | 0,763  | 1,854  | 2,291           | 1,472     | 1,851            |
| 1,250  | 1,227                                      | 0,969  | 2,228  | 2,773           | 1,817     | 2,237            |
| 1,375  | 1,485                                      | 1,160  | 2,769  | 3,300           | 2,199     | 2,659            |
| 1,500  | 1,767                                      | 1,410  | 3,295  | 3,873           | 2,617     | 3,118            |
| 1,750  | 2,405                                      | 1,900  | --   | --              | --        | 4,144            |
| 2,000  | 3,142                                      | 2,500  | --   | --              | --        | 5,316            |

**Figura 2.16 Área efectiva del bulón**

Fuente: ACI 355

### Resistencia del hormigón

$$\phi N_{cbg} = \phi * \left( \frac{A_N}{A_{N0}} \right) * \phi_1 * \phi_2 * \phi_3 * N_b \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.78)}$$

$$N_b = 24 * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.79)}$$

$$\phi_2 = 0.7 + 0.3 * \frac{c_{min}}{1.5 h_{ef}} \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.80)}$$

Donde:

$\phi_1=1$  (Asumiendo que no hay excentricidad en la conexión)

$\phi_3=1$  Existe la posibilidad de que se creen fisuras en el hormigón

An: Área proyectada del anclaje.

hef= Longitud de penetración del anclaje en la cimentación

### Arrancamiento del anclaje

$$\phi N_{pn} = \phi * \phi_4 * N_p \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.81)}$$

$$N_p = 0.9 * f'_c * e_h * d_o \quad \text{ACI 318-05 Ec (2.82)}$$

Donde:

$\phi=0.70$  (ACI 318-05).

$\phi_4=1$  En los bordes de la fundición se pueden crear figuraciones

eh: Pata del bulón

do: Diámetro del bulón

Se debe realizar el chequeo del descascaramiento del recubrimiento lateral cuando  $c < 0.4h_{ef}$  en el caso que se utilice pernos, para bulones con pata no se necesita revisar.

## **2.16 Diseño de cimentación**

Debido a que nos encontramos en un lugar donde los suelos son muy blandos con una capacidad de carga  $q_{adm}=0.57\text{kg/cm}^2$  y con un nivel freático muy cercano a la superficie  $NF=0.75\text{m}$ , se necesitó buscar la solución lo más económica posible sin dejar a lado la seguridad.

Para la cimentación se diseñara un sótano con el objetivo de alivianar las cargas que soportara el suelo y para evitar posibles daños estructurales en las viviendas vecinas. Posterior a esto se realizara el diseño de columnas en el sótano de hormigón armado que serán donde se colocaran las placas bases y estas transmitirán las cargas a la losa de cimentación. Al tener el suelo una capacidad portante muy baja se tendrá que recurrir a la cimentación profunda a través de micro pilotes.

### **2.16.1 Diseño de las columnas**

Para el diseño de las columnas se lo realizo a través del programa Column design software el cual es de autoría del Ingeniero Patricio Palacios Benavides el cual nos ayuda a obtener el diagrama de interacción de la columna para poder realizar el diseño a flexo-compresión, se programó una hoja de Excel para encontrar diferentes puntos importantes del diagrama de interacción como es el de la falla balanceada entre otros con el objetivo de corroborar que los datos proporcionado por el programa sean correctos.

Como primera parte al conocer las dimensiones de la placa base pudimos predimensionar nuestra columna ya que se debe dejar 5cm libres entre el borde libre y la placa para no sufrir volteo.

Como primer paso se realizó un Predimensionamiento para comprobar que el acero mínimo en columnas el cual debe estar entre 1 a 6 % se cumpla y se detalló las propiedades de los materiales que se utilizaran.

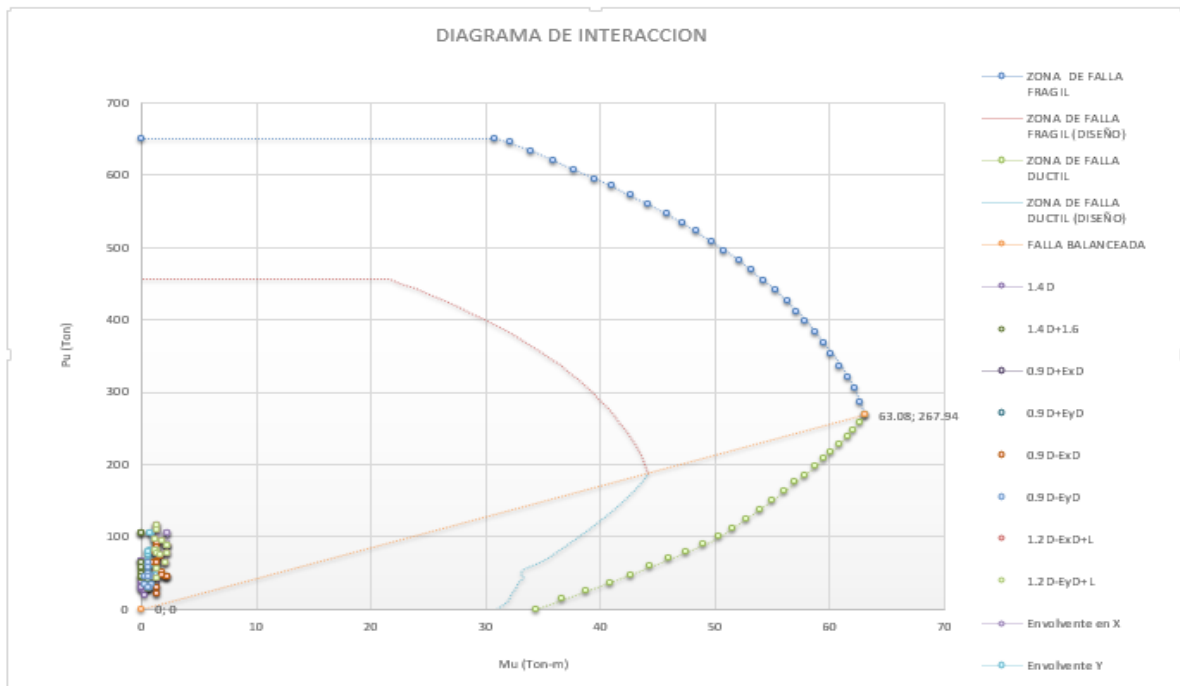
**Tabla 2.39 Predimensionamiento de columna**

|              |         |        |
|--------------|---------|--------|
| Pu           | 97.41   | Ton    |
| f'c          | 280     | kg/cm2 |
| fy           | 4200    | kg/cm2 |
| Ey           | 2100000 | kg/cm2 |
| Acmin        | 1656.63 | cm2    |
| b            | 52      | cm     |
| h            | 52      | cm     |
| $\rho$       | 1.34    | %      |
| As           | 3619.12 | cm2    |
| $\emptyset$  | 24      | mm     |
| Área varilla | 4.52    | cm2    |
| #varillas    | 8       | -      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez obtenido la cantidad de acero se procedió a ingresar los valores en una hoja de cálculo previamente diseñada en Excel para encontrar los diferentes puntos que conforman el diagrama.

Una vez ingresado los datos y obtenidos los puntos se procedió a realizar el diagrama de interacción de la columna con ayuda de Excel en donde se exportaron las diferentes combinaciones de cargas provenientes del análisis estructural realizado en el programa ETABS 2016 v2.1 con el objetivo de verificar que todos los elementos se encontraban dentro de la curva de diseño.



**Figura 2.17 Diagrama de interacción de columna**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez comprobado que todos los puntos se encuentran dentro del diagrama se puede considerar adecuado el acero longitudinal por lo que se procederá a encontrar el acero transversal de la sección.

Tramo central de la columna

$A_s = 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm @ } 14\text{cm}$

Tramo extremo de la columna

$A_s = 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm @ } 10\text{cm}$

### 2.16.2 Diseño de losa de cimentación

Para el diseño de la losa se empleará el método rígido convencional en donde se utilizarán las diferentes cargas que bajan por las columnas para proceder a calcular las diferentes presiones que éstas causarán sobre el suelo y revisar que los  $q < q_{adm}$  del suelo lo cual nos indicará si la losa es satisfactoria.

Los diferentes parámetros del suelo serán obtenidos a través de correlaciones en caso de no estar definidos en el estudio de suelo proporcionado por el cliente.



**Tabla 2.40 Características de suelo bajo Losa**

| Datos del suelo |       |                    |
|-----------------|-------|--------------------|
| N               | 2     | golpes             |
| Ø               | 0     |                    |
| Nf              | 0.75  | m                  |
| γ               | 1.692 | ton/m <sup>3</sup> |
| ζ'              | 1.3   | ton/m <sup>2</sup> |
| Df              | 2.5   | m                  |
| q               | 1.73  | ton/m <sup>2</sup> |
| FS              | 3     |                    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Antes de comenzar con el cálculo de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación, se procederá a realizar una correlación entre el número de golpes  $N_{spt}$  y la cohesión del estrato ubicado bajo la losa a través de la siguiente tabla:

**Tabla 2.41 Correlación de  $N_{spt}$  y  $c_u$**

| $N_{spt}$ | $c_u$ Kg/cm <sup>2</sup> |
|-----------|--------------------------|
| < 2       | < 0.125                  |
| 2 - 4     | 0.125 - 0.25             |
| 4 - 8     | 0.25 - 0.5               |
| 8 - 15    | 0.5 - 1                  |
| 15 - 30   | 1 - 2                    |
| > 30      | > 2                      |

Fuente: Terzaghi y Peck (1948)

Una vez obtenidos los datos del suelo procederemos a encontrar los diferentes parámetros que son necesarios para aplicar la ecuación de Meyerhoff y encontraremos la capacidad admisible del suelo.

**Tabla 2.42 Capacidad de carga del suelo**

|            |        |        |
|------------|--------|--------|
| Nq         | 5.14   | -      |
| Nc         | 1.0000 | -      |
| Nx         | 0.00   | -      |
| Fcs        | 3.7    | -      |
| Fqs        | 1.00   | -      |
| Fxs        | 0.79   | -      |
| Fcd        | 1.00   | -      |
| Fqd        | 1.0000 | -      |
| Fxd        | 1      | -      |
| Fci        | 1      | -      |
| Fqi        | 1      | -      |
| Fxi        | 1      | -      |
| qu         | 13.76  | ton/m2 |
| qadm(neta) | 4.59   | ton/m2 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Obtenido el qadm se procederá a calcular las presiones sobre el suelo en los puntos ubicados en los extremos de la losa y se verificara si cumplen o no con la relación  $q < q_{adm}$  (neta).

Para el cálculo de q se empleara la ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_{yx}}{I_x} \pm \frac{M_{xy}}{I_y} \quad \text{Ec (2.83)}$$

Donde:

A = BL

Ix = (1/12) LB<sup>3</sup> momento de inercia respecto al eje x

Iy = (1/12) LB<sup>3</sup> momento de inercia respecto al eje y

Mx = momento de las cargas de las columnas respecto al eje x=Qey

My = momento de las cargas de las columnas respecto al eje y=Qex

Q= Es la carga total que baja por las columnas

**Tabla 2.43 Cargas en extremos de la losa.**

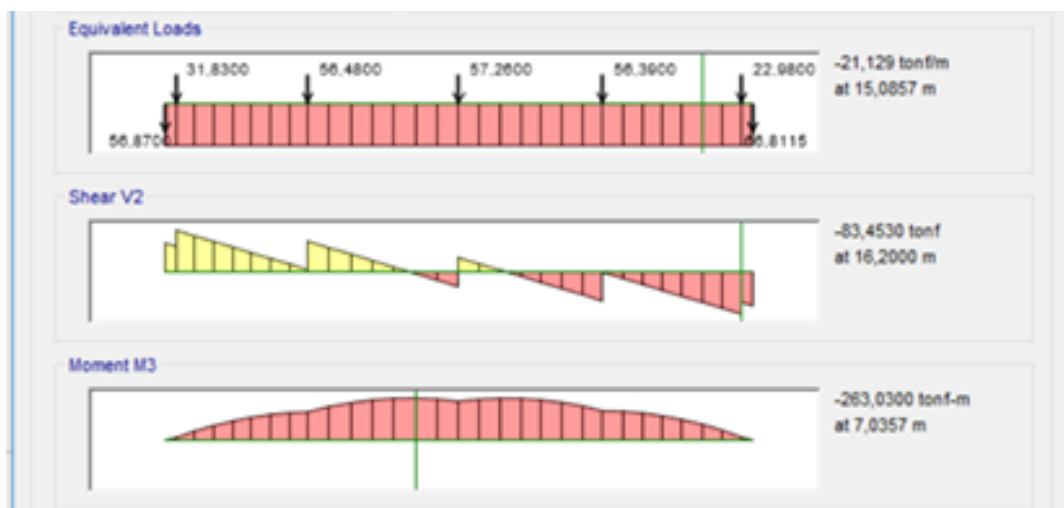
| Punto | Valor | Ver. $q < q_{adm}$ |
|-------|-------|--------------------|
| A     | 5.16  | No cumple          |
| B     | 6.16  | No cumple          |
| C     | 7.15  | No cumple          |
| D     | 3.88  | No cumple          |
| E     | 2.88  | No cumple          |
| F     | 1.88  | No cumple          |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Debido a que no cumple por carga admisible al ser muy blando el suelo será necesario emplear pilotes buscando un estrato de suelo más profundo con una resistencia mayor sin embargo se continuara con el diseño de la losa con el objetivo de evitar que se produzcan asentamientos diferenciales en el caso de optar por otro tipo de cimentación superficial.

Se procederá a dividir a la losa en diferentes franjas en x y y con el objetivo de simplificar los análisis y encontraremos el cortante y los momentos flectores.

**Primero analizaremos la franja C-H**



**Figura 2.18 Diagrama de momentos y cortante actuantes en la losa de cimentación.**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se verificara la columna con mayor carga y se procederá a encontrar el espesor de la losa y se verificara que cumpla con el cortante respectivo para así obtener el espesor adecuado.

$$U = b_o d [\phi (0.34) \sqrt{f'c}] \quad \text{Ec (2.84)}$$

Donde:

U =cargas factorizadas de las columnas (MN),

$\phi$ =factor de reducción 0.85

f'c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días (MNym2)

**Tabla 2.44 Geometría transversal de la losa**

|                 |       |       |
|-----------------|-------|-------|
| U               | 0.94  | MN    |
| f'c             | 20.7  | MN/m2 |
| d               | 0.37  | m     |
| Recubrimiento   | 0.07  | m     |
| $\phi$ -varilla | 0.024 | m     |
| Espesor         | 0.46  | m     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez obtenidos los diagramas de momento se procederá a calcular el acero requerido verificando que cumpla con la cuantía mínima.

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec (2.85)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \quad \text{Ec (2.86)}$$

**Tabla 2.45 Acero longitudinal en la losa**

|              |        |        |
|--------------|--------|--------|
| M            | 263.03 | ton.m  |
| M'           | 59.8   |        |
| Mu           | 586.2  | KN.m/m |
| Fi           | 0.9    | -      |
| f'c          | 20.7   | MN/m2  |
| fy           | 413.7  | MN/m2  |
| a            | 0.12   |        |
| As           | 50.538 | cm2/m  |
| Ø-varilla    | 2.4    | cm     |
| Área varilla | 4.52   | cm2    |
| Nº varillas  | 12     |        |
| S            | 25     | cm     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Cara inferior de la Losa de cimentación.

As = Ø 24 mm @ 25cm /m

Cara Superior de la losa de cimentación.

As=Ø 24 mm @ 25cm /m

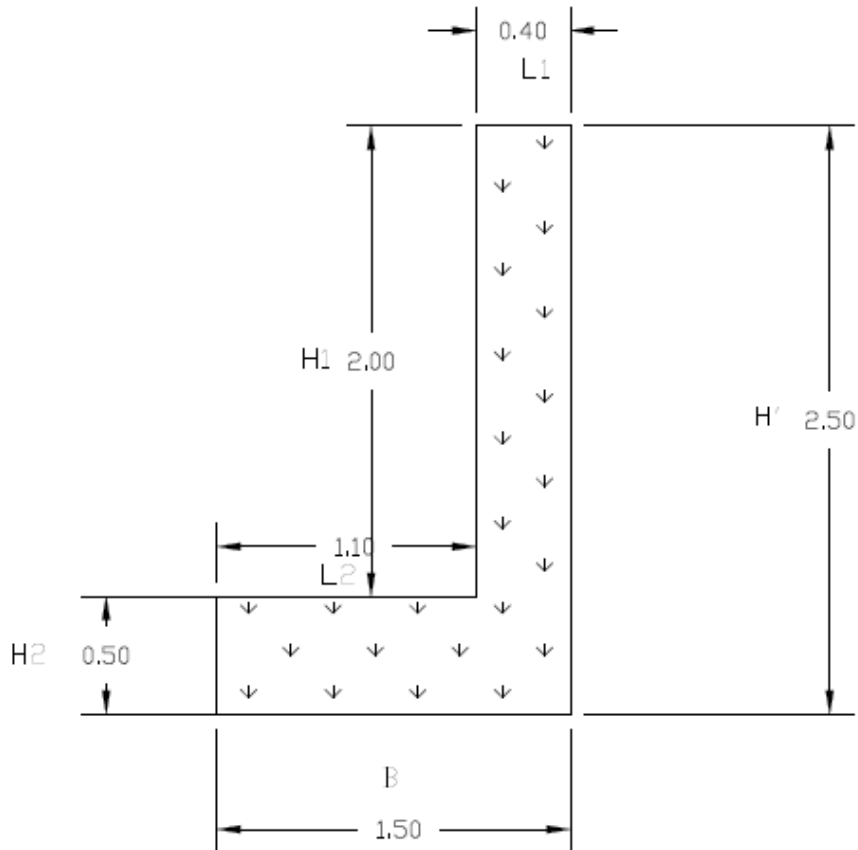
### **2.16.3 Diseño de muros de sótano**

Para el diseño de los muros del sótano se empleara la teoría del empuje de tierra utilizando el método de Rankine quien estudio los diferentes tipos de cargas horizontales que se produce en un muro al momento de colocarlo para contener un volumen de tierra.

Se evaluaran los diferentes factores de seguridad que se debe evaluar en un muro para no tener ningún tipo de falla ya sea por volteo, desplazamiento o capacidad de carga.

También se encontrara la cantidad de acero requerida para la flexión del muro y se evaluara que cumpla los diferentes parámetros que establece la norma para estructuras de hormigón armado.

Como primer paso se realizara un bosquejo del muro para poder guiarnos de una mejor manera, y se le colocara las diferentes medidas y tipos de suelos que se han obtenido del estudio de suelo.



**Figura 2.19 Dimensiones de muro de contención**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.46 Datos geométricos de muro de contención**

|      |     |   |
|------|-----|---|
| H1   | 2   | m |
| H2   | 0.5 | m |
| H'   | 2.5 | m |
| Alfa | 0   | ° |
| L1   | 0.4 | m |
| L2   | 1.1 | m |
| D    | 0.5 | m |
| B    | 1.5 | m |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Algunos datos que no se encontraban en el estudio de suelo como son la cohesión del suelo se los encontró a través de la correlaciones con el Nspt.

**Tabla 2.47 Datos generales de suelo sobre muros**

|                    |       |                    |
|--------------------|-------|--------------------|
| $\gamma_1$         | 1.731 | ton/m <sup>3</sup> |
| $\gamma_2$         | 1.654 | ton/m <sup>3</sup> |
| $\gamma_3$         | 1.692 | ton/m <sup>3</sup> |
| $\emptyset$        | 0     |                    |
| $\gamma$ -hormigon | 2.4   | ton/m <sup>3</sup> |
| $\zeta_1$          | 1.87  | ton/m <sup>2</sup> |
| $\zeta_2$          | 1.23  | ton/m <sup>2</sup> |
| $\zeta_3$          | 1.28  | ton/m <sup>2</sup> |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Como primer paso encontraremos la fuerza de Rankine para lo cual usaremos

$$P_a = (\gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot \zeta \cdot \sqrt{K_a}) \cdot \frac{H}{2} \quad \text{Ec (2.87)}$$

**Tabla 2.48 Fuerza de Rankine sobre el muro**

|       |       |       |
|-------|-------|-------|
| $K_a$ | 0.316 |       |
| $P_a$ | 1.57  | ton/m |
| $P_v$ | 0.00  | ton/m |
| $P_h$ | 1.57  | ton/m |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez que obtenemos la fuerza de Rankine procedemos a calcular la sumatoria de momentos producidos por los diferentes pesos de las partes del muro y encontramos el momento de volcamiento para así proceder a calcular el factor de seguridad por volcamiento.

**Tabla 2.49 Momentos sobre muro de contención**

| Sección | Área (m <sup>2</sup> ) | P. long. Unit | Brazo    | Momento |
|---------|------------------------|---------------|----------|---------|
| 1       | 0.80                   | 1.92          | 1.15     | 2.21    |
| 2       | 0.75                   | 1.8           | 0.70     | 1.26    |
|         | $P_{av}$               | 0.00          | 0        | 0.00    |
|         |                        | 3.72          | $\Sigma$ | 3.47    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Con la componente horizontal de la fuerza de Rankine encontramos el momento de volcamiento  $M_o$  para proceder a encontrar el factor de seguridad por volcamiento del muro el cual debe ser mayor a 2.

**Tabla 2.50 Comprobación de factor de Volcamiento**

| <b>Momento de volcamiento</b> |             |          |
|-------------------------------|-------------|----------|
| Mo                            | 1.31        | ton. m/m |
| <b>Factor de volcamiento</b>  |             |          |
| FS(V)                         | <b>2.65</b> | OK       |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Encontrado el factor de seguridad de volcamiento procedemos a calcular el factor de seguridad de deslizamiento el cual debe ser mayor a 1.5.

**Tabla 2.51 Comprobación de factor de deslizamiento.**

| <b>Calculo de Factor de seguridad de deslizamiento</b> |             |       |
|--|-------------|-------|
| K1   | 0.67        | -     |
| K2   | 0.67        | -     |
| Kp   | 2.24        | -     |
| Pp   | 2.39        | ton/m |
| <b>Factor de deslizamiento</b>                         |             |       |
| FS   | <b>4.15</b> | OK    |

. Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Al terminar de realizar todos los requisitos geotécnicos necesarios para verificar que la estructura se comporta de manera adecuada procedemos a realizar el diseño estructural del muro.

Empezaremos el diseño estructural por última resistencia del muro calculando la armadura necesaria de nuestra base para lo cual emplearemos las siguientes ecuaciones:

$$q_1 = \frac{\sum W(B+6e)}{B^2} \quad \text{Ec (2.88)}$$

$$q_2 = \frac{\sum W(B-6e)}{B^2} \quad \text{Ec (2.89)}$$

$$X = \frac{M_e - M_v}{\sum W} \quad \text{Ec (2.90)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad \text{Ec (2.91)}$$



## Diseño por resistencia ultima

$$K = \frac{M_u \cdot 10^5}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad \text{Tabla 7-8 ACI} \quad E_c (2.92)$$

**Tabla 2.52 Resumen cálculo de acero de base del muro.**

| Diseño estructural de base |         |        |
|----------------------------|---------|--------|
| X                          | 0.58    | m      |
| e                          | 0.17    | m      |
| B/6                        | 0.25    | m      |
| q1                         | 4.17    | ton/m2 |
| q2                         | 0.79    | ton/m2 |
| q3                         | 4.17    | ton/m2 |
| q4                         | 1.69    | ton/m2 |
| M                          | 0.19    | ton/m2 |
| FS                         | 1.49    |        |
| MU                         | 0.28    | ton/m2 |
| b                          | 103     | cm     |
| d                          | 43      | cm     |
| K                          | 0.00078 | -      |
| w                          | 0.07    | -      |
| ρ                          | 0.0035  | -      |
| ρ min                      | 0.0033  | -      |
| As                         | 15.50   | cm2    |
| Ø                          | 2.2     | cm     |
| Nº                         | 5.00    |        |
| S                          | 25.75   | cm     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se verifico que el cortante sea el admisible de acuerdo a la norma para hormigón armado donde:

$$V_u = (q_1 + q_2) \cdot L \cdot \frac{FS}{2} \quad E_c (2.93)$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad E_c (2.94)$$

$$V_{uadm} = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad E_c (2.95)$$

**Tabla 2.53 Verificación de cortante**

|          |        |        |
|----------|--------|--------|
| Vu       | 1.86   | ton    |
| vu       | 0.40   | kg/cm2 |
| vu-adm   | 7.68   | kg/cm2 |
| Revisión | Cumple |        |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Para el diseño estructural de la pantalla se encontró la fuerza horizontal actuante sobre el muro en diferentes puntos de acuerdo a la presión del suelo y el empuje hidrostático y así encontrar los diferentes momentos para realizar el diseño por resistencia última y encontrar la armadura adecuada.

**Tabla 2.54 Calculo de momento en pantalla de muro.**

| Diseño estructural de pantalla |       |          |
|--------------------------------|-------|----------|
| p1                             | 0.55  | ton/m2/m |
| p2                             | 1.39  | ton/m2/m |
| p3                             | 2.24  | ton/m2/m |
| E1                             | 0.68  | ton/m    |
| E2                             | 1.73  | ton/m    |
| E3                             | 2.80  | ton/m    |
| y1                             | 0.25  | m        |
| y2                             | 0.76  | m        |
| y3                             | 1.33  | m        |
| M1                             | 0.137 | ton/m/m  |
| M2                             | 1.053 | ton/m/m  |
| M3                             | 2.982 | ton/m/m  |
| Mu1                            | 0.20  | ton/m/m  |
| Mu2                            | 1.57  | ton/m/m  |
| Mu3                            | 4.44  | ton/m/m  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se realizó la verificación de momentos y de cortantes para hormigón armado de acuerdo a lo establecido a la Norma.

$$M_n = b \cdot d^2 \cdot R_u$$

$$E_c \text{ (2.96)}$$

**Tabla 2.55 Verificación de momentos**

|          |        |                    |
|----------|--------|--------------------|
| Ru       | 54.349 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| Mn       | 58.3   | Ton/m/m            |
| Revisión | Mu<Mn  | OK                 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se realizó la verificación del cortante en la pantalla:

$$v_u = p_a h \quad E_c (2.97)$$

**Tabla 2.56 Verificación de corte pantalla**

|          |          |       |
|----------|----------|-------|
| vuadm    | 7.68     | kg/cm |
| Vu       | 2.93     | Ton/m |
| vu       | 1.14     | Ton/m |
| Revisión | vu<vuadm | OK    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Calculo de refuerzo longitudinal en la pantalla.**

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad E_c (2.98)$$

$$\rho = w \left( \frac{f'_c}{f'_y} \right) \quad E_c (2.100)$$

$$K = \frac{M_u \cdot 10^5}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad E_c (2.101)$$

**Tabla 2.57 Refuerzo longitudinal en pantalla de muro.**

| Sección | K      | w      | p <sub>diseño</sub> | d    | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ø(cm) | Nº varilla | S(cm) |
|---------|--------|--------|---------------------|------|-----------------------------------|-------|------------|-------|
| 1       | 0.0007 | 0.0099 | 0.0033              | 0.33 | 11                                | 1.8   | 5          | 0.215 |
| 2       | 0.0051 | 0.0200 | 0.0033              | 0.33 | 11                                | 1.8   | 5          | 0.215 |
| 3       | 0.0290 | 0.06   | 0.0033              | 0.33 | 5.5                               | 1.8   | 3          | 0.18  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.16.4 Diseño de pilotes

Para el diseño de pilotes se empleará la teoría de Meyerhoff para encontrar la capacidad de la punta del pilote.

Al igual que en el diseño de los elementos estructurales antes aquí calculados algunos datos se los ha obtenido a través de correlaciones.

Primero encontramos los datos necesarios del suelo en el estrato en donde se asentara el pilote.

**Tabla 2.58 Datos generales de suelo bajo pilotes**

|    |       |        |
|----|-------|--------|
| vs | 1.816 | ton/m3 |
| Ø  | 31.5  | °      |
| N  | 15    | golpes |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Debido a que no se contaba con el ángulo de fricción en el estudio de suelo se procedió a realizar una estimación con la siguiente ecuación:

$$\phi = 27.1 + 0.30 N - 0.00054 N^2 \quad \text{Ec (2.102)}$$

Con todos los datos obtenidos procederemos a calcular el  $Q = Q_p + Q_s$  donde  $Q_p$  es la capacidad de carga en la punta del pilote y  $Q_s$  la capacidad por fuste.

El  $Q_p$  lo calcularemos con la ecuación de Meyerhoff.

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^* \quad \text{Ec (2.103)}$$

Luego procederemos a calcular:

$$Q_l = A_p (0.5 p_a N_q^* \tan \phi) \quad \text{Ec (2.104)}$$

Donde  $Q_l$  es el máximo valor que puede tomar  $Q_p$  por lo tanto  $Q_p^*$  será el menor valor entre  $Q_p$  y  $Q_l$  como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 2.59 Capacidad en la punta del pilote**

|          |       |        |
|----------|-------|--------|
| q'       | 7.46  | ton/m2 |
| Nq       | 74.6  |        |
| Diámetro | 0.4   | m      |
| Ap       | 0.126 | m2     |
| Qp       | 69.92 | ton    |
| Ql       | 29.65 | ton    |
| Qp*      | 29.65 | ton    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Para el cálculo de  $Q_s$  se empleara la ecuación:

$$Q_s = 0.02 \cdot N_{spt} \cdot L \cdot P \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad E_c \text{ (2.105)}$$

Donde:

$Q_s$ = Capacidad de fricción

$N_{spt}$ = Numero de golpes por estrato.

$L$ =espesor del estrato de suelo por capas.

$P=4D$ .

Para facilidad del cálculo se realizó una tabla de los diferentes estratos.

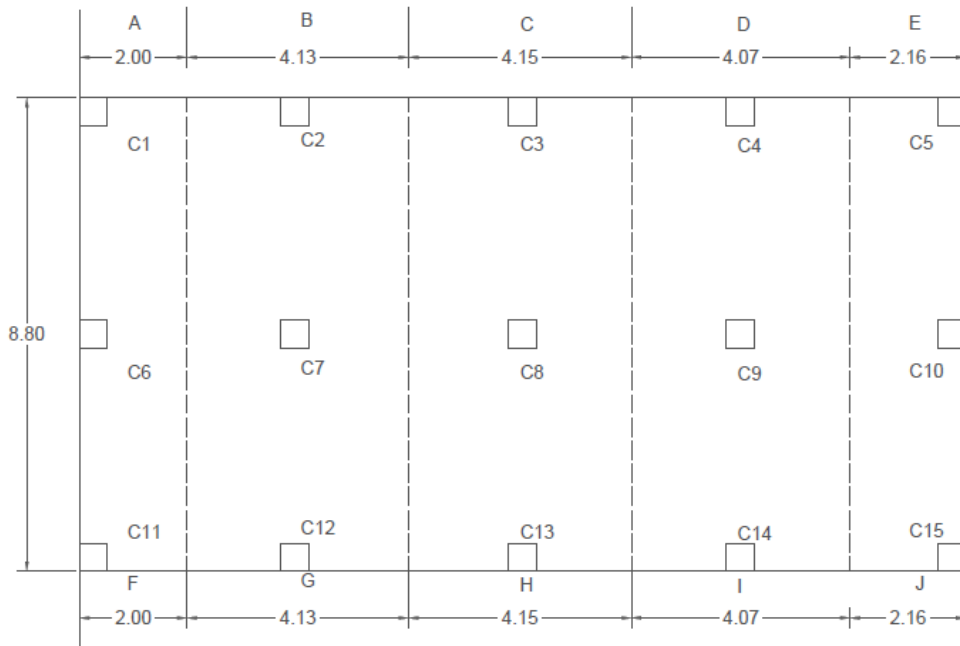
**Tabla 2.60 Capacidad del pilote por fuste.**

| Estrato | $N_{spt}$ | Espesor(cm) | Perímetro | $Q_s$ (kg) |
|---------|-----------|-------------|-----------|------------|
| 1       | 2         | 50          | 94.25     | 188.496    |
| 2       | 4         | 200         | 94.25     | 1507.968   |
| 3       | 2         | 200         | 94.25     | 753.984    |
| 4       | 3         | 100         | 94.25     | 565.488    |
| 5       | 2         | 100         | 94.25     | 376.992    |
| 6       | 4         | 150         | 94.25     | 1130.976   |
| 7       | 15        | 150         | 94.25     | 4241.16    |
| $Q_s$   |           |             |           | 8765.06    |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez calculado  $Q_p$  y  $Q_s$  procedemos a calcular  $Q$  y lo dividimos para el factor de seguridad  $F_s=3$  para obtener el  $Q_{adm}$  de 16.53 ton.

Calcularemos la carga que recibirán los pilotes a través de la división de franjas de la losa de cimentación:



**Figura 2.20 Losa dividida en tramos para cálculo de pilotes.**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se empezara los cálculos con el primer tramo y se realizara lo mismo para los 4 tramos restantes.

**Tabla 2.61 Datos geométricos tramos A-F**

| Tramo A-F |      |   |
|-----------|------|---|
| L         | 8.8  | m |
| B         | 2    | m |
| Área      | 17.6 | m |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 2.62 Carga sobre el tramo A-F**

|                 |       |     |
|-----------------|-------|-----|
| Superestructura | 105.6 | ton |
| W-losa          | 21.12 | ton |
| W-muro          | 2.88  | ton |
| W-total         | 129.6 | Ton |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez obtenida la carga que recibirán el grupo de pilotes encontramos la eficiencia interpolando valores ya que basándonos en la teoría de Ángel Muelas Rodríguez en su manual de mecánica de suelos y cimentaciones propone las

siguientes consideraciones para estimar el valor de la eficiencia en función de la separación entre pilotes separación es 1D, N=0.7 y si es 3D entonces N=1.

El número de pilotes es igual:

$$\eta = \frac{\text{Capacidad portante del grupo de pilotes}}{N * \text{Capacidad del pilote aislado}} \quad \text{Ec (2.106)}$$

$$1 = \frac{129.6}{N * 16.35}$$

$$N=8$$

Realizando el mismo proceso para los demás tramos encontramos la siguiente cantidad.

**Tabla 2.63 Numero de pilotes**

| Tramo | Área   | Carga  | Carga Total | Columnas   | N  |
|-------|--------|--------|-------------|------------|----|
| A-F   | 17.6   | 105.6  | 129.6       | C1-C6-C11  | 8  |
| B-G   | 36.344 | 138.97 | 207.4       | C2-C7-C12  | 14 |
| C-H   | 36.52  | 152.22 | 220.9       | C3-C8-C13  | 14 |
| D-I   | 35.816 | 143.23 | 210.9       | C4-C9-C14  | 14 |
| E-J   | 19.008 | 73.04  | 109.0       | C5-C10-C15 | 8  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.16.5 Calculo de asentamiento de pilotes

Para el cálculo de los asentamientos como primer paso se calculara los asentamientos elásticos que se producirán en la punta del pilote donde el estrato es una arena.

El método empleado será el utilizado el utilizado en el libro fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja Das Séptima Edición Capitulo 11.15.

De acuerdo a esto el asentamiento será:

$$Se = Se(1) + Se(2) + Se(3) \quad Ec (2.107)$$

Donde:

Se (1) = Asentamiento elástico del pilote

Se (2) = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

Se (3) = Asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

$$Se(1) = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad Ec (2.108)$$

Donde:

Q<sub>wp</sub> = carga soportada en la punta del pilote en condición de carga de trabajo

Q<sub>ws</sub> = carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo

A<sub>p</sub> = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

E<sub>p</sub> = módulo de elasticidad del material del pilote

**Tabla 2.64 Asentamiento elástico del pilote**

|                   |              |                    |
|-------------------|--------------|--------------------|
| D                 | 0.400        | m <sup>2</sup>     |
| AP                | 0.126        | m <sup>2</sup>     |
| Modulo del pilote | 20668337.150 | kg/cm <sup>2</sup> |
| L                 | 9.000        | m                  |
| QWP               | 29.647       | ton                |
| QWS               | 11.687       | ton                |
| Se(1)             | 0.000        | m                  |
| Se(1)             | 0.012        | cm                 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Calculado el asentamiento elástico del pilote procedemos a encontrar el asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote:

$$Se(2) = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{wp} \quad Ec (2.109)$$



D = ancho o diámetro del pilote

qwp = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote =  $Q_{wp}/A_p$

Es = módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote

us= relación de Poisson del suelo

lwp = factor de influencia < 0.85

**Tabla 2.65 Asentamiento en la punta del pilote**

|       |          |        |
|-------|----------|--------|
| Es    | 1171.650 | ton/m2 |
| us    | 0.200    | -      |
| qwp   | 55.704   | -      |
| lwp   | 0.850    | -      |
| Se(2) | 0.002    | m      |
| Se(2) | 0.223    | cm     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

El último paso para el cálculo del asentamiento total elástico del pilote será el causado debido a la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

$$Se(3) = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right) \frac{D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{ws} \quad Ec (2.110)$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad Ec (2.111)$$

Donde:

p=perímetro del pilote

L=longitud empotrada del pilote

lws=factor de influencia

**Tabla 2.66 Asentamiento por carga del fuste**

|       |       |    |
|-------|-------|----|
| P     | 1.257 | m  |
| lws   | 3.660 |    |
| Se(3) | 0.001 | m  |
| Se(3) | 0.124 | cm |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Calcularemos el asentamiento total elástico del pilote con la ecuación 2.107

$$S_e = S_e(1) + S_e(2) + S_e(3)$$

$$S_e = 0.012 + 0.826 + 0.124$$

$$S_e = 0.962 \text{ cm}$$

Una vez obtenido el cálculo de un solo pilote procederemos a calcular el asentamiento elástico del grupo de pilotes con la relación proporcionada por Vesic (1969):

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \quad \text{Ec (2.112)}$$

Donde:

$S_{g(e)}$  = asentamiento elástico del grupo de pilotes

$B_g$  = ancho de la sección del grupo de pilotes

$D$  = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo

$S_e$  = asentamiento elástico de cada pilote a una carga de trabajo comparable

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e$$

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{8.80}{0.4}} 0.962$$

$$S_{g(e)} = 1.68 \text{ cm}$$

Continuando con el cálculo de asentamientos del grupo de pilotes procederemos a calcular el asentamiento por consolidación el estrato de arcilla que se ubica sobre el de arena.

Como primer paso conociendo que  $L$  es la longitud del pilote y que el grupo de pilotes esta sometidos a una carga  $Q_g$  esta será la carga que se transmita al suelo.

Segunda consideración la carga se transmitirá a partir de  $2L/3$  desde la parte superior del pilote.

Se calcula el incremento en el esfuerzo efectivo causado en la mitad de cada estrato de suelo por la carga Qg. La fórmula es:

$$\Delta\sigma_i = \frac{Q_g}{(B_g+z_i)(L_g+z_i)} \quad \text{Ec (2.113)}$$

Donde:

$\Delta\sigma_i$  = incremento en el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato i

Lg, Bg=longitud y ancho, respectivamente, del grupo de pilotes planeado

Z i=distancia desde el plano en que los pilotes transmiten la carga al suelo hasta la mitad del estrato de arcilla i.

$$\Delta S_i = \left[ \frac{C_c}{1+e_{0(i)}} \right] \log \left[ \frac{\sigma'_{o} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{o}} \right] \quad \text{Ec (2.114)}$$

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad \text{Ec (2.115)}$$

$$e_0 = \frac{\omega G_s}{S} \quad \text{Ec (2.116)}$$

**Tabla 2.67 Asentamiento de grupo de pilotes por consolidación**

| Asentamiento por consolidación |       |        |
|--------------------------------|-------|--------|
| LL                             | 43.00 | -      |
| Cc                             | 0.30  | -      |
| w                              | 0.47  | -      |
| eo                             | 1.28  | -      |
| carga                          | 7.12  | Ton/m2 |
| aumento                        | 3.42  | Ton/m2 |
| $\Delta S_c$                   | 0.02  | m      |
| $\Delta S_c$                   | 1.81  | cm     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez que hemos predimensionado todos nuestros elementos de la cimentación procederemos a ingresar nuestros elementos a un programa de análisis estructural para poder establecer el diseño definitivo.

Los programas escogidos para nuestro modelamiento han sido el ETABS V16.02 Y SAFE V2016 en donde se verificara que cumpla con los diferentes requerimientos que establece la norma que debe cumplir.

### **2.17 Modelación estructural en el programa estructural ETABS 2016**

Debido que el edificio se encuentra en una zona altamente sísmica se consideró el sistema SCBF el cual presenta una alta disipación de energía.

Permite que las deformaciones inelásticas se formen en las rotulas plásticas ubicadas en el extremo de las vigas.

La modelación estructural se la realizo en el programa ETABS 2016, en el cual se ingresó las respectivas cargas muertas y vivas de acuerdo con la NECSE CG, también se ingresaron los materiales de los elementos estructurales y sus respectivas dimensiones de: vigas secundarias, principales, columnas y arriostramientos.

El diseño sísmico de la estructura se basó en el diseño estático (Diseño basado en fuerzas), ingresando en espectro inelástico.

El hostel estará situado en la ciudad de Machala, provincia de El Oro, consta de 5 pisos y un sótano: planta baja y mezzanine con una altura de 2.60 metros cada uno, mientras que el 1er piso, 2do piso y 3er piso constara con una altura de 3 metros.

#### **Propiedades del material**

Los elementos estructurales de la edificación serán de acero A36, con un módulo elástico de 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>, esfuerzo de fluencia de 2530 Kg/cm<sup>2</sup> y un peso específico de 0.00785 Kg/cm<sup>3</sup>. Mientras que la losa será de hormigón, el cual presentara una resistencia de 210 Kg/cm<sup>2</sup>, con un módulo de elasticidad de 300000 Kg/cm<sup>2</sup> y un peso específico de 2400 Kg/m<sup>3</sup>. Dichos valores deberán ser colocados en el programa estructural.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: A36  
 Material Type: Steel  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color: [Blue] Change...  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density  
 Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s<sup>3</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 21000000.00 tonf/m<sup>2</sup>  
 Poisson's Ratio, U: 0.3  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000065 1/F  
 Shear Modulus, G: 8076923.08 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...  
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

**Figura 2.21 Propiedades del material acero A36**  
 Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: Fc 210  
 Material Type: Concrete  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color: [Blue] Change...  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density  
 Weight per Unit Volume: 2.40 tonf/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 0.249557 tonf-s<sup>3</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 3000000.00 tonf/m<sup>2</sup>  
 Poisson's Ratio, U: 0.2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000055 1/F  
 Shear Modulus, G: 1250000 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

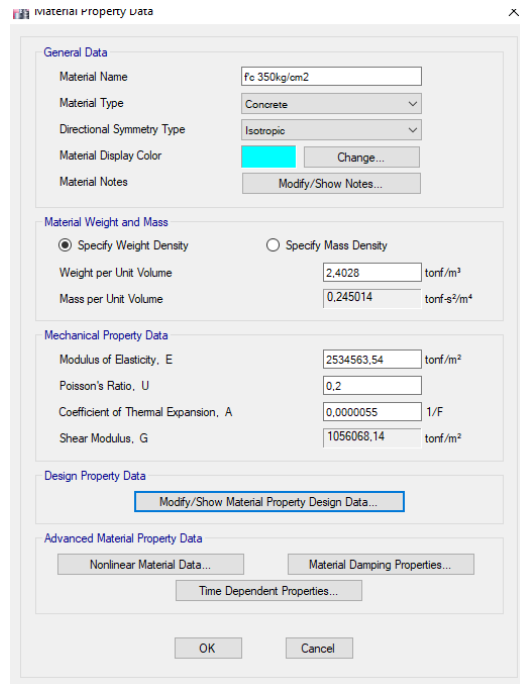
Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...  
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

**Figura 2.22 Propiedades del hormigón f'c: 210 Kg/cm²**  
 Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

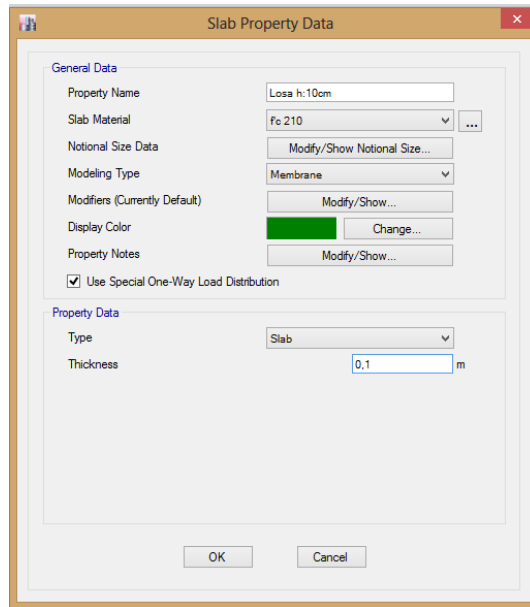


**Figura 2.23 Propiedades del hormigón  $f'_c$ : 280 Kg/cm<sup>2</sup>**

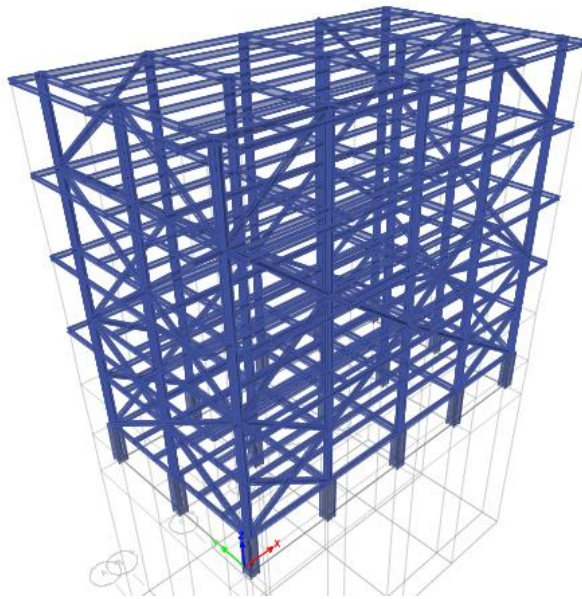
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez definido los materiales que se utilizarán en la edificación, se procederá a definir las secciones de la estructura, tales como vigas, columnas y losa. Se deberán ingresar las dimensiones determinadas en el prediseño.

La losa solo trabajará como un distribuidor de cargas en una sola dirección con una altura de hormigón de 10 cm, por ende en el programa estructural se deberá escoger la opción membrana.

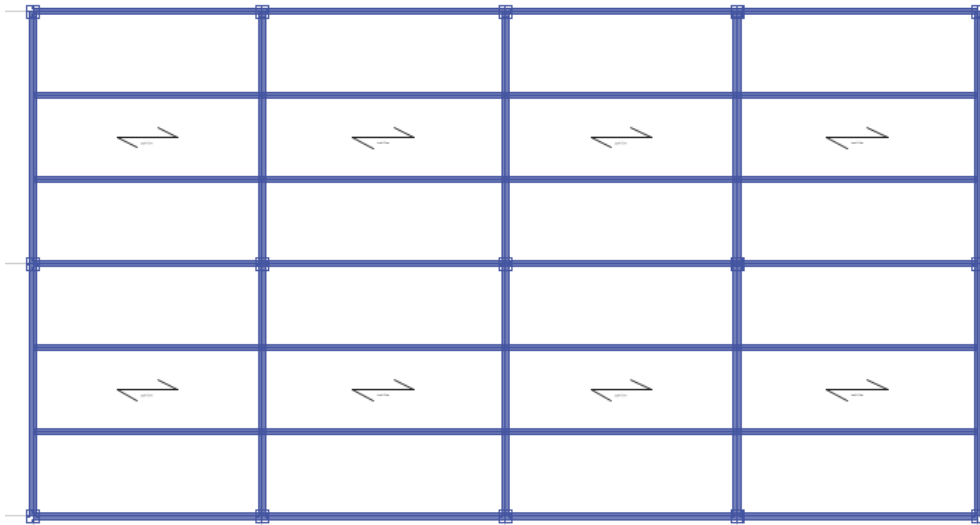


**Figura 2.24 Definición de la sección de losa**  
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



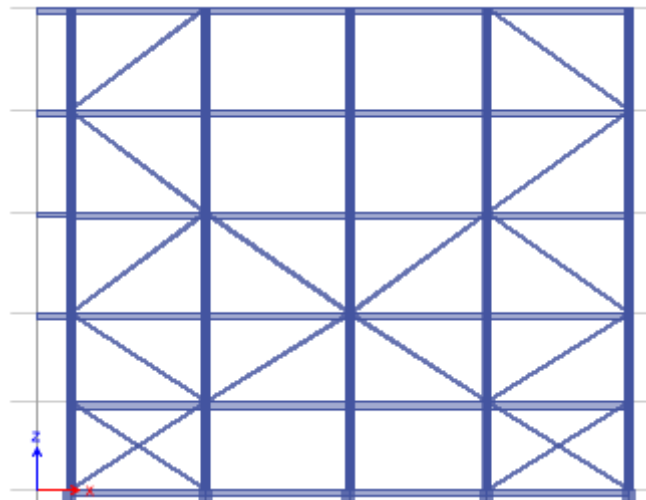
**Figura 2.25 Vista 3D de la modelación estructural**  
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

El edificio presenta una longitud de 16.50 metros en la dirección x, dicho lado consta de 4 luces cada una de 4.00, 4.25, 4.05 y 4.20 metros, mientras que en la dirección y, posee una longitud de 8.80 metros con 2 luces de 4.40 metros. Además cuenta con un volado en las dos direcciones de 1m, a partir del nivel N+5.20m.



**Figura 2.26 Vista en planta de la estructura**

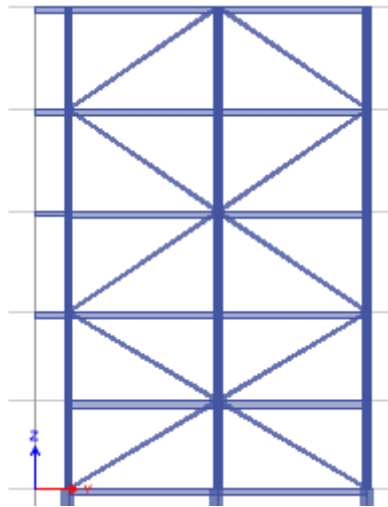
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 2.27 Vista en elevación de la estructura en dirección x**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019





**Figura 2.28 Vista en elevación de la estructura en dirección y**

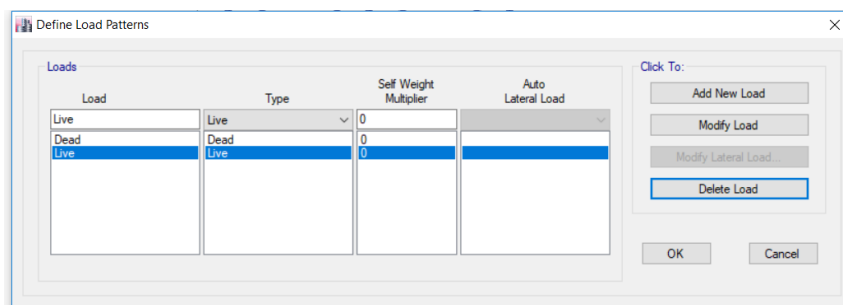
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 2.17.1 Cargas

Una vez dibujado la edificación en el programa de modelación estructural, se procederá a definir las cargas que actúan sobre esta, siguiendo los lineamientos propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En la estructura actuarán las cargas: viva, muerta y sismo para ambos sentidos x,y.

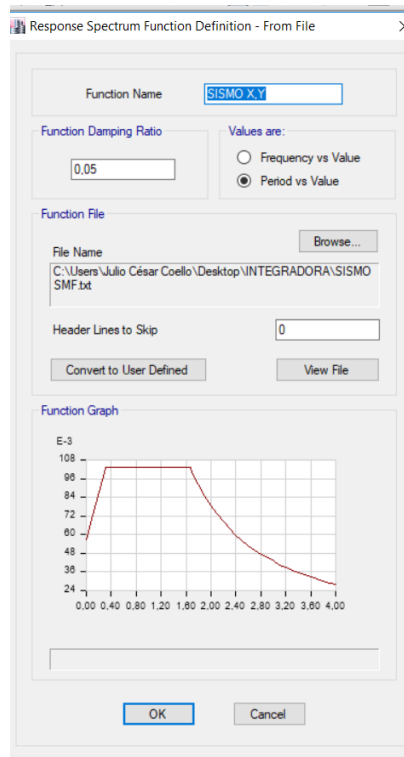
A la carga Dead se le asignó un valor de 0 debido que ya se incluye el peso de la estructura.



**Figura 2.29 Definición de cargas**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

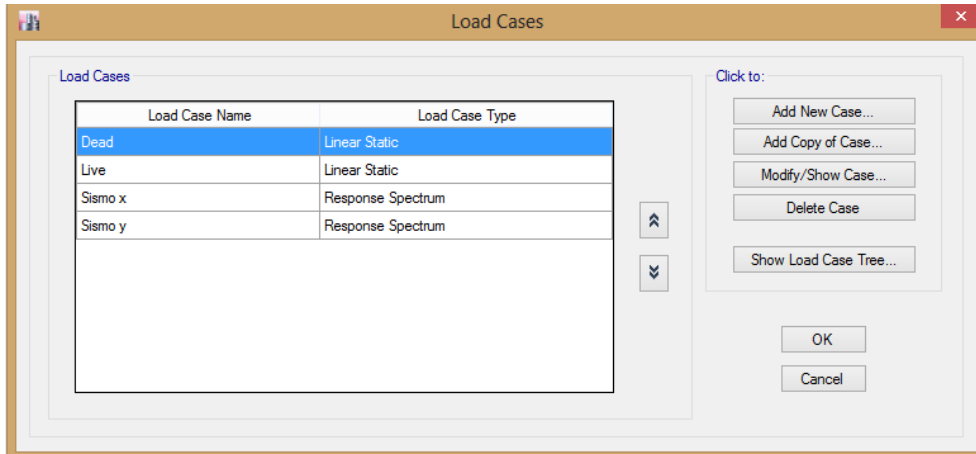
Para el análisis dinámico espectral se deberá ingresar el espectro de respuesta, mediante la creación un archivo que contenga en una columna el periodo junto a ella los valores de la aceleración del espectro de respuesta inelástico.



**Figura 2.30 Ingreso de la función de espectro de respuesta**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

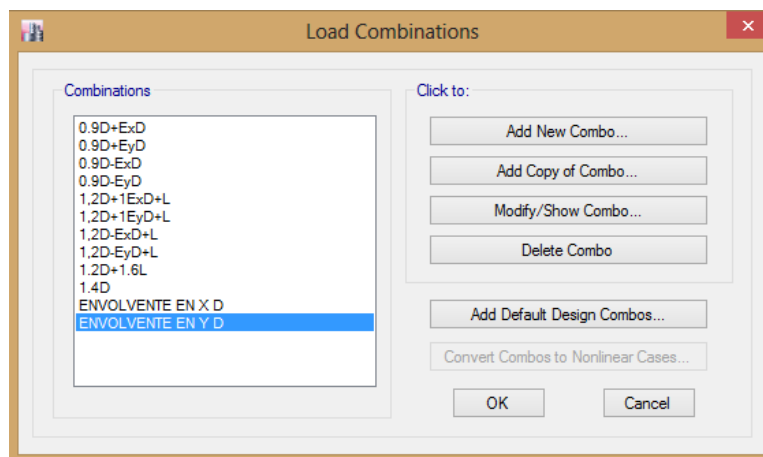
Luego se procederá a especificar el tipo de carga para la función espectral, para el proyecto se colocaron cargas para las dos direcciones: sismo x, y sismo y. Si se trata del sismo x, se deberá colocar el 100% para la dirección x, y el 30% para el sismo en y. Se realizara los mismo pero invertido el orden para el sismo y.



**Figura 2.31 Definición del tipo de cargas**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

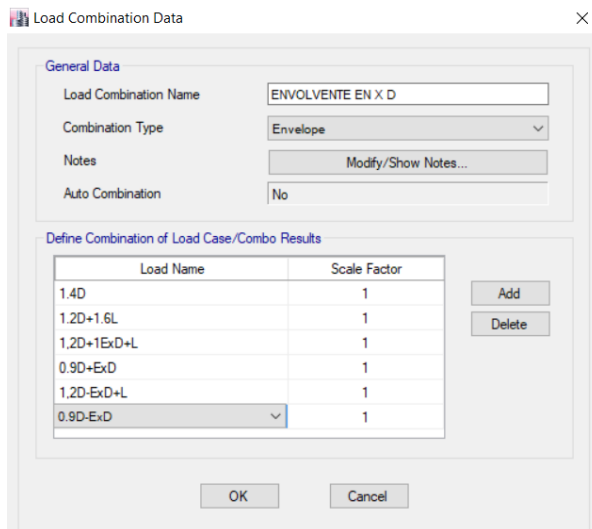
Se procederá a ingresar las combinaciones de cargas propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, para cada dirección de la edificación.



**Figura 2.32 Combinaciones de cargas**

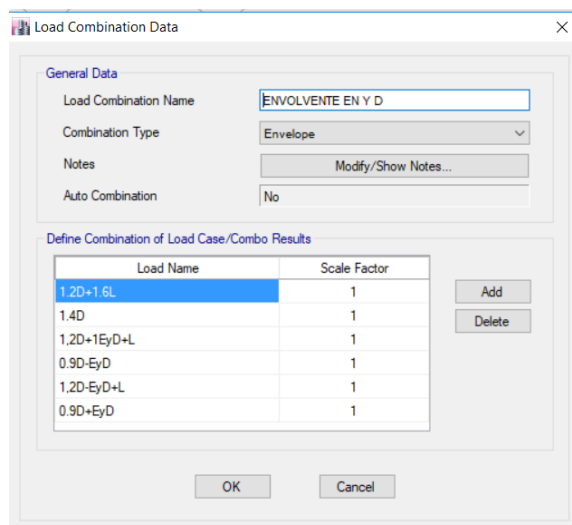
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

En el caso de la envolvente se consideró un análisis para las 2 direcciones.



**Figura 2.33 Ingreso de la envolvente en dirección x**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 2.34 Ingreso de la envolvente en dirección y**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

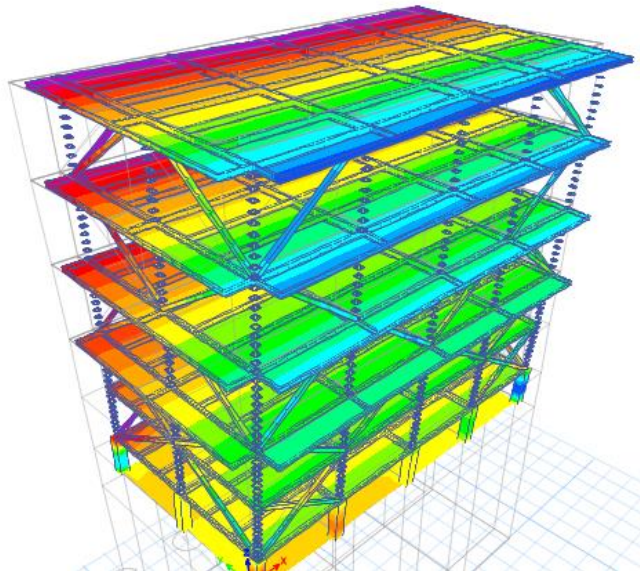
# Capítulo 3

## 3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

### 3.1 Análisis modal de la estructura

El análisis modal se encarga de la simulación del comportamiento mecánico de la estructura, el cual dependerá de las características de masa, amortiguamiento y rigidez de la edificación, determinando sus propiedades dinámicas.

La estructura deberá soportar las cargas inducidas por el sismo en ambas direcciones por lo tanto en sus dos primeros modos de vibración deberán ser de traslación y no de rotación, ya que se produciría un colapso en la edificación, provocando inseguridad en las personas que la habiten. Esto se logra verificar con los resultados del análisis dinámico el cual debe cumplir al menos el 90% de la masa se encuentre en una sola dirección ya sea en x o en y. Si no se cumple el 90% la estructura sufrirá de rotación, y esta deberá ser controlada, desplazando el centro de rigideces, colocando rigidizadores en ciertas zonas del edificio o aumentando la rigidez de los elementos estructurales.



**Figura 3.1 Desplazamiento de la estructura en el modal 1**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.1 Modos de vibración de la edificación**

| Caso     | Periodo | UX    | UY    | RZ    | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|----------|---------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Modal 1  | 0.691   | 0.000 | 0.636 | 0.000 | 0.000  | 0.636  | 0.000  |
| Modal 2  | 0.55    | 0.638 | 0.000 | 0.000 | 0.638  | 0.636  | 0.001  |
| Modal 3  | 0.326   | 0.040 | 0.000 | 0.749 | 0.678  | 0.636  | 0.750  |
| Modal 4  | 0.179   | 0.002 | 0.124 | 0.000 | 0.680  | 0.760  | 0.750  |
| Modal 5  | 0.179   | 0.126 | 0.002 | 0.000 | 0.806  | 0.762  | 0.750  |
| Modal 6  | 0.111   | 0.000 | 0.000 | 0.064 | 0.806  | 0.762  | 0.814  |
| Modal 7  | 0.101   | 0.000 | 0.027 | 0.000 | 0.806  | 0.788  | 0.814  |
| Modal 8  | 0.092   | 0.028 | 0.000 | 0.000 | 0.834  | 0.788  | 0.814  |
| Modal 9  | 0.073   | 0.000 | 0.015 | 0.000 | 0.834  | 0.803  | 0.814  |
| Modal 10 | 0.069   | 0.025 | 0.000 | 0.000 | 0.859  | 0.803  | 0.814  |
| Modal 11 | 0.063   | 0.020 | 0.000 | 0.012 | 0.879  | 0.803  | 0.826  |
| Modal 12 | 0.061   | 0.016 | 0.005 | 0.000 | 0.895  | 0.808  | 0.826  |
| Modal 13 | 0.054   | 0.010 | 0.005 | 0.000 | 0.905  | 0.813  | 0.826  |
| Modal 14 | 0.053   | 0.007 | 0.000 | 0.000 | 0.912  | 0.814  | 0.826  |
| Modal 15 | 0.046   | 0.000 | 0.000 | 0.004 | 0.912  | 0.814  | 0.830  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Donde:

T: Periodo del pórtico en segundos.

Ux: Momento traslacional en el eje X.

Uy: Momento traslacional en el eje Y.

Rz: Momento torsional en el eje Z.

En la **Tabla 3.1** se muestran 15 modos de vibración de la estructura, el primero es de 0.691 segundos, el cual es menor que el periodo máximo que la estructura puede vibrar de 0.71 segundos: La colocación de arriostramientos ayudo a disminuir la vibración que experimentaba el edificio. En el primer modo predomina la translación en y con 63.6% de participación de la masa, en el segundo modo predominando la translación en la dirección x con 63.6% de participación de la masa. Se concluye que la estructura no experimentara rotación en sus dos primeros modos de vibración y que el 90% de la masa participara en el sismo.

### 3.2 Derivas de piso

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, estipula en la sección 6.3.9 la deriva máxima permitida en cada piso de la edificación no debe superar el 2%, expresado como fracción de altura de piso. Se deberá determinar las derivas elásticas e inelásticas en la estructura. El programa estructural ETABS se encarga de determinar las derivas elásticas. Mientras para las inelásticas se empleara la siguiente ecuación.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \delta_i \quad \text{Ec (3.1)}$$

Donde:

$\Delta_M$ : Deriva máxima

R: Factor de reducción sísmica

$\delta_i$ : Deriva elástica

**Tabla 3.2 Derivas de piso elásticas e inelásticas aplicando el análisis modal espectral**

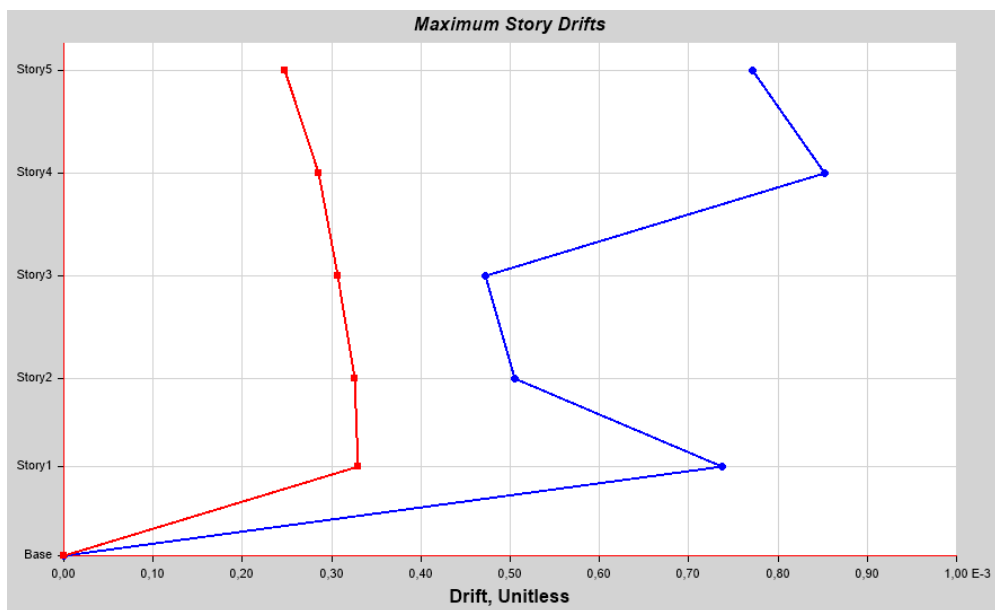
| Nivel              | SISMO X  |          | SISMO Y  |          | SISMO X    |          | SISMO Y    |          |
|--------------------|----------|----------|----------|----------|------------|----------|------------|----------|
|                    | Elástico |          | Elástico |          | Inelástico |          | Inelástico |          |
|                    | Deriva X | Deriva Y | Deriva X | Deriva Y | Deriva X   | Deriva Y | Deriva X   | Deriva Y |
| <b>3er planta</b>  | 0.00077  | 0.00025  | 0.00023  | 0.00085  | 0.00405    | 0.00130  | 0.00121    | 0.00447  |
| <b>2da planta</b>  | 0.00085  | 0.00029  | 0.00026  | 0.00098  | 0.00447    | 0.00150  | 0.00134    | 0.00517  |
| <b>1ra planta</b>  | 0.00047  | 0.00031  | 0.00014  | 0.00106  | 0.00248    | 0.00161  | 0.00075    | 0.00556  |
| <b>Planta baja</b> | 0.00050  | 0.00033  | 0.00015  | 0.00113  | 0.00265    | 0.00171  | 0.00079    | 0.00591  |
| <b>Mezzanine</b>   | 0.00085  | 0.00033  | 0.00022  | 0.00114  | 0.00447    | 0.00173  | 0.00116    | 0.00596  |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.3 Porcentaje de deriva de piso inelástica de la estructura aplicando el análisis modal espectral**

| Nivel       | SISMO X    |          | SISMO Y    |          |
|-------------|------------|----------|------------|----------|
|             | Inelástico |          | Inelástico |          |
|             | Deriva X   | Deriva Y | Deriva X   | Deriva Y |
| 3er planta  | 0.41%      | 0.13%    | 0.12%      | 0.45%    |
| 2da planta  | 0.45%      | 0.15%    | 0.13%      | 0.52%    |
| 1ra planta  | 0.25%      | 0.16%    | 0.07%      | 0.56%    |
| Planta baja | 0.26%      | 0.17%    | 0.08%      | 0.59%    |
| Mezzanine   | 0.45%      | 0.17%    | 0.12%      | 0.60%    |

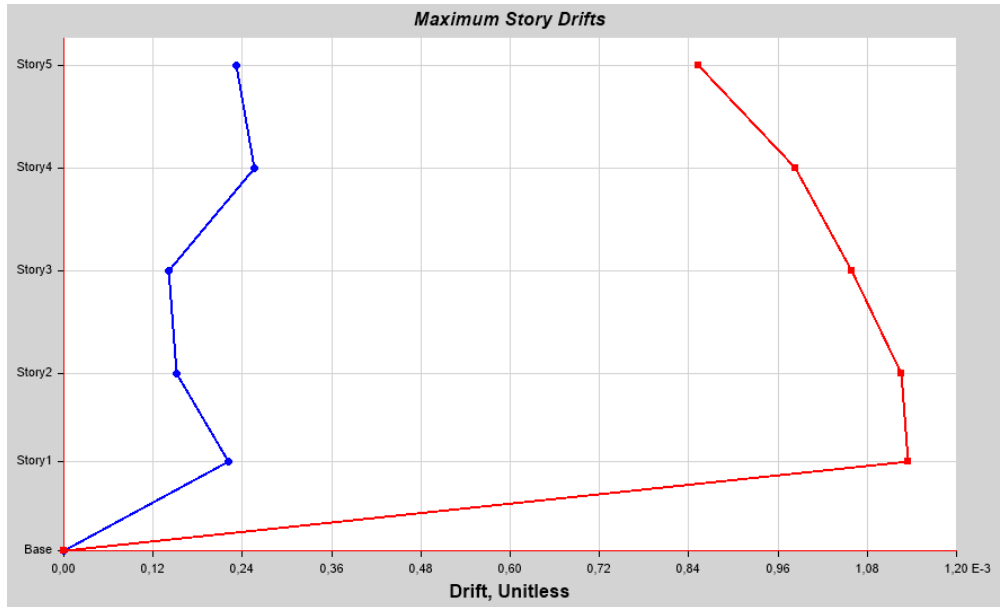
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.2 Derivas máximas por piso actuando el sismo en dirección x**

Fuente: ETABS 2016





**Figura 3.3 Derivas máximas por piso actuando en el sismo en dirección y**

Fuente: ETABS 2016

En la **Figura 3.2** se muestra la deriva máxima por piso actuando el sismo en la dirección x el 100%, mientras que en la dirección y actúa el 30%. Se obtuvo como deriva máxima elástica en la edificación un valor de 0.00083, la cual cumple con la indicada en la norma que sería 0.00381. Sucede lo mismo para la **Figura 3.3** pero ahora el sismo actuara en la dirección y el 100%, y en la dirección x el 30%, siendo su valor de deriva elástica 0.00114.

### 3.3 Cortante basal

En la Tabla 3.4 se muestra el cortante basal estático calculado previamente y el valor del cortante basal dinámico que es dado por el programa estructural ETABS a través del espectro de respuesta.

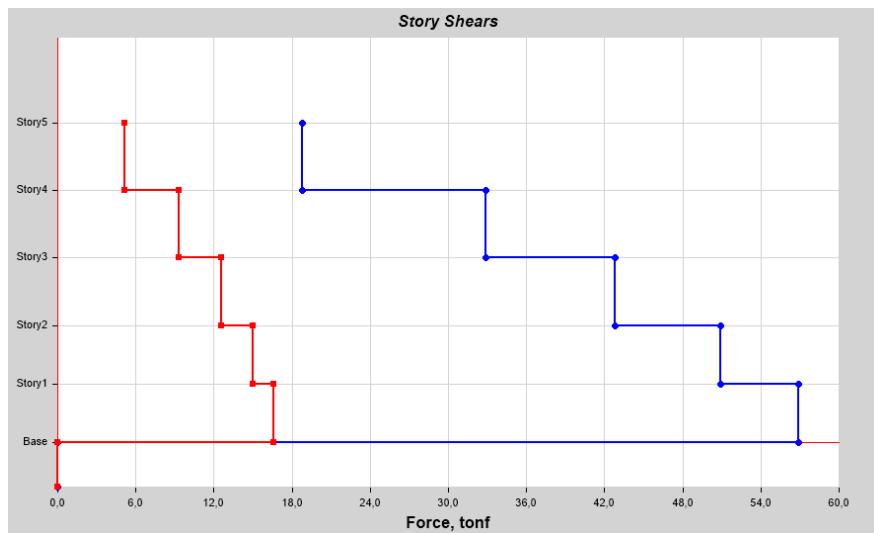
Cumpliendo con lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 6.2.2 se tiene lo siguiente:

**Tabla 3.4 Valores del cortante basal dinámico y estático de la estructura**

|                                      | Dirección X | Dirección Y |
|--------------------------------------|-------------|-------------|
| <b>V dinámico (ton)</b>              | 56.90       | 57.11       |
| <b>V estático (ton)</b>              | 46.8        | 46.8        |
| <b>80% V estático</b>                | 37.44       | 37.44       |
| <b>V dinámico &gt;80% V estático</b> | Cumple      | Cumple      |

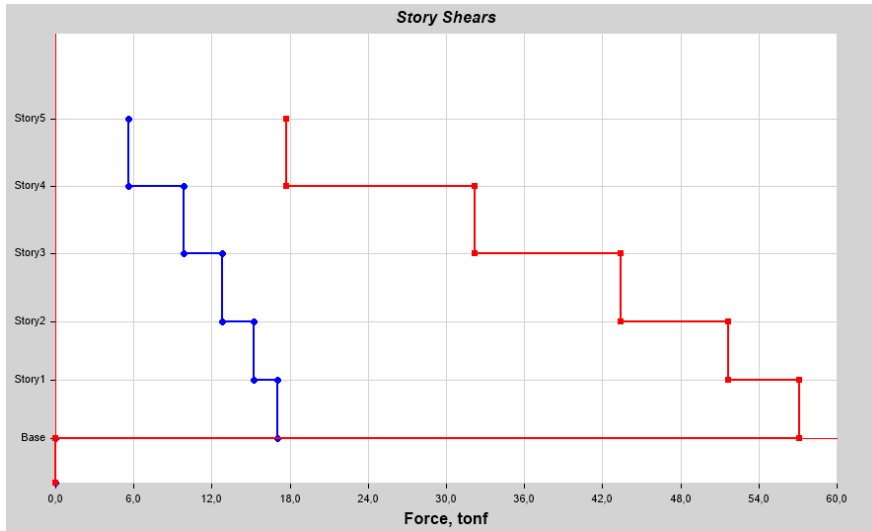
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

No se aplicara factor de corrección en el programa estructural para el cortante basal debido que el cortante dinámico es mayor que el 80% del cortante estático previamente calculado.



**Figura 3.4 Cortante máximo en la estructura actuando el sismo en dirección x**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.5 Cortante máximo en la estructura actuando el sismo en dirección y**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 3.4 Revisión de deflexiones en vigas secundarias y principales

El American Institute of Steel Construction en la página 3-7 recomienda los valores permitidos para las deflexiones máximas de vigas bajo la aplicación de la carga muerta y carga viva, para que esta no se pandee causando daños a los elementos no estructurales tales como las paredes, ventanas y puertas generando inseguridad a sus habitantes.

En la Tabla 4.3 se muestra los valores máximos de deflexión que puede experimentar una viga, dependiendo de la carga actuante y de la longitud de la viga.

$$\Delta_{Max} = \frac{M * L^2}{C_1 * I_x} \quad \text{Ec (3.2)}$$

Los valores de la constante  $C_1$  dependen del tipo de carga aplicada en la viga, en nuestro análisis de usaron los valores de  $C_1=161$  para carga distribuida en el caso de vigas secundarias y  $C_1= 158$  para vigas principales debido a las reacciones de las vigas secundarias.

Para el revisar el análisis de deflexión máxima en las vigas se deberá realizar la combinación de carga propuesta por la AISC: carga viva + carga muerta y carga viva respectivamente, luego el programa estructural determinara las deflexiones

de las vigas para cada piso de la edificación luego se verificara con la deflexión máxima emitida por la AISC.

**Tabla 3.5 Revisión del cumplimiento de deflexiones máximas en vigas secundarias por la AISC**

|        | Viga | Carga | Longitud (m) | Deflexión máx. (cm) | Deflexión ETABS (cm) | Verificación |
|--------|------|-------|--------------|---------------------|----------------------|--------------|
| N+0.00 | VS1  | D+L   | 4.00         | 1.8046              | 1.1930               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.6134              | 0.4050               | Cumple       |
|        | VS2  | D+L   | 4.25         | 2.3001              | 1.5210               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.8284              | 0.5160               | Cumple       |
|        | VS3  | D+L   | 4.05         | 1.8965              | 1.2500               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.6452              | 0.4260               | Cumple       |
|        | VS4  | D+L   | 4.20         | 2.1936              | 1.4460               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.7458              | 0.4920               | Cumple       |
| N+5.20 | VS1  | D+L   | 4.00         | 1.7740              | 1.1620               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.3706              | 0.2430               | Cumple       |
|        | VS2  | D+L   | 4.25         | 2.2606              | 1.4810               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.4993              | 0.3090               | Cumple       |
|        | VS3  | D+L   | 4.05         | 1.8642              | 1.2210               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.3891              | 0.2550               | Cumple       |
|        | VS4  | D+L   | 4.20         | 2.1548              | 1.4130               | Cumple       |
|        |      | L     |              | 0.4501              | 0.2950               | Cumple       |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Las vigas secundarias y principales, cumple con lo solicitado en el manual de la AISC, las vigas sufrirán deflexiones pero en el rango permitido, asegurando posibles daños en la edificación como agrietamientos en paredes, entre otras. En el **Anexo C** se detalla las deflexiones de las vigas principales en ambas direcciones.

### 3.5 Revisión de flexión en vigas secundarias y principales

Los elementos estructurales deben cumplir con los requisitos de resistencia a flexión, los perfiles vigas secundarias fueron diseñadas para que todas sus fibras alcancen el esfuerzo de fluencia, llegando a plastificar la viga.

Mediante el programa ETABS se obtuvieron los momentos flectores para cada viga de la estructura, comprobando con lo estipulado en la AISC en la sección F2.

**Tabla 3.6 Revisión del momento nominal en vigas secundarias**

|        | Viga | Carga     | Momento ultimo (ton-m) | Momento resistente (ton-m) | Verificación |
|--------|------|-----------|------------------------|----------------------------|--------------|
| N+0.00 | VS1  | 1.2D+1.6L | 4.010                  | 4.810                      | Cumple       |
|        | VS2  | 1.2D+1.6L | 4.530                  | 4.810                      | Cumple       |
|        | VS3  | 1.2D+1.6L | 4.110                  | 4.810                      | Cumple       |
|        | VS4  | 1.2D+1.6L | 4.420                  | 4.810                      | Cumple       |
| N+5.20 | VS1  | 1.2D+1.6L | 2.700                  | 3.960                      | Cumple       |
|        | VS2  | 1.2D+1.6L | 3.060                  | 3.960                      | Cumple       |
|        | VS3  | 1.2D+1.6L | 2.770                  | 3.960                      | Cumple       |
|        | VS4  | 1.2D+1.6L | 2.990                  | 3.960                      | Cumple       |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

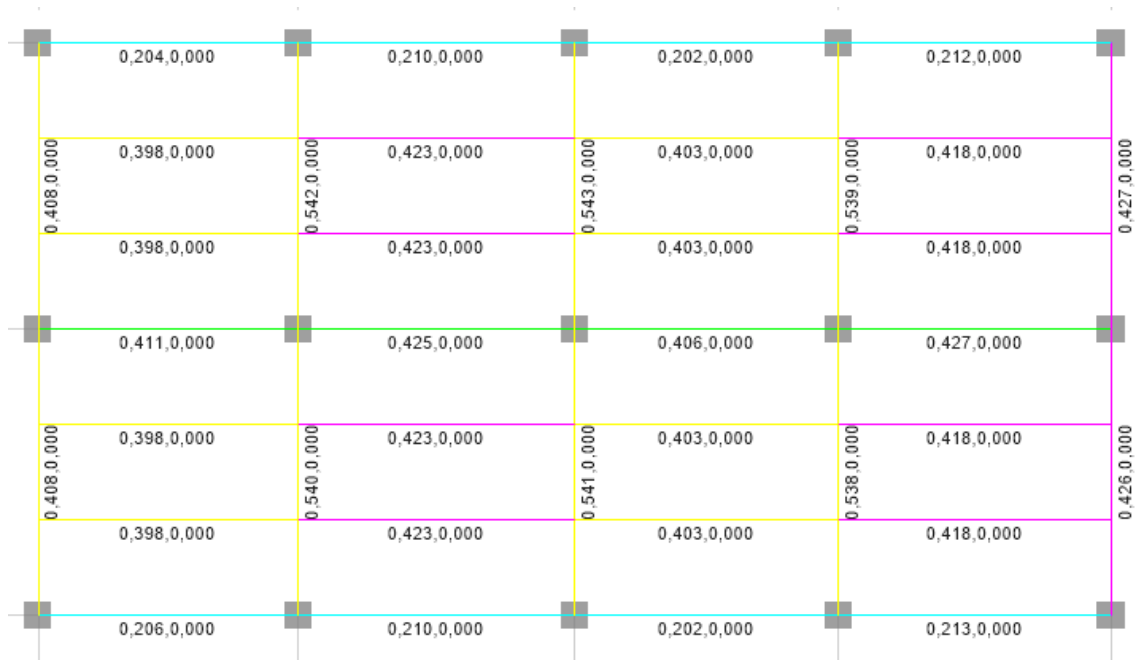
Las vigas secundarias solo son analizadas para cargas gravitacionales a diferencia de las principales que son las que resisten el sismo, por lo tanto se puede concluir que las secciones de las vigas secundarias y principales soportaran mayor carga de la establecida.

El análisis de las vigas principales se realizó mediante la envolvente y su desarrollo se encuentra en el **Anexo D**.

### **3.6 Revisión de cortante en vigas secundarias y principales**

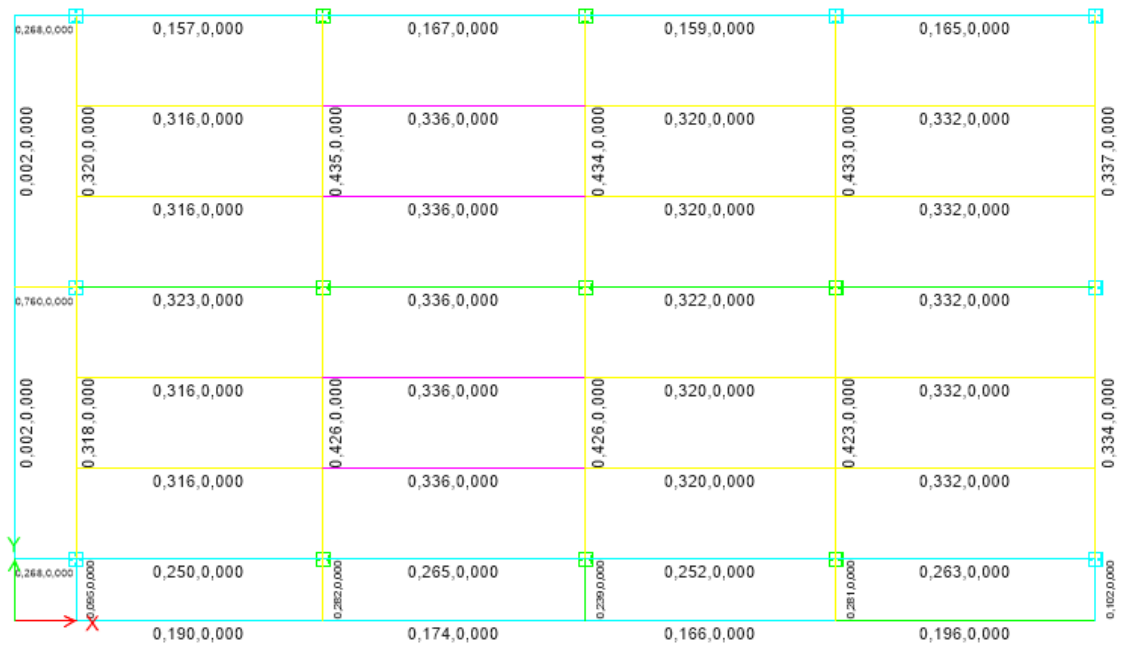
La revisión de cortante se la realizo mediante el programa ETABS 2016, en donde se comprueba que las vigas metálicas presentan un elevado cortante nominal, el cual no será superado por las cargas aplicadas. En la **Figura 3.6** y **Figura 3.7** se muestra la relación cortante entre la demanda/ capacidad de cada viga las cuales están bajo efecto de la envolvente. Se puede comprobar que las vigas no superan el 50% del cortante máximo.

En el **Anexo E** se muestra los valores de cortante ultimo y nominal de cada viga.



**Figura 3.6 Relación demanda/capacidad de fuerza cortante en principales del nivel N+0.00**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.7 Relación demanda/capacidad de fuerza cortante en principales del nivel N+5.20**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 3.7 Columna

Para el diseño de las columnas en la edificación se consideró los momentos de flexión y la carga axial aplicada a la columna, cumpliendo que estas se encuentre en el rango inelástico evitando así que la columna, sea considerada larga y que deba cumplir otros criterios establecidos por el AISC 360-10.

En el **Anexo F** se detalla profundamente el análisis de la sección.

**Tabla 3.7 Comportamiento elástico o inelástico de las columnas**

|     | <b>Perfil</b> | <b>L (cm)</b> | <b>KxL/r</b> | <b>Fe (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Inelástico o elástico</b> |
|-----|---------------|---------------|--------------|-------------------------------|------------------------------|
| C1  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C2  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C3  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C4  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C5  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C6  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C7  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C8  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C9  | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C10 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C11 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C12 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C13 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C14 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |
| C15 | 22x0.4        | 260           | 33.157       | 18833.867                     | Intervalo inelástico         |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.8 Capacidad y demanda de la columna**

|     | <b>Perfil</b> | <b>Pr (ton)</b> | <b>Pc (ton)</b> | <b>Pr/Pc</b> |
|-----|---------------|-----------------|-----------------|--------------|
| C1  | 22x0.4        | 50.790          | 141.690         | 0.358        |
| C2  | 22x0.4        | 85.230          | 141.690         | 0.602        |
| C3  | 22x0.4        | 75.470          | 141.690         | 0.533        |
| C4  | 22x0.4        | 80.410          | 141.690         | 0.568        |
| C5  | 22x0.4        | 45.810          | 141.690         | 0.323        |
| C6  | 22x0.4        | 91.290          | 141.690         | 0.644        |
| C7  | 22x0.4        | 96.680          | 141.690         | 0.682        |
| C8  | 22x0.4        | 97.550          | 141.690         | 0.688        |
| C9  | 22x0.4        | 96.370          | 141.690         | 0.680        |
| C10 | 22x0.4        | 52.250          | 141.690         | 0.369        |
| C11 | 22x0.4        | 43.760          | 141.690         | 0.309        |
| C12 | 22x0.4        | 72.170          | 141.690         | 0.509        |
| C13 | 22x0.4        | 62.400          | 141.690         | 0.440        |
| C14 | 22x0.4        | 67.590          | 141.690         | 0.477        |
| C15 | 22x0.4        | 37.980          | 141.690         | 0.268        |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.9 Revisión de momento de las columnas**

|     | <b>Perfil</b> | <b>Mc (ton-m)</b> | <b>Ecuación H1-1b -1a<br/>AISC</b> | <b>Revisión</b>       |
|-----|---------------|-------------------|------------------------------------|-----------------------|
| C1  | 22x0.4        | 10.108            | 0.542                              | Sección satisfactoria |
| C2  | 22x0.4        | 10.108            | 0.744                              | Sección satisfactoria |
| C3  | 22x0.4        | 10.108            | 0.688                              | Sección satisfactoria |
| C4  | 22x0.4        | 10.108            | 0.710                              | Sección satisfactoria |
| C5  | 22x0.4        | 10.108            | 0.488                              | Sección satisfactoria |
| C6  | 22x0.4        | 10.108            | 0.906                              | Sección satisfactoria |
| C7  | 22x0.4        | 10.108            | 0.841                              | Sección satisfactoria |
| C8  | 22x0.4        | 10.108            | 0.853                              | Sección satisfactoria |
| C9  | 22x0.4        | 10.108            | 0.841                              | Sección satisfactoria |
| C10 | 22x0.4        | 10.108            | 0.612                              | Sección satisfactoria |
| C11 | 22x0.4        | 10.108            | 0.496                              | Sección satisfactoria |
| C12 | 22x0.4        | 10.108            | 0.638                              | Sección satisfactoria |
| C13 | 22x0.4        | 10.108            | 0.581                              | Sección satisfactoria |
| C14 | 22x0.4        | 10.108            | 0.604                              | Sección satisfactoria |
| C15 | 22x0.4        | 10.108            | 0.416                              | Sección satisfactoria |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Para conocer si la sección es satisfactoria se deberá cumplir lo estipulado en la sección H1 de la AISC.



Si  $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} * \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación H1-1a del AISC Ec (3.3);}$$

Y si  $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación H1-1b del AISC Ec (3.4);}$$

Donde:

Pr: Resistencia requerida a la tensión axial

Pc: Resistencia nominal a la tensión axial

Mr: Resistencia requerida a la flexión

Mc: Resistencia nominal a la flexión

### 3.8 Criterio columna fuerte – viga débil

El AISC 341-10 estipulada la conexión viga – columna para pórticos debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} > 1.0 \quad \text{Ecuación E3-1 del AISC Ec (3.5)}$$

$$\sum M_{pc} = Z_x * \left( 2 * F_y - \frac{P_u}{A_g} - \frac{A_u * P_u}{A_g * \# \text{Pisos}} \right) \quad \text{Ecuación E3-2 del AISC Ec (3.6)}$$

$$\sum M_{pv} = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + M_{uv} \quad \text{Ecuación E3-3 del AISC Ec (3.7)}$$

Donde:

M<sub>pc</sub>: Momento de la columna

M<sub>pv</sub>: Momento de cada viga que conecta con la columna en una sola dirección

M<sub>uv</sub>: Momento último de la viga

En la **Tabla 3.10** se muestra los momentos probables de las vigas y columnas de la edificación, se realizó el cumplimiento para la columna central C8, de borde C3, C6 y esquinera C1, debido que si se cumplía el criterio para las columnas seleccionadas también se cumpliría para las demás. En el caso del mezzanine los momentos son un poco mayores que en la planta además se suman el momento del volado, pero aun así cumpliría con el criterio debido que la carga ultima de la columna va disminuyendo a medida que se aumente de piso, por ende su momento probable aumentaría.

En la **Tabla 3.11** se muestra los momentos probables del mezzanine para la columna esquinera C1 y de borde C3.

**Tabla 3.10 Cumplimiento de criterio columna fuerte – viga débil en planta baja**

| <b>Dirección x</b>                |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| <b>Columna C1</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 26.53 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 26.53 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 9.10  | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 0     | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 26.53 | 2.91 |
| Sumatoria Mpviga                  | 9.10  |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C3</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 33.85 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 33.85 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 9.39  | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 9.60  | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 33.85 | 1.78 |
| Sumatoria Mpviga                  | 19.00 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C6</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 28.91 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 28.91 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 10.35 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 0     | t-m  |

| <b>Dirección y</b>                |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| <b>Columna C1</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 26.53 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 26.53 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 11.66 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 0     | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 26.53 | 2.27 |
| Sumatoria Mpviga                  | 11.66 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C3</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 33.85 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 33.85 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 25.34 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 0     | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 33.85 | 1.33 |
| Sumatoria Mpviga                  | 25.34 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C6</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 28.91 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 28.91 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 11.66 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 11.65 | t-m  |

|                                   |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| Sumatoria Mpcol                   | 28.91 | 2.79 |
| Sumatoria Mpviga                  | 10.35 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C8</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 52.61 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 52.61 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 10.35 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 10.72 | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 52.61 | 2.5  |
| Sumatoria Mpviga                  | 21.07 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |

|                                   |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| Sumatoria Mpcol                   | 28.91 | 1.24 |
| Sumatoria Mpviga                  | 23.31 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C8</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 52.61 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 52.61 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 25.40 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 25.38 | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 52.61 | 1.03 |
| Sumatoria Mpviga                  | 50.78 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.11 Cumplimiento de criterio columna fuerte – viga débil en mezzanine**

|                                   |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| <b>Dirección x</b>                |       |      |
| <b>Columna C1</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 32.03 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 32.03 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 9.47  | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 0     | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 32.03 | 3.51 |
| Sumatoria Mpviga                  | 9.10  |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C3</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 35.49 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 35.49 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 9.75  | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 10.45 | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 35.49 | 1.75 |
| Sumatoria Mpviga                  | 20.2  |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |

|                                   |       |      |
|-----------------------------------|-------|------|
| <b>Dirección y</b>                |       |      |
| <b>Columna C1</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 32.03 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 32.03 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 11.61 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 5.39  | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 32.03 | 1.88 |
| Sumatoria Mpviga                  | 17    |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |
| <b>Columna C3</b>                 |       |      |
| Mp col horizontal                 | 35.49 | t-m  |
| Mp col vertical                   | 35.49 | t-m  |
| Mpr viga 1                        | 24.96 | t-m  |
| Mpr viga 2                        | 8.56  | t-m  |
| Sumatoria Mpcol                   | 35.49 | 1.05 |
| Sumatoria Mpviga                  | 33.52 |      |
| SI ES COLUMNA FUERTE Y VIGA DEBIL |       |      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 3.9 Conexiones

Para las vigas de planta baja con una altura de 20cm. se conectara una placa de 3x13x0.5 cm. los pernos serán ubicados a 3cm del borde de la placa y tendrán un diámetro de 1/2 pulgada, la soldadura tendrán una longitud de 12cm con una garganta de 3mm para la placa, y de 4mm para la soldadura alma-alma de las vigas.

Mientras para las vigas secundarias del mezzanine se utilizara el mismo diámetro de perno pero su placa será de 3x12x0.3 cm. la longitud de soldadura del alma es de 9 cm con una garganta de 3mm para la placa y de alma-alma.

**Tabla 3.12 Revisión de soldadura para vigas secundaria IPE 200 – IPE180**

| Viga IPE 200          |       |        | Viga IPE 180          |       |        |
|-----------------------|-------|--------|-----------------------|-------|--------|
| Apernada              |       |        | Apernada              |       |        |
| Perno                 | 1/2   | in     | Perno                 | 1/2   | in     |
| Vu                    | 3.73  | t      | Vu                    | 2.06  | t      |
| Fyp                   | 1.00  | kg/cm2 | Fyp                   | 1.00  | kg/cm2 |
| Fu                    | 3560  | kg/cm2 | Fu                    | 3560  | kg/cm2 |
| Q                     | 3.382 | t      | Q                     | 3.382 | t      |
| Num                   | 2.00  | u      | Num                   | 2.00  | u      |
| Tp                    | 0.30  | cm     | tp                    | 0.30  | cm     |
| hp                    | 13.0  | OK     | hp                    | 12.0  | OK     |
| Lev                   | 3.00  | OK     | Lev                   | 3.00  | OK     |
| S                     | 7.00  | cm     | S                     | 6.00  | cm     |
| bp                    | 6.00  | OK     | bp                    | 6.00  | OK     |
| Rbc                   | 5.18  | OK     | Rbc                   | 4.84  | OK     |
| Placa soldada         |       |        | Placa soldada         |       |        |
| E                     | 60.00 | Ksi    | E                     | 60.00 | Ksi    |
| hp                    | 12.00 | OK     | hp                    | 9.00  | OK     |
| tp                    | 0.30  | cm     | tp                    | 0.30  | cm     |
| Rs                    | 4.86  | OK     | Rs                    | 3.64  | OK     |
| Soldadura directa A-A |       |        | Soldadura directa A-A |       |        |
| hs                    | 12.00 | OK     | hs                    | 9.00  | OK     |
| g                     | 0.40  | OK     | g                     | 0.30  | OK     |
| Rs                    | 3.89  | OK     | Rs                    | 2.19  | OK     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.13 Revisión de soldadura de vigas principales conxtech conxl moment connection en planta baja**

| V1                |       |        | V5                |       |        | V11               |       |        |
|-------------------|-------|--------|-------------------|-------|--------|-------------------|-------|--------|
| Conexión conxtech |       |        | Conexión conxtech |       |        | Conexión conxtech |       |        |
| a                 | 5.0   | Cumple | a                 | 5.0   | Cumple | a                 | 7.0   | Cumple |
| b                 | 13.0  | Cumple | b                 | 13.0  | Cumple | b                 | 18.0  | Cumple |
| c                 | 1.6   | Cumple | c                 | 1.8   | Cumple | c                 | 2.8   | Cumple |
| Z                 | 157.6 | cm3    | Z                 | 151.1 | cm3    | Z                 | 312.1 | cm3    |
| Mpr               | 6.22  | t-m    | Mpr               | 5.96  | t-m    | Mpr               | 12.32 | t-m    |
| Vu                | 5.66  | t      | Vu                | 7.51  | t      | Vu                | 16.11 | t      |
| Mf                | 6.87  | t-m    | Mf                | 6.83  | t-m    | Mf                | 14.90 | t-m    |
| Mpe               | 6.90  | t-m    | Mpe               | 6.90  | t-m    | Mpe               | 15.15 | t-m    |
| Vn                | 15.56 | OK     | Vn                | 15.56 | OK     | Vn                | 25.01 | OK     |
| Chequeo soldadura |       |        | Chequeo soldadura |       |        | Chequeo soldadura |       |        |
| Patin             |       |        | Patin             |       |        | Patin             |       |        |
| E                 | 60    | Cumple | E                 | 60    | Cumple | E                 | 60    | Cumple |
| F                 | 34.35 | t      | F                 | 34.13 | t      | F                 | 55.17 | t      |
| R CJP             | 35.84 | t      | R CJP             | 35.84 | t      | R CJP             | 58.06 | t      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.14 Revisión de soldadura de vigas principales conexión conxtech en 1er piso**

| V1                |       |        | V5                |       |        | V11               |       |        |
|-------------------|-------|--------|-------------------|-------|--------|-------------------|-------|--------|
| Conexión conxtech |       |        | Conexión conxtech |       |        | Conexión conxtech |       |        |
| a                 | 5.0   | Cumple | a                 | 5.0   | Cumple | a                 | 6.0   | Cumple |
| b                 | 13.0  | Cumple | b                 | 13.0  | Cumple | b                 | 16.0  | Cumple |
| c                 | 1.6   | Cumple | c                 | 1.6   | Cumple | c                 | 2.2   | Cumple |
| Z                 | 116.8 | cm3    | Z                 | 116.8 | cm3    | Z                 | 246.7 | cm3    |
| Mpr               | 4.61  | t-m    | Mpr               | 4.61  | t-m    | Mpr               | 9.74  | t-m    |
| Vu                | 4.15  | t      | Vu                | 5.55  | t      | Vu                | 11.46 | t      |
| Mf                | 5.09  | t-m    | Mf                | 5.25  | t-m    | Mf                | 11.34 | t-m    |
| Mpe               | 5.29  | t-m    | Mpe               | 5.29  | t-m    | Mpe               | 11.38 | t-m    |
| Vn                | 13.19 | OK     | Vn                | 13.19 | OK     | Vn                | 20.74 | OK     |
| Chequeo soldadura |       |        | Chequeo soldadura |       |        | Chequeo soldadura |       |        |
| Patin             |       |        | Patin             |       |        | Patin             |       |        |
| E                 | 60    | Cumple | E                 | 60    | Cumple | E                 | 60    | Cumple |
| F                 | 28.26 | t      | F                 | 29.16 | t      | F                 | 47.26 | t      |
| R CJP             | 30.70 | t      | R CJP             | 30.70 | t      | R CJP             | 49.59 | t      |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

La placa base de la columna fue diseñada considerando las dimensiones de cada columna, carga axial y los momentos en las dos direcciones, la placa será de acero A572 Gr.50, con una distancia de 10cm desde la cara de la columna hacia la placa.

En la **Tabla 3.15** se muestran las dimensiones de la placa base para cada columna del edificio.

En el **Anexo G** se indica las dimensiones de la placa base por columna.

**Tabla 3.15 Diseño de la placa base**

|                    |           |                    |
|--------------------|-----------|--------------------|
| <b>Pu</b>          | 62397.20  | Kg                 |
| <b>Mux</b>         | 137273.84 | Kg-cm              |
| <b>A</b>           | 50.00     | ksi                |
| xh                 | 10.00     | cm                 |
| f'c                | 180.00    | Kg/cm <sup>2</sup> |
| fc                 | 90.34     | Kg/cm <sup>2</sup> |
| fy                 | 2529.87   | Kg/cm <sup>2</sup> |
| Mu                 | 75165.81  | Kg-cm              |
| <b>B</b>           | 42.00     | cm                 |
| q1                 | 41.46     | Kg/cm <sup>2</sup> |
| CUMPLE             |           |                    |
| <b>q2</b>          | 29.29     | Kg/cm <sup>2</sup> |
| <b>m</b>           | 11.10     | cm                 |
| <b>q3</b>          | 38.24     | Kg/cm <sup>2</sup> |
| <b>Mp</b>          | 104498.57 | Kg-cm              |
| <b>Atiesadores</b> | 0         |                    |
| <b>Mplaca</b>      | 104498.57 | Kg-cm              |
| <b>eplaca</b>      | 21.00     | mm                 |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

**Tabla 3.16 Dimensiones de placa base**

| <b>Placa C1</b>             |     |    |
|-----------------------------|-----|----|
| <b>Dimensiones de placa</b> |     |    |
| B                           | 420 | mm |
| H                           | 420 | mm |
| e                           | 20  | mm |
| <b>Placa C3</b>             |     |    |
| <b>Dimensiones de placa</b> |     |    |
| B                           | 420 | mm |
| H                           | 420 | mm |
| e                           | 24  | mm |

| <b>Placa C9</b>             |     |    |
|-----------------------------|-----|----|
| <b>Dimensiones de placa</b> |     |    |
| B                           | 420 | mm |
| H                           | 420 | mm |
| e                           | 26  | mm |
| <b>Placa C13</b>            |     |    |
| <b>Dimensiones de placa</b> |     |    |
| B                           | 420 | mm |
| H                           | 420 | mm |
| e                           | 22  | mm |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Luego se procede a revisar si el hormigón es capaz de soportar la carga ultima impuesta en la columna considerando la distribución de acero y el esfuerzo de compresión del hormigón.

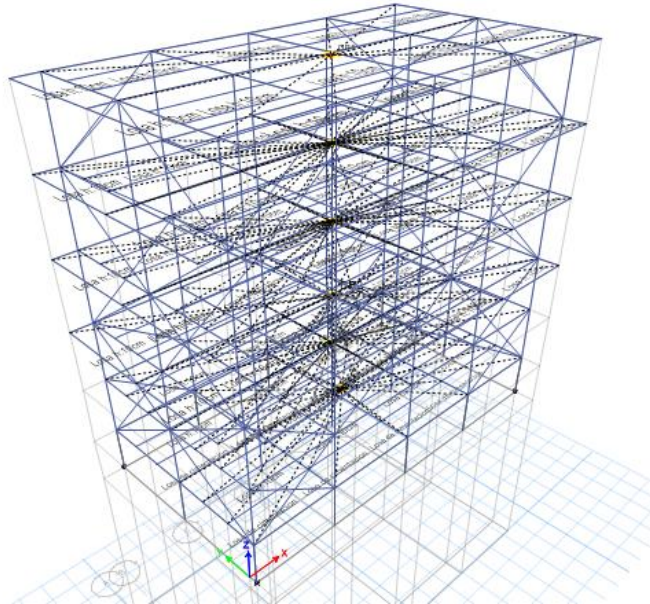
**Tabla 3.17 Diseño placa base**

| <b>Anclaje</b>            |         |        |
|---------------------------|---------|--------|
| <b>Datos</b>              |         |        |
| Var x                     | 4.00    | u      |
| Var y                     | 4.00    | u      |
| fi(d)                     | 22.00   | mm     |
| fc                        | 180.00  | kg/cm2 |
| fy                        | 4200.00 | kg/cm2 |
| hef                       | 32.00   | cm     |
| c                         | 5.00    | cm     |
| eh                        | 5.00    | cm     |
| N                         | 24.97   | t      |
| Vu                        | 20.22   | t      |
| Resistencia del acero     | 166.48  | OK     |
| Desprendimiento hormigón  | 27.65   | OK     |
| Arrancamiento del anclaje | 29.64   | OK     |
| Resistencia a corte       | 86.57   | OK     |

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

### 3.10 Aplicación de programa para análisis estructural de la cimentación

Iniciaremos el programa de ETABS2016 cargando el diseño que se analizó previamente en el diseño de la superestructura con el título de cimentación.



**Figura 3.8 Modelación de cimentación**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Se le asignara la losa de cimentación en el sótano con la opción Add New Slab.

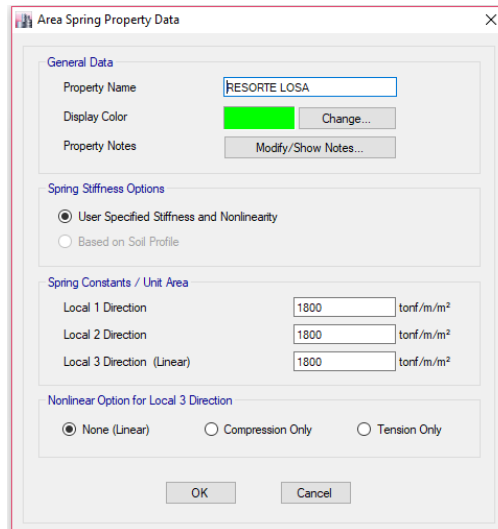


**Figura 3.9 Asignación de sección losa de cimentación**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

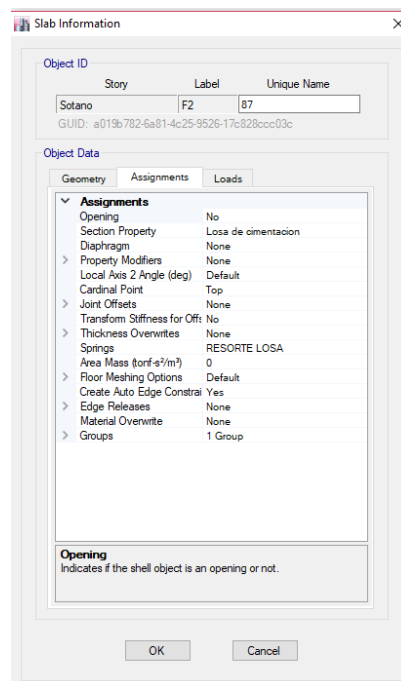


Asignaremos el coeficiente de balasto que actuara sobre la losa este coeficiente será obtenido de la tabla (Ver **Anexo H**)



**Figura 3.10 Definición del coeficiente de balasto para losa de cimentación**

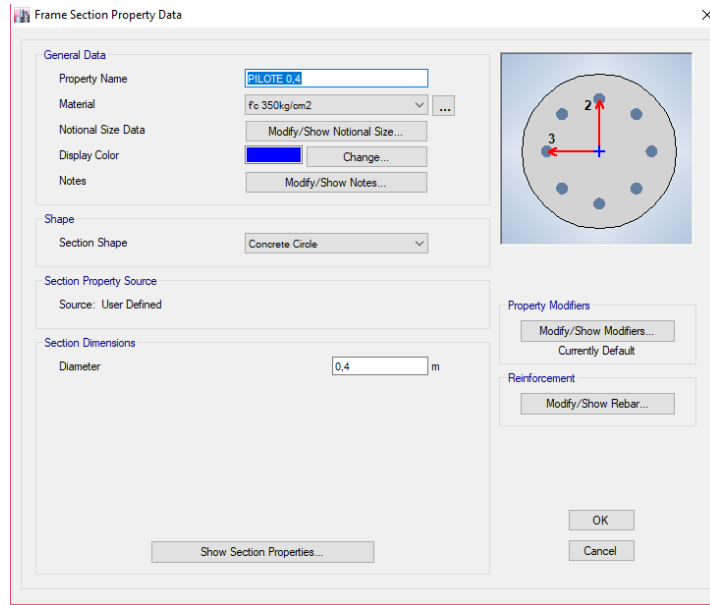
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.11 Asignación del coeficiente en losa de cimentación**

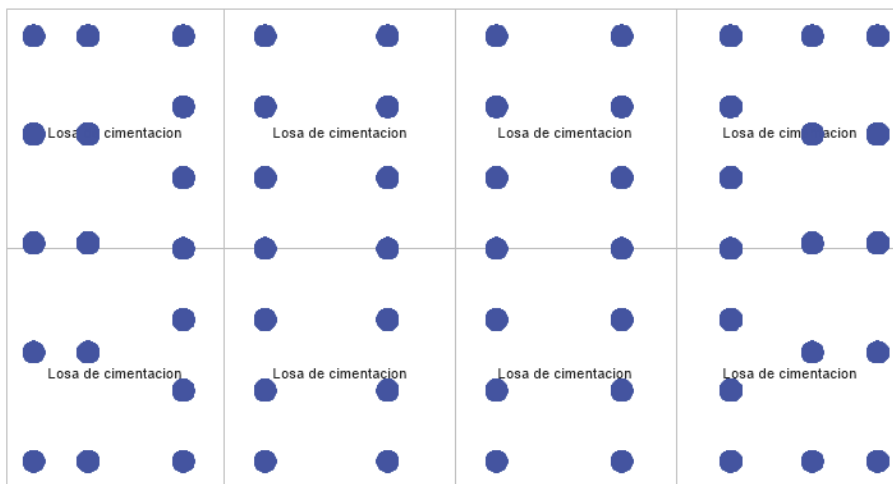
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Posterior a esto dibujaremos los pilotes los cuales serán ingresados por coordenadas y se les asignara sus propiedades mecánica (modulo del acero, modulo del hormigón, etc.).



**Figura 3.12 Definición de sección de pilotes**

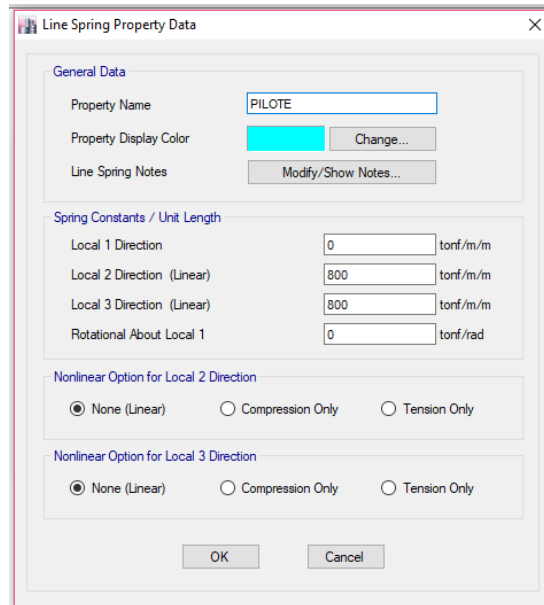
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.13 Configuración de Pilotes**

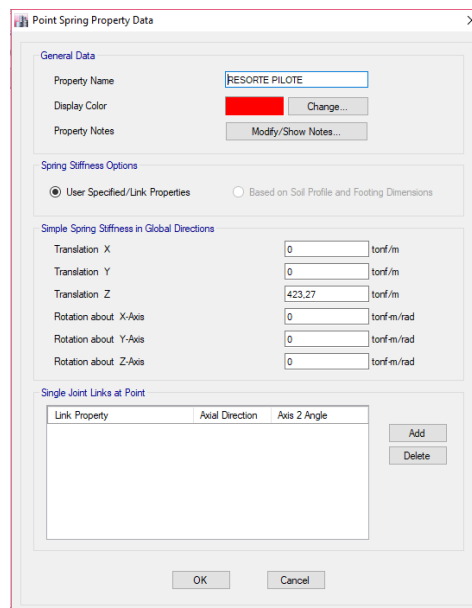
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Asignaremos el módulo de balasto a los pilotes tanto en la punta como en el área vertical de tal manera que asemejen a la fricción existente entre el suelo y los mismos.



**Figura 3.14 Coeficiente de balasto horizontal para pilotes**

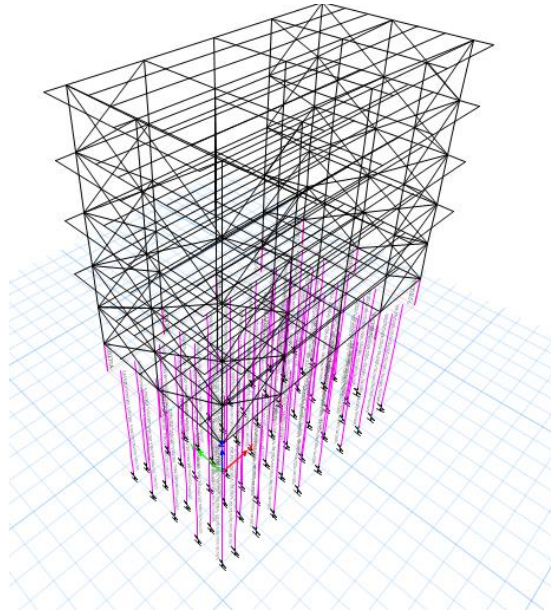
Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019



**Figura 3.15 Coeficiente de balasto vertical para pilotes**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Una vez realizado todos los pasos anteriores se ejecutara el programa para verificar y analice todos los elementos.

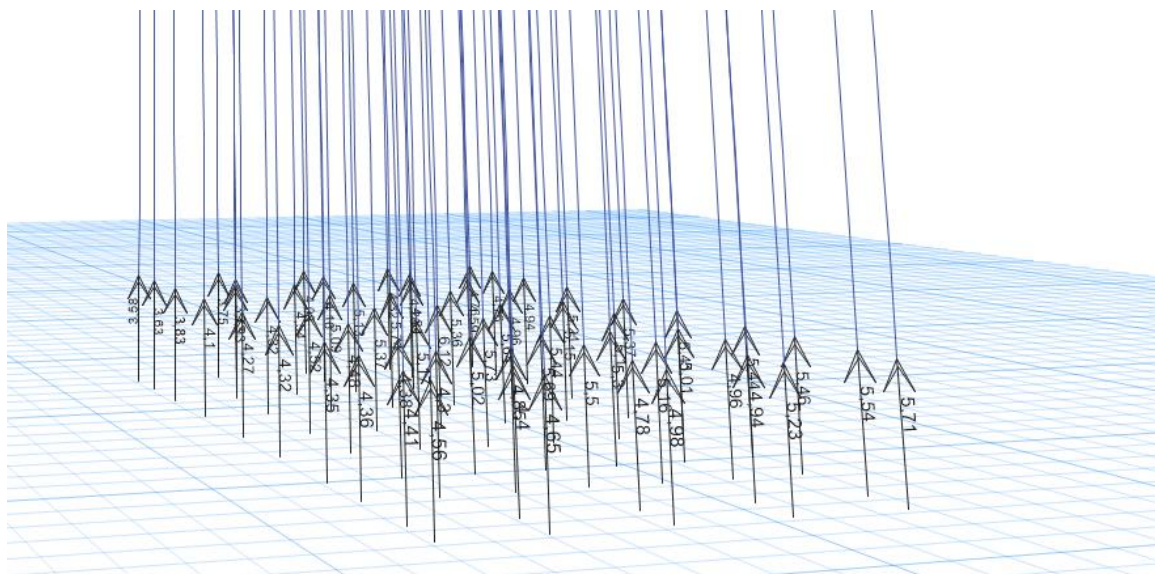


**Figura 3.16 Ejecución del programa**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Como se puede apreciar los pilotes están correctamente dimensionados y no fallaran por capacidad.

Luego procedemos a verificar las reacciones en las puntas de los pilotes para verificar que no sobrepasen el esfuerzo admisible del suelo.



**Figura 3.17 Reacciones en el suelo**

Fuente: Coello, H., Jaramillo, J., 2019

Al dividir las cargas en el suelo y dividir las para el área del pilote con el objetivo de encontrar el esfuerzo que produce cada uno se puede verificar que el máximo esfuerzo será de 10.60 ton/m<sup>2</sup> por lo que se considerara satisfactorio.

### 3.11 Presupuesto

Para la realización del presupuesto general fue necesario realizar análisis de precio unitario (APU) en donde se tuvieron en cuenta los diferentes rendimientos dependiendo de la actividad.

Los valores fueron referenciados con los proporcionados por la Cámara de Comercio del Ecuador la cual se actualiza constantemente y de la Revista de Diseño, Arquitectura y Construcción (DOMUS).

A continuación se presenta la tabla con los rubros generales.

**Tabla 3.18 Presupuesto general**

| Ítem | Rubro  | Unidad         | Cantidad | P. Unitario | P. Total     |
|------|--|----------------|----------|-------------|--------------|
| 1    | <b>Obras preliminares y movimientos de tierras</b>                   |                |          |             | \$1,358.30   |
| 1.01 | Cerramiento provisional y control de polvo                           | m              | 25.30    | 1.93        | \$48.71      |
| 1.02 | Excavación a máquina con retroexcavadora y desalojo                  | m <sup>3</sup> | 290.40   | 3.59        | \$1,043.11   |
| 1.03 | Tablestacado continuo  | m <sup>2</sup> | 50.60    | 5.27        | \$266.48     |
| 2    | <b>Cimentación</b>   |                |          |             | \$166,515.64 |
| 2.01 | Pilotes hincados prefabricados Ø0.4m f'c 350 kg/cm <sup>2</sup>      | m              | 884.00   | 137.86      | \$121,866.19 |
| 2.02 | Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup> (muro, losa y columnas) | kg             | 8017.43  | 2.01        | \$16,116.00  |
| 2.03 | Encofrado y desencofrado de losa de cimentación 16.5x8.80m           | m <sup>3</sup> | 72.60    | 9.84        | \$714.33     |
| 2.04 | Hormigón en losa de cimentación f'c 280 Kg/cm <sup>2</sup>           | m <sup>3</sup> | 72.60    | 286.08      | \$20,769.14  |
| 2.05 | Encofrado y desencofrado de muro de contención                       | m <sup>3</sup> | 20.24    | 29.30       | \$593.06     |
| 2.06 | Hormigón en muro de contención f'c 280kg/cm <sup>2</sup>             | m <sup>3</sup> | 20.24    | 197.94      | \$4,006.32   |
| 2.07 | Encofrado y desencofrado de columna                                  | m <sup>3</sup> | 8.11     | 43.37       | \$351.70     |
| 2.08 | Hormigón en columna f'c 280kg/cm <sup>2</sup>                        | m <sup>3</sup> | 8.11     | 258.81      | \$2,098.91   |
| 3    | <b>Superestructura</b>   |                |          |             | \$157,139.24 |
| 3.01 | Suministro e instalación de acero A588 (placa base)                  | kg             | 475.57   | 5.90        | \$2,805.09   |
| 3.02 | Suministro e instalación de acero estructural A36                    | kg             | 23773.52 | 4.26        | \$101,298.87 |

|      |   |     |         |        |             |
|------|---|-----|---------|--------|-------------|
| 3.03 | Suministro e instalacion de Deck para losa            | m2  | 1002.70 | 23.00  | \$23,059.76 |
| 3.04 | Malla electrosoldada Ø4 mm 10x10cm                    | m2  | 1002.70 | 4.37   | \$4,386.10  |
| 3.05 | Hormigón f'c 210 - Losas e=100mm                      | m3  | 100.27  | 245.71 | \$24,637.18 |
| 3.06 | Escalera de hormigón incluido encofrado               | m3  | 4.45    | 204.26 | \$908.96    |
| 3.07 | Viguetas de hormigón incluido encofrado 0.10X0.10m    | m3  | 2.55    | 16.97  | \$43.29     |
| 4    | <b>Mampostería</b>                                    |     |         |        | \$40,580.99 |
| 4.01 | Paredes exteriores                                    | m2  | 531.30  | 25.79  | \$13,702.82 |
| 4.02 | Paredes interiores                                    | m2  | 690.69  | 24.43  | \$16,873.36 |
| 4.03 | Dinteles puertas y ventanas 0.10x0.20m                | m   | 24.00   | 19.24  | \$461.65    |
| 4.04 | Mesón para baño y cocina                              | m   | 36.00   | 56.41  | \$2,030.65  |
| 5    | <b>Enlucido</b>                                       |     |         |        | \$3,756.25  |
| 5.01 | Enlucido paredes interiores                           | m2  | 110.814 | 17.92  | \$1,985.28  |
| 5.02 | Enlucido fachada                                      | m2  | 73.88   | 23.97  | \$1,770.97  |
| 5    | <b>Recubrimiento</b>                                  |     |         |        | \$56,935.06 |
| 5.01 | Colocación de porcelanato para piso                   | m2  | 659.70  | 71.98  | \$47,483.20 |
| 5.02 | Cerámica para piso de baño                            | m2  | 50.68   | 38.56  | \$1,954.05  |
| 5.03 | Cerámica de paredes de baños                          | m2  | 192.60  | 33.85  | \$6,519.46  |
| 5.04 | Recubrimiento de mesones de cocina y baño con granito | m   | 5.70    | 171.64 | \$978.35    |
| 6    | <b>Acabados</b>                                       |     |         |        | \$43,874.24 |
| 6.01 | Cielo raso  | m2  | 857.50  | 24.28  | \$20,816.74 |
| 6.02 | Puerta de laurel 0.8*2.00 m                           | u   | 36.00   | 338.24 | \$12,176.68 |
| 6.03 | Ventanas aluminio y vidrio (vidrio 6mm)               | m2  | 61.20   | 152.24 | \$9,317.16  |
| 6.04 | Puertas enrollables de 3.20m                          | u   | 3.00    | 521.22 | \$1,563.65  |
| 7    | <b>Pintura</b>  |     |         |        | \$11,876.07 |
| 7.01 | Empaste y pintura en paredes interiores               | m2  | 531.30  | 12.96  | \$6,886.29  |
| 7.02 | Empaste y pintura en paredes exteriores               | m2  | 369.38  | 13.51  | \$4,989.79  |
| 8    | <b>Instalaciones eléctricas</b>                       |     |         |        | \$8,994.72  |
| 8.01 | Punto de luz  | pto | 90      | 44.60  | \$4,014.19  |
| 8.02 | Instalaciones de tomacorrientes de 110 V              | pto | 49      | 49.39  | \$2,420.13  |
| 8.03 | Instalaciones de tomacorrientes de 220 V              | pto | 20      | 68.11  | \$1,362.28  |
| 8.04 | Panel de medidor                                      | U   | 1       | 296.80 | \$296.80    |
| 8.05 | Puntos de teléfono                                    | pto | 16      | 56.33  | \$901.32    |
| 9    | <b>Instalaciones sanitarias</b>                       |     |         |        | \$7,565.97  |
| 9.01 | Tubería agua servida PVC 2"                           | m   | 101.6   | 7.71   | \$783.29    |
| 9.02 | Punto agua potable                                    | u   | 53      | 25.27  | \$1,339.54  |
| 9.03 | Punto de agua servida                                 | u   | 53      | 24.79  | \$1,314.04  |
| 9.04 | Tubería de agua potable 1/2"                          | m   | 101.6   | 7.59   | \$770.66    |

|           |                               |   |      |       |            |
|-----------|-------------------------------|---|------|-------|------------|
| 9.05      | Tubería de agua lluvia PVC 4" | m | 32.6 | 12.54 | \$408.78   |
| 9.06      | Lavatorio blanco              | u | 20   | 53.41 | \$1,068.15 |
| 9.07      | Inodoro regular               | u | 20   | 94    | \$1,881.51 |
| 10        | <b>Climatización</b>          |   |      |       | \$9,000.00 |
| 10.0<br>1 | Aire acondicionado 18000 BTU  | u | 18   | 500   | \$9,000.00 |

Finalizado realizado el presupuesto se puede agregar que el edificio tiene un valor por m<sup>2</sup> de aproximadamente \$583 /m<sup>2</sup>

### 3.12 Regulación Ambiental

El Ministerio del Ambiente como ente regulador de los procesos de construcción, operación y mantenimiento de obras en el país exige a los promotores de proyectos la realización de un estudio ambiental.

Si un proyecto genera impactos no significativos, puede obtener un certificado ambiental (opcional), si genera bajo impacto se deberá obtener un registro ambiental y para obras que generen impactos medios o altos, deberán obtener una licencia ambiental.

La asignación del permiso se realizara a través del portal web del SUIA (Sistema Único de Información Ambiental) del Ministerio de Ambiente

En nuestro caso se describió el alcance del proyecto: Construcción de hostel, en donde se nos exige la realización del Registro Ambiental.

|                                       |   |
|---------------------------------------|---|
| <b>Descripción de la actividad</b>    | CONSTRUCCIÓN Y/O OPERACIÓN DE HOSTALES Y/O PARADEROS TURÍSTICOS                         |
| <b>Su trámite corresponde a un(a)</b> | REGISTRO AMBIENTAL  |
| <b>Tiempo de emisión</b>              | Inmediato.  |
| <b>Costo del trámite</b>              | 180.0 dólares (Tiene un costo adicional si existe remoción de cobertura vegetal nativa) |

**Figura 3.18 Permiso ambiental**

Fuente: SUIA

En el presente documento se analizarán cada una de las etapas, de las cuales se identificarán los impactos ambientales significativos, con el objetivo de minimizarlos o mitigarlos a través del Plan de Manejo Ambiental (PMA).

#### FORMULARIO DE REGISTRO AMBIENTAL

|                         |                     |
|-------------------------|---------------------|
| <b>TRAMITE(SUIA)</b>    | REGISTRO AMBIENTAL  |
| <b>FECHA</b>            | 18 de Enero de 2018 |
| <b>PROPONENTE</b>       | Julieta León Muriel |
| <b>ENTE RESPONSABLE</b> |                     |

|  |   |   |
|--|---|---|
| <b>Registro Ambiental</b><br><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso<br>5. Descripción del área de implantación<br>6. Principales impactos ambientales<br>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br>8. Inventario forestal<br>9. Finalización | <b>INFORMACION DEL PROYECTO</b>   |   |
|  | <b>PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b>   |   |
|  | Diseño estructural de 5 pisos en suelos muy blandos en la parroquia Puerto Bolívar, provincia El Oro  |   |
|  | <b>ACTIVIDAD ECONOMICA</b>  |   |
|  | Código de catalogo  | CONSTRUCCIÓN Y/U OPERACIÓN DE HOSTALES Y/O PARADEROS TURÍSTICOS |
|  | -----   |   |
|  | <b>RESUMEN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b><br>(Según Catalogo de proyecto, obra o actividad, máximo 100 palabras)  |   |
|  | El proyecto consiste en la construcción de un Hostal de 5 pisos en la parroquia Puerto Bolívar, en la Av. Gonzalo Córdova y Gral. Córdova frente al parque infantil acuático de Puerto Bolívar. |   |
|  | El hostal será construido con pórticos metálicos y también se utilizara la construcción convencional de losas y paredes.  |   |



| DATOS GENERALES                              |                               |                |
|--|-------------------------------|----------------|
| SISTEMA DE COORDENADAS (WGS-84)              |                               |                |
| ESTE (X)                                     | NORTE (Y)                     | ALTITUD        |
| 610933.34                                    | 9638542.45                    | 3msnm          |
| 610925.66                                    | 9638545.53                    | 3msnm          |
| 610928.90                                    | 9638555.89                    | 3msnm          |
| 610936.73                                    | 9638554.58                    | 3msnm          |
| ESTADO DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (FASE) |                               |                |
| X  | Construcción                  |                |
|  | Rehabilitación y/o Ampliación |                |
|  | Operación y mantenimiento     |                |
|  | Cierre y Abandono             |                |
| DIRECCION DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD     |                               |                |
|  |                               |                |
| PROVINCIA                                    | CANTON                        | PARROQUIA      |
| El Oro                                       | Machala                       | Puerto Bolívar |
| TIPO DE ZONA                                 |                               |                |
| Urbana                                       | X                             |                |
| Rural  |                               |                |

| DATOS DEL PROMOTOR   |  |                  |
|--|--|------------------|
| <b>Registro Ambiental</b><br><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso | NOMBRE   |                  |
|  | Julieta León Muriel  |                  |
|  | CORREO ELECTRONICO DEL PROMOTOR  | TELEFONO/CELULAR |
|  | <a href="mailto:julietamuriel@hotmail.com">julietamuriel@hotmail.com</a> | 0988481015       |
|  | DOMICILIO DEL PROMOTOR   |                  |
|  | Naranjal   |                  |
| CARACTERISTICAS DE LA ZONA   |  |                  |
|  | Infraestructura:   |                  |

|  |                             |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|--|-----------------------------|---------------|------------------------|--|---------------------------|--|------------------|-----|
| 5. Descripción del área de implantación<br>6. Principales impactos ambientales<br>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br>8. Inventario forestal<br>9. Finalización | Industrial                  |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|  | X                           | Otros: Urbana |                        |  |                           |  |                  |     |
|  | DESCRIPCION DE LA ZONA      |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|  |                             |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|  | ESPACIO FISICO DEL PROYECTO |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|  | Área del proyecto (m2)      |               | 145.2                  |  | Área de implantación (m2) |  | 145.2            |     |
|  | Agua potable                | X             | SI                     |  | NO                        | Consumo de agua por mes (m3)             |                  | --- |
|  | Energía eléctrica           | X             | SI                     |  | NO                        | Consumo energía eléctrica por mes (Kw/h) |                  | --- |
|  | Acceso vehicular            | X             | SI                     |  | NO                        | Tipo de vías:                            | Vías Principales | X   |
|  | Alcantarillado              | X             | SI                     |  | NO                        |  | Vías Secundarias |     |
|  | SITUACION DEL PREDIO        |               |                        |  |                           |  |                  |     |
|  |                             |               | Alquiler               |  |                           |  |                  |     |
|  |                             |               | Concesionadas          |  |                           |  |                  |     |
|  |                             | X             | Propia                 |  |                           |  |                  |     |
|  |                             |               | Otros (vial – público) |  |                           |  |                  |     |

|   |  |  |
|---|--|--|
| <b>Registro Ambiental</b><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso<br>5. Descripción del área de implantación | <b>MARCO LEGAL REFERENCIAL</b>   |  |
|   | Usted deberá ajustarse al siguiente marco legal  |  |
|   | <b>NORMATIVAS</b>  |  |
|   | Constitución de la República del Ecuador   |  |
|   | Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, sumak kawsay. Se declara de interés público la preservación del ambiente, la conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético |  |

|   |   |
|---|---|
| <p>6. Principales impactos ambientales<br/>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br/>8. Inventario forestal<br/>9. Finalización</p> | <p>del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados.</p> <p>Art. 66.- Se reconoce y garantizará a las personas: 27. El derecho a vivir en un ambiente sano, ecológicamente equilibrado, libre de contaminación y en armonía con la naturaleza.</p> <p>Art. 276.- El régimen de desarrollo tendrá los siguientes objetivos: 4. Recuperar y conservar la naturaleza y mantener un ambiente sano y sustentable que garantice a las personas y colectividades el acceso equitativo, permanente y de calidad al agua, aire y suelo, y a los beneficios de los recursos del subsuelo y del patrimonio natural</p>  |
|   | <p>Ley de Fomento y Desarrollo Agropecuario</p>   |
|   | <p>Art. ...- Los centros agrícolas, cámaras de agricultura y organizaciones campesinas sujetas de crédito del Banco Nacional de Fomento y las empresas importadoras de maquinaria, equipos, herramientas e implementos de uso agropecuario, nuevos de fábrica, podrán también importar dichos bienes reconstruidos o repotenciados, que no se fabriquen en el país, dotados de los elementos necesarios para prevenir la contaminación del medio ambiente, previa autorización del Ministerio de Agricultura y Ganadería, con la obligación de mantener una adecuada provisión y existencia de repuestos para estos equipos, así como del suministro de servicios técnicos de mantenimiento y reparación durante todo el período de vida útil de estos bienes, reconociéndose como máximo para el efecto, el período de diez años desde la fecha de la importación. El Ministerio de Agricultura y Ganadería sancionará a las empresas importadoras de equipos reconstruidos o repotenciados, que no suministren inmediatamente los repuestos o servicios, con una multa de mil a cinco mil dólares de los Estados Unidos de Norteamérica y, dichas empresas quedarán obligadas a indemnizar al comprador tanto por daño emergente como por lucro cesante, por todo el tiempo que la maquinaria o equipos estuvieren paralizados por falta de repuestos o servicios de reparación</p> |
|   | <p>Acuerdo Ministerial 134</p>  |
|   | <p>Mediante Acuerdo Ministerial 134 publicado en el Suplemento del Registro Oficial No. 812 de 18 de octubre de 2012, se reforma el Acuerdo Ministerial No. 076, publicado en Registro Oficial Segundo Suplemento No. 766 de 14 de agosto de 2012, se expidió la Reforma al artículo 96 del Libro III y artículo 17 del Libro VI del</p>  |

|  |   |          |  |
|--|---|----------|--|
|  | <p>Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, expedido mediante Decreto Ejecutivo No. 3516 de Registro Oficial Edición Especial No. 2 de 31 de marzo de 2003; Acuerdo Ministerial No. 041, publicado en el Registro Oficial No. 401 de 18 de agosto de 2004; Acuerdo Ministerial No. 139, publicado en el Registro Oficial Suplemento No. 164 de 5 de abril de 2010, con el cual se agrega el Inventario de Recursos Forestales como un capítulo del Estudio de Impacto Ambiental</p>   |          |  |
|  | <p>Reglamento de Seguridad para la Construcción y Obras Públicas</p>  |          |  |
|  | <p>Art. 150.- Los constructores y contratistas respetarán las ordenanzas municipales y la legislación ambiental del país, adoptarán como principio la minimización de residuos en la ejecución de la obra. Entran dentro del alcance de este apartado todos los residuos (en estado líquido, sólido o gaseoso) que genere la propia actividad de la obra y que en algún momento de su existencia pueden representar un riesgo para la seguridad y salud de los trabajadores o del medio ambiente.</p> <p>Art. 151.- Los constructores y contratistas son los responsables de la disposición e implantación de un plan de gestión de los residuos generados en la obra o centro de trabajo que garantice el cumplimiento legislativo y normativo vigente</p> |          |  |
|  | <p>He leído y comprendo las Normativas</p>  | <p>X</p> |  |

|   | DESCRIPCION DE PROCESOS – FASES |                   |                   |                   |   |
|---|---------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---|
|   | FASE                            | ACTIVIDAD         | FECHA INICIO      | FECHA FIN         | DESCRIPCION   |
| <p><b>Registro Ambiental</b></p> <p>1. Información del proyecto</p> | <p>Constructiva</p>             | <p>Excavación</p> | <p>06/05/2019</p> | <p>08/05/2019</p> | <p>Se realizara la limpieza del terreno, y se remueve el material de baja calidad</p> |

|   |              |                                |            |            |   |
|---|--------------|--------------------------------|------------|------------|---|
| 2. Datos generales                      |              |                                |            |            | hasta una cota de - 2m.   |
| 3. Marco legal referencial              | Constructiva | Hincado de Pilotes             | 13/05/2019 | 17/05/2019 | Se realizaran la hinca de pilotes   |
| 4. Descripción del proceso              |              |                                |            |            |   |
| 5. Descripción del área de implantación | Constructiva | Cimentación                    | 20/05/2019 | 24/05/2019 | Se realizara el armado correspondiente y se fundirá la losa de cimentación y los muros                        |
| 6. Principales impactos ambientales     |              |                                |            |            |   |
| 7. Plan de manejo ambiental (PMA)       | Constructiva | Colocación de vigas y columnas | 10/06/2019 | 14/06/2019 | Colocación de vigas y columnas metálicas con ayuda de maquina especializada.                                  |
| 8. Inventario forestal                  | Constructiva | Fundición de losas             | 17/06/2019 | 21/06/2019 | Se fundirán las losas de cada piso.   |
| 9. Finalización                         |              |                                |            |            |   |
|   | Constructiva | Armado de paredes y enlucido   | 08/07/2019 | 09/08/2019 | Se realizaran la construcción de todas las paredes, enlucidos y empastado.                                    |
|   |              |                                |            |            |   |
|   | Constructiva | Acabados y pintada             | 12/08/2019 | 01/11/2019 | Se procederá a colocar las cerámicas y luego se instalara los retretes, lavabos y demás accesorios del hotel. |

|  |  |   |                 |  |  |
|--|--|---|-----------------|--|--|
| <b>Registro Ambiental</b><br><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales | <b>5. DESCRIPCION DEL AREA DE IMPLANTACION</b> |   |                 |  |  |
|  | <b>CLIMA</b>                                   |   |                 |  |  |
|  | Clima  | X | Cálido - húmedo |  |  |
|  |  |   | Cálido - seco   |  |  |
| <b>Tipo de Suelo</b>   |  |   |                 |  |  |

|  |   |   |                                   |   |                                |
|--|---|---|-----------------------------------|---|--------------------------------|
| 3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso<br>5. Descripción del área de implantación<br>6. Principales impactos ambientales<br>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br>8. Inventario forestal<br>9. Finalización | <b>Tipo de suelo</b>                          |   |                                   |   |                                |
|  |   |   | Arcilloso                         |   | Arenosos                       |
|  | Tipo de suelo                                 |   | Francos                           |   | Rocosos                        |
|  |   | X | Saturados                         |   | Otros                          |
|  | <b>Pendiente del Suelo</b>                    |   |                                   |   |                                |
|  | Pendiente del suelo                           | X | Llano (pendiente menor al 30%)    |   | Montañoso (terreno quebrado)   |
|  |   |   | Ondulado (pendiente mayor al 30%) |   |                                |
|  | <b>Demografía (población más cercana)</b>     |   |                                   |   |                                |
|  | Demografía                                    |   | Entre 0 y 1.000 hbts.             | X | Entre 1.001 y 10.000 hbts.     |
|  |   |   | Entre 10.001 y 100.000 hbts.      |   | Más de 100.000 hbts.           |
|  | <b>Abastecimiento de agua población</b>       |   |                                   |   |                                |
|  | Abastecimiento de agua población              |   | Agua lluvia                       | X | Agua potable                   |
|  |   |   | Conexión domiciliaria             |   | Cuerpo de aguas superficiales  |
|  |   |   | Grifo publico                     |   | Pozo profundo                  |
|  |   |   | Tanquero                          |   |                                |
|  | <b>Evacuación de aguas servidas población</b> |   |                                   |   |                                |
|  | Evacuación de aguas servidas población        | X | Alcantarillado                    |   | Cuerpos de aguas superficiales |
|  |   |   | Fosa séptica                      |   | Letrina                        |
|  |   |   | Ninguno                           |   |                                |
|  | <b>Electrificación</b>                        |   |                                   |   |                                |
|  | Electrificación                               |   | Planta eléctrica                  | X | Red publica                    |
|  |   |   | Otra                              |   |                                |
|  | <b>Vialidad y acceso a la población</b>       |   |                                   |   |                                |

|  |   |   |   |  |
|--|---|---|---|--|
|  |   |   |   |  |
| Vialidad y acceso a la población                   |   | Caminos vecinales                             | X | Vías principales                             |
|  |   | Vías secundarias                              |   | Otras  |
| <b>Organización social</b>                         |   |   |   |  |
| Organización social                                | X | Primer grado (comunal, barrial, urbanización) |   | Segundo grado (Cooperativa, Pre-cooperativa) |
|  |   | Tercer grado (Asociaciones, recintos)         |   |  |
| <b>Componente fauna</b>                            |   |   |   |  |
| Piso zoo geográfico donde se encuentra el proyecto |   |   |   | Tropical Noroccidental (0-800 msnm)          |
|  |   |   |   | Tropical Oriental (0-800 msnm)               |
|  |   |   |   |  |
| Grupos faunísticos                                 | X | Anfibios                                      | X | Aves   |
|  |   | Insectos                                      |   | Mamíferos                                    |
|  |   | Peces   |   | Reptiles                                     |
|  |   | Ninguna                                       |   |  |

| <b>6. PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES</b> |               |   |
|--|---------------|---|
| <b>MATERIALES E INSUMOS</b>                |               |   |
| <b>ACTIVIDAD</b>                           | <b>FACTOR</b> | <b>IMPACTO</b>  |
| Excavación                                 | Social        | Aumento de material particulado (polvo) durante el transporte del material de desalojo de la obra |

|  |  |        |   |
|--|--|--------|---|
| <b>Registro Ambiental</b><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso<br>5. Descripción del área de implantación<br>6. Principales impactos ambientales<br>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br>8. Inventario forestal<br>9. Finalización | Hincado de Pilotes   | Social | Posibles afectaciones a las estructuras cercanas debido a las vibraciones producidas  |
|  | Hincado de Pilotes   | Social | Afectaciones menores al sistema auditivo a las personas que se encuentren un radio de 25m   |
|  | Cimentación, colocación de vigas y columnas, armado de paredes.    | Suelo  | Aumento de desechos sólidos (madera, fundas de cemento, clavos) enviados al botadero municipal.   |
|  | Acabados y pintada   | Suelo  | Aumento de desechos peligrosos (NE-27) enviados al botadero municipal.  |
|  | Hincado de Pilotes<br>Excavación<br>Colocación de vigas y columnas | Aire   | Alteración en la calidad del aire por gases contaminantes emitidos por la combustión del diésel como:<br>Monóxido de carbono, PM2.5, SO2, NOx, provenientes de la maquinaria pesada |

|  |  |                    |                     |                  |                    |
|--|--|--------------------|---------------------|------------------|--------------------|
| <b>Registro Ambiental</b><br>1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial | <b>7. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL</b><br>(ingresar los planes que apliquen a su proyecto, obra o actividad)       |                    |                     |                  |                    |
|  | <b>Plan de prevención y mitigación de impactos (PPM)</b>   |                    |                     |                  |                    |
|  | <b>Actividad</b>   | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|  | Mantenimiento continuo de todas las maquinas que serán utilizadas en la construcción para evitar un aumento no | Residente de obra  | 13/05/2019          | 01/11/2019       | \$800              |



|  |   |                    |                     |                  |                    |
|--|---|--------------------|---------------------|------------------|--------------------|
| 4. Descripción del proceso                   | deseado de gases contaminantes.   |                    |                     |                  |                    |
| 5. Descripción del área de implantación      | Colocación de lonas en las volquetas al momento de transportar los diferentes materiales provenientes de la construcción para así evitar <b>que se rieguen durante su traslado.</b> | Residente de obra  | 13/05/2019          | 01/11/2019       | \$50               |
| 6. Principales impactos ambientales          |   |                    |                     |                  |                    |
| 7. Plan de manejo ambiental (PMA)            |   |                    |                     |                  |                    |
| 8. Inventario forestal                       |   |                    |                     |                  |                    |
| 9. Finalización                              |   |                    |                     |                  |                    |
| <b>Plan de manejo de desechos (PMD)</b>      |   |                    |                     |                  |                    |
|  | <b>Actividad</b>  | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|  | Realizar la clasificación de los desechos reciclables y no reciclables en áreas delimitadas.  | Residente de obra  | 13/05/2019          | 01/11/2019       | \$50               |
|  | Recolección de envases vacíos con desechos peligrosos (NE-27) en un centro de acopio, y entregarlos a un gestor ambiental autorizado por el Ministerio de Ambiente                  | Residente de obra  | 13/05/2019          | 01/11/2019       | \$50               |
|  | Realizar la entrega de desechos reciclables a un reciclador artesanal   | Residente de obra  |                     |                  |                    |
| <b>Plan de relaciones comunitarias (PRC)</b> |   |                    |                     |                  |                    |
|  | <b>Actividad</b>  | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|  | Buzón de sugerencias el cual será colocado en la puerta del cerramiento y será revisado cada semana para buscar una solución a posible molestias.                                   | Promotor           | 04/11/2019          | 06/11/2019       | \$50               |
|  | Contratación Local para ayudar a las a incentivar la economía el lugar.   | Promotor           | -----               | -----            | -----              |
| <b>Plan de contingencias (PC)</b>            |   |                    |                     |                  |                    |
|  | <b>Actividad</b>  | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|  | Colocación extintores con su debida identificación a través de algún letrado.   | Promotor           | 04/11/2019          | 06/11/2019       | \$1000             |

|   |  |                    |                     |                  |                    |
|---|--|--------------------|---------------------|------------------|--------------------|
|   | Señalización de zonas seguras  | Promotor           | 04/11/2<br>019      | 06/11/2<br>019   | \$400              |
|   | Asignar personal brigadista para que guíen en caso de cualquier tipo de emergencia.  | Residente de obra  | 04/11/2<br>019      | 06/11/2<br>019   | -----              |
| <b>Plan de comunicación y capacitación(PCC)</b>     |  |                    |                     |                  |                    |
|   |  |                    |                     |                  |                    |
|   | Charlas al personal sobre accidentes laborales   | Residente de obra  | 13/05/2<br>109      | 01/11/2<br>019   | \$1500             |
|   | Capacitación al personal sobre el uso adecuado de equipos de protección laboral para cada una de las actividades                                   | Residente de obra  | 13/05/2<br>109      | 01/11/2<br>019   | \$1500             |
|   | Capacitación de brigada para posibles emergencias que se produzcan en la obra  | Residente de obra  | 06/05/2<br>019      | -----            | -----              |
|   |  |                    |                     |                  |                    |
| <b>Plan de seguridad y salud ocupacional (PSSO)</b> |  |                    |                     |                  |                    |
|   |  |                    |                     |                  |                    |
|   | <b>Actividad</b>   | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|   | Adquisiciones de botiquines de primeros auxilios   | Promotor           | 04/11/2<br>019      | 06/11/2<br>019   | \$300              |
|   | Entregar el Equipo de Protección Personal (EPP) dependiendo de las distintas actividades.  | Residente de obra  | 06/05/2<br>109      | 11/05/2<br>019   | \$300              |
|   |  |                    |                     |                  |                    |
| <b>Plan de monitoreo y seguimiento (PMS)</b>        |  |                    |                     |                  |                    |
|   |  |                    |                     |                  |                    |
|   | <b>Actividad</b>   | <b>Responsable</b> | <b>Fecha inicio</b> | <b>Fecha fin</b> | <b>Presupuesto</b> |
|   | Verificar de manera trimestral que se cumpla el PMA  | Residente de obra  | -----               | -----            | -----              |
|   | Medir las emisiones de ruido durante los procesos (hincado de pilotes, colocación de vigas y columnas, cimentación) para conocer que sus niveles y | Residente de obra  | -----               | -----            | -----              |



|  |  |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          |            |
|--|--|--------------|------------|------------|-------|---|---|---|---|---|----|----|--------------------------|------------|
|  | tomar durante el abandono temporal para evitar impactos ambientales  |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          |            |
|  | En caso de abandono temporal o definitivo se informará por escrito a la Autoridad Competente sobre el cese de actividades (cuándo y por cuánto tiempo) | Promotor     | 01/11/2019 | 01/11/2019 | ----- |   |   |   |   |   |    |    |                          |            |
| <b>Cronograma del Plan de Manejo Ambiental</b> |  |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          |            |
|  | <b>PMA</b>   | <b>meses</b> |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    | <b>Co<br/>sto<br/>\$</b> |            |
|  |  | 1            | 2          | 3          | 4     | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |                          | 12         |
|  | Plan de Prevención y Mitigación de Impactos.   |              |            |            |       | X | X | X | X | X | X  |    |                          | 850        |
|  | Plan de Manejo de Desechos.  |              |            |            |       | X | X | X | X | X | X  |    |                          | 100        |
|  | Plan de Relaciones Comunitarias  |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    | X  |                          | 50         |
|  | Plan de Contingencias.   |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    | X  |                          | 4400       |
|  | Plan de Comunicación y Capacitación  |              |            |            |       | X | X | X | X | X | X  |    |                          | 1500       |
|  | Plan de Seguridad y Salud Ocupacional.   |              |            |            |       | X |   |   |   |   |    | X  |                          | 600        |
|  | Plan de Monitoreo y Seguimiento.   |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          | -----      |
|  | Plan de Rehabilitación   |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          | -----      |
|  | Plan de Cierre, abandono y entrega del área.   |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    | X  |                          | -----<br>- |
|  | <b>TOTAL</b>   |              |            |            |       |   |   |   |   |   |    |    |                          | 2190       |

| <b>Registro Ambiental</b>   | <b>Su proyecto tiene remoción de cobertura vegetal nativa?</b> |  |    |   |    |  |  |
|---|--|--|----|---|----|--|--|
| 1. Información del proyecto<br>2. Datos generales<br>3. Marco legal referencial<br>4. Descripción del proceso<br>5. Descripción del área de implantación<br>6. Principales impactos ambientales<br>7. Plan de manejo ambiental (PMA)<br>8. Inventario forestal<br>9. Finalización |  |  | SI | x | NO |  |  |

Fuente: SUIA (Acuerdo Ministerial No. 061)

# Capítulo 4

## 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

- La modelación estructural permitió obtener un diseño satisfactorio, cumpliendo a cabalidad los requerimientos propuestos por las normas nacionales NEC e internacionales AISC.
- La implementación de diagonales concéntricas en la estructura permitió reducir los momentos generados por el sismo en las columnas, reduciendo a su vez la sección. Se logró disminuir el periodo de vibración de la estructura y las derivas.
- El diseño de la cimentación será considerado como básico debido a la falta de datos presentada en el estudio de suelos, se lo realizó con el objetivo de proporcionar un presupuesto real al promotor del proyecto, por lo que antes de empezar su construcción será necesaria la aprobación de un especialista en cimentación.
- El asentamiento por consolidación se encuentra inferior al límite establecido de 2cm que es lo que permite la NEC por lo que se considera satisfactorio.
- Los datos obtenidos al modelar la cimentación fueron satisfactorio debido a que los resultados obtenidos no variaron mucho a los encontrados en el prediseño la carga axial transmitida en los pilotes fue muy cercana al esfuerzo permisible del suelo.

### 4.2 Recomendaciones

- Es necesario que la persona encargada del proyecto al momento de su construcción siga a cabalidad lo especificado en los planos, debido a que nuestro proyecto fue diseñado con conexiones precalificadas como CONXTECH, en caso de no realizar el diseño como se detalla en los planos este cambiaría y estaríamos absueltos de cualquier responsabilidad.

- Se debe cumplir con las especificaciones técnica que se detalla en el presente documento para que el proyecto pueda alcanzar su máxima eficiencia.
- Se recomienda no atravesar vigas o columnas con elementos de la parte sanitaria para evitar posibles daños estructurales al momento de un sismo.

# BIBLIOGRAFÍA

- Alfonso, D., & Murcia, M. (2016). *Interaccion suelo pilote en cimentaciones placa pilote*. Bogota.
- Arenas Giraldo, J., & Rojas Lòpez, M. (2007). Comparacion tecnico financiera del acero estructural y el hormigon armado. *Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal*, 11.
- Arnal Simòn, L., & Betancourt Suàrez, M. (2004). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*.
- Blàzquez Martínez, R. (1997). *Enfoque y avances conceptuales de la nueva norma española de construcción sismorresistente NCSE-94*. Barcelona: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismoresistente de construcciones de acero*. Argentina.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO*. Argentina.
- Edward, W. (2004). *Análisis estático y dinámico de estructuras*. Berkeley: Computers and Structures c 2010.
- Jimenez , D., & Mercado, J. (2010). *Evaluación del comportamiento estructural de cimentaciones placa – pilote*. Bucaramanga.
- Juàrez, E., & Rico, A. (2005). *Mecanica de Suelos*. Limusa.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Structural steel design*. Pearson.
- Moreno Gonzalez, R., Bairan Garcia, J., & Huaman Cevallos, V. (2011). *Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de mediana altura*. Barcelona: Asociacion Científica del Hormigón Estructural (ACHE).
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: J. Wiley and Sons.



# **ANEXOS**