

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

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

TEMA
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE, SISTEMAS ESTRUCTURALES
SISMO RESISTENTES PARA EDIFICACIONES DE ACERO, EN LA
PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO, UTILIZANDO LOS
SISTEMAS: TRADICIONAL DE CIMENTACIÓN Y AISLADORES
SÍSMICOS, PARA UN CONJUNTO RESIDENCIAL.

AUTOR:
DIEGO FERNANDO LÓPEZ PAREDES

TUTOR:
MARLON MANOLO ARÉVALO NAVARRETE

Quito, julio del 2017

Cesión de derechos de autor

Yo Diego Fernando López Paredes con documento de identificación N° 1720766748 manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE, SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICACIONES DE ACERO, EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO, UTILIZANDO LOS SISTEMAS: TRADICIONAL DE CIMENTACIÓN Y AISLADORES SÍSMICOS, PARA UN CONJUNTO RESIDENCIAL.”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIERO CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana



.....

Diego Fernando López Paredes

1720766748

Julio, 2017

Declaratoria de coautoría del docente tutor

Yo, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE, SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICACIONES DE ACERO, EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO, UTILIZANDO LOS SISTEMAS: TRADICIONAL DE CIMENTACIÓN Y AISLADORES SÍSMICOS, PARA UN CONJUNTO RESIDENCIAL, realizado por Diego Fernando López Paredes, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, julio de 2017

Atentamente

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Marlon Manolo Arévalo Navarrete', written over a horizontal dashed line.

.....
Marlon Manolo Arévalo Navarrete

1706746029

Dedicatoria

A Dios.

Por haberme dado salud para llegar aquí y haberme permitido lograr mis objetivos y metas con su infinito amor, dándome sabiduría y paciencia para avanzar y no morir en el intento.

A mi madre Lupita.

Que desde pequeño me dio valores y consejos, que me hicieron ser una persona de bien, que cuando crecía me apoyaba no solo en lo académico, sino también en todo momento motivándome a culminar mis objetivos, y al igual que Dios me tuvo paciencia en su casa hasta casi culminar mi carrera.

A mi esposa y mi hija.

Ellos, que al final de mi carrera me dieron la fuerza necesaria con su amor y bondad para continuar en los momentos de frustración y debilidad. Cuando todo se veía lejos miraba a mi familia y continuaba en busca de ellas para que mi hija vea en mí y su madre varios modelos a seguir.

A mis maestros.

Al ingeniero Marlon Arévalo Navarrete por su gran apoyo ofrecido en este trabajo, por su tiempo compartido y por impulsar el desarrollo de nuestra formación profesional.

A mis amigos.

Con los que nos hemos apoyado mutuamente en nuestra formación y que hasta ahora, seguimos siendo grandes amigos.

Finalmente quiero agradecer a todos mis maestros, que iluminaron y marcaron mi camino universitario.

Tabla de Contenidos

<i>Índice de planos y anexos</i>	<i>VIII</i>
<i>Capítulo 1 GENERALIDADES DEL PROYECTO</i>	<i>1</i>
1.1 Nombre del proyecto.....	1
1.2 Entidad ejecutora.....	1
1.3 Localización.	1
<i>Capítulo 2 DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA</i>	<i>2</i>
2.1 Aspecto geopolítico.....	2
2.2 Población.....	2
2.3 Educación.....	3
2.4 Salud y seguridad.	4
2.5 Vivienda y servicios básicos.....	4
2.6 Viabilidad y acceso.....	5
2.7 Aspecto socioeconómico.....	5
2.8 Uso de suelo.....	5
3.1 Objetivo general.	6
3.2 Objetivos específicos.	6
4.1 Estudio Topográfico.....	7
4.2 Estudio Geológico y Geotécnico.....	7
4.3 Diseño Arquitectónico.....	8
4.4 Normas, Ordenanzas y Códigos.....	8
<i>Capítulo 5 SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA</i>	<i>9</i>
5.1 Aisladores sísmicos.....	9
5.2. Características de los aisladores sísmicos.	10
5.4 Tipos de aisladores	12
5.4.1 Viabilidad al proyecto.....	14

5.4.2 Aplicación al proyecto.....	14
Capítulo 6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	15
6.1 Diseño de la estructura primera alternativa (cimentación tradicional)....	15
6.1.1 Generalidades de la estructura.	15
6.1.3 Descripción del proyecto estructural.....	15
6.1.4 Criterio generales de diseño.	15
6.1.4.1 Materiales estructurales.....	16
6.1.5 Métodos de diseño.....	16
6.1.5.1 Pre-diseño de losas.....	17
6.1.5.2 Pre-diseño de vigas.	20
6.1.5.2.1 Pre-diseño de viguetas.....	25
6.1.5.3 Pre-diseño de columnas.....	27
6.1.6 Diseño en ETABS 9.7.4.	34
6.1.6.1 Edición de la grilla 1° modelado.....	34
6.1.6.2 Definición del material.....	38
6.1.6.3 Sección de perfiles vigas, columnas y placa colaborante (deck).	39
6.1.6.4 Definición de cargas.....	43
6.1.6.5 Asignación de cargas.....	44
6.1.6.6 Combinaciones de cargas.....	46
6.1.6.7 Espectro elástico de diseño y periodo de vibración 1° método.....	48
6.1.7 Segunda iteración en el software ETABS.....	59
6.1.7.1 Primera verificación periodo de vibración.....	63
6.1.7.2 Cortante basal.....	65
6.1.7.3 Carga sísmica reactiva.....	66
6.1.7.4 Distribución vertical de la fuerza sísmica reactiva.	72
6.1.7.5 Comparación de corte basal entre el método dinámico y el método estático.....	76
6.1.7.6 Control de derivas.	77
6.1.7.7 Verificación sísmica.....	79
6.1.7.7.1 Análisis de la columna.	80
6.1.7.7.2 Análisis de la viga.	83
6.1.7.8 Diseño de uniones.....	88
Unión base-columna.....	89

Unión viga-columna.....	91
6.1.7.9 CIMENTACIÓN.....	93
6.2 Diseño de la estructura segunda alternativa (cimentación con aisladores sísmicos)	103
6.2.1 Diseño aisladores sísmicos.....	104
6.2.2 Cálculos para el aislador sísmico.	109
6.2.3 Comprobación del aislador sísmico.	112
6.2.4 Modelamiento en ETABS de los aisladores sísmicos.....	113
6.2.5 resultados obtenidos del ETABS con aisladores sísmicos.....	114
6.2.6 Porcentaje del cortante basal con aisladores sísmicos	115
6.2.7 Comparación de resultados con aisladores sísmicos y sin aisladores sísmicos.....	116
6.3 Presupuesto por m2.....	118
6.3.1 sin aisladores	118
6.3.2 con aisladores	118
Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
Bibliografía.....	122

Índice de planos y anexos

PLANOS CONTIENE

- I Plano topográfico
- II Plano arquitectónico
- III Plano diseño estructural cimentación tradicional
- IV Plano diseño estructural cimentación con aisladores

ANEXO CONTIENE

- I Estudio geológico y geotécnico
- II Catálogo aisladores con centro de plomo
- III Catálogo aisladores sin centro de plomo
- IV Catálogo de aisladores de péndulo
- V Catálogo deck
- VI Catálogo DIPAC
- VII Catálogo aisladores technological thinking
- VIII APUS presupuestos y cronogramas

Lista de tablas

Tabla 1. Análisis de cargas por piso.....	18
Tabla 2. Análisis de carga por pisos incluido el peso del deck.....	19
Tabla 3 Tabla de pesos.....	29
Tabla 4. Tabla de resumen de cargas	30
Tabla 5. Cálculos.....	32
Tabla 6. Cargas que se ingresan al software	45
Tabla 7. Combinaciones de carga	47
Tabla 8. Datos para cortante basal y periodo de diseño.....	50
Tabla 9. Datos para el espectro en ETABS	52
Tabla 10. Coeficiente cortante basal	66
Tabla 11. Peso propio de los elementos de la estructura.....	67
Tabla 12. Datos de cargas de servicio y sobrecargas.	70
Tabla 13. Distribución de pesos por pisos	71
Tabla 14. Distribución de fuerzas sísmica	72
Tabla 15. Distribución de fuerzas sísmicas.....	73
Tabla 16. Fuerzas de ETABS.....	75
Tabla 17. Control de derivas en el eje x.....	78
Tabla 18. Control de derivas de piso eje y	78
Tabla 19. Datos para comprobación de compacidad de la columna.	81
Tabla 20. Datos diseño sísmico.....	82
Tabla 21. Datos de sección VM1	84
Tabla 22. Tabla de cargas para la cimentación en SAFE.....	93
Tabla 23. Comparación entre las normas NEC y NCh	106
Tabla 24. Porcentaje basal.....	115
Tabla 25. Comparación de los modos de vibración	116
Tabla 26. Comparación de los desplazamientos	117

Lista de figuras

Figura 1. Ubicación del Proyecto.....	1
Figura 2. Fachada Frontal	8
Figura 3. Aislador sísmico	9
Figura 4 Esquema y funcionamiento del aislador sísmico.....	10
Figura 5. Espectro general de diseño	11
Figura 6 Aislador centro de plomo.....	12
Figura 7. Aisladores de péndulo.....	13
Figura 8. Geometría del panel.....	17
Figura 9 datos del deck kubilosa.....	19
Figura 10. Momentos de vigas	20
Figura 11. Distribución de cargas VM 2.....	21
Figura 12. Distribución de cargas (VM1)	23
Figura 13. Máxima luz sin apuntalar.....	25
Figura 14. Colocación de viguetas	26
Figura 15. Valore del factor k	28
Figura 16. Área cooperante	29
Figura 17. Cuadro de esfuerzos críticos LRFD.....	31
Figura 18. Sección IPE.....	33
Figura 19. Definición de nombres de eje.	34
Figura 20. Número de ejes.	35
Figura 21. Nomenclatura en los ejes.	36
Figura 22. Separación entre ejes.	36
Figura 23. Alturas de pisos.....	37
Figura 24. Presentación final en ETABS de grilla.....	38
Figura 25. Definición del material.	39
Figura 26. Sección del perfil de acero estructural VM2	39
Figura 27. Sección del perfil de acero estructural VM1	40
Figura 28. Sección de la columna IPE	40
Figura 29. Diseño losa tipo deck.....	41
Figura 30. Secciones de vigas y columnas.....	42
Figura 31. Colocación de las secciones.....	42
Figura 32. Primer modelado de la estructura	43

Figura 33. Tipos de carga que actúan en el proyecto	44
Figura 34. Ingreso de cargas	45
Figura 35. Combinaciones de carga	46
Figura 36, Espectro general de diseño	49
Figura 37. Espectro de diseño	53
Figura 38. Diafragmas.....	54
Figura 39. Cargas de cortante basal	55
Figura 40. Datos de periodo ETABS	55
Figura 41. Efectos de sismo	56
Figura 42. Valores de espectro txt.....	58
Figura 43. Espectro generado de ETABS	58
Figura 44. Secciones de vigas VM1 y VM2	60
Figura 45. Sección de columnas.....	61
Figura 46. Perfil transversal de las diagonales.....	62
Figura 47. Secciones en el modelo ETABS	62
Figura 48. Modelo en 3D	63
Figura 49. Tabla del periodo de vibración	63
Figura 50. Efectos por sismo.....	64
Figura 51. Tablas de pesos	67
Figura 52. Valores de K	73
Figura 53. Menú de tablas en ETABS	74
Figura 54. Fuerzas sísmicas	74
Figura 55. Fuerza de corte en la base método dinámico.....	76
Figura 56. Límites de derivas de piso	77
Figura 57. Ecuación para las derivas de piso	77
Figura 58. Verificación especial de sismo	79
Figura 59. Resultados de columnas.....	80
Figura 60. Secciones compactas de columnas	81
Figura 61. Resultados de vigas.....	83
Figura 62. Secciones compactas de vigas	84
Figura 63. Verificación de trabajo de las columnas y las vigas	86
Figura 64. Resultados de ETABS menor a 1	86
Figura 65. Modelo final con viguetas	87
Figura 66. Resultados finales de la modelación.....	88

Figura 67. Resultados de fuerzas	89
Figura 68. Datos para el programa CYPE.....	90
Figura 69. Unión a la base.....	90
Figura 70. Elementos del eje E2	91
Figura 71. Datos de la viga IPE180	92
Figura 72. Introducción de datos en CYPE.....	93
Figura 73. Ubicación de las cargas	97
Figura 74. Cargas para diseñar la cimentación.	97
Figura 75. Esfuerzo máximo y mínimos	98
Figura 76. Verificación del punzonamiento en las zapatas.....	99
Figura 77. Dimisiones de las zapatas de cimentación.....	100
Figura 78. Modelo 3D de la cimentación.....	101
Figura 79. Asentamiento de las cimentaciones	101
Figura 80. Acero de refuerzo	102
Figura 81. Acero de refuerzo en pedestales	103
Figura 82. Zona sísmica chilena.....	104
Figura 83. Tipo de suelos Chile	105
Figura 84. Tipos de suelo Ecuador.....	106
Figura 85. Factor Z.....	107
Figura 86. Factor de amplificación sísmica	107
Figura 87. Factor de amortiguamiento	108
Figura 88. Desplazamiento de diseño	108
Figura 89. Ingreso de datos de aisladores sísmicos al ETABS	113
Figura 90. Valor de amortiguamiento	113
Figura 91. Valores ingresados en ETABS	114
Figura 92. Resultados del periodo de vibración con aisladores sísmicos.	114
Figura 93. Fuerzas de ETABS	116
Figura 94. Comparación de desplazamiento	117

Resumen

Este proyecto, es el análisis estructural de seis casas de un conjunto residencial, que arquitectónicamente se han desarrollado en dos o tres plantas y su construcción está propuesta en acero estructural con un sistema de cimentación tradicional o cimentación con aisladores sísmicos, únicamente se realizará el análisis de las edificaciones del bloque A correspondientes a las casas uno, dos y tres.

En base al análisis de: las derivas elásticas, costos por metro cuadrado de construcción, cumplimiento de especificaciones técnicas, cronogramas de ejecución, plan de operación y mantenimiento de los aisladores sísmicos, se determinará la mejor opción. De forma adicional se elaborará la memoria técnica para la presentación y aprobación de los permisos de construcción en la Entidad Colaboradora del Colegio de Arquitectos del Ecuador, cumpliendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE 2014.

Abstract

This project is the structural analysis of six houses of a residential complex, which have been architecturally developed in two or three floors and their construction is proposed in structural steel with a traditional foundation system or foundation with seismic insulators, only the analysis of the buildings of block A corresponding to houses one, two and three. Based on the analysis of: elastic drifts, costs per square meter of construction, compliance with technical specifications, execution schedules, plan of operation and maintenance of seismic isolators, the best option will be determined. In addition, a technical report will be prepared for the presentation and approval of construction permits in the Collaborating Entity of the Ecuadorian Architects Association, in compliance with the Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE 2014.

Capítulo 2

DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA.

Descripción de la situación actual del área de intervención del proyecto.

2.1 Aspecto geopolítico.

La ley para evitar la especulación de la tierra, conocido como ley de plusvalía, que llegó con carácter de económico urgente, se aprobó en la Asamblea Nacional, el 27 de diciembre del 2016. La ley generó fuertes críticas en el sector de la construcción, que argumentó que frenará los proyectos de construcción privadas, y, así ha sucedido en el Sector Inmobiliario de nuestro país.

Como pronóstico del Banco Central la construcción para el año 2017, decrecerá un 10%, sin embargo, el actual gobierno ha definido a la ley como un instrumento para evitar las ganancias ilegítimas, lo que aumentará la dificultad de satisfacer la demanda de vivienda en nuestro país.

2.2 Población.

De las estadísticas del INEC, se desprende que en Quito el 46.9% de la población cuenta con vivienda propia, de estos, el 40 % de las viviendas fueron registradas en los diferentes municipios de los respectivos Gobiernos Seccionales cumpliendo las ordenanzas previas a su construcción, y el 99,9% de las viviendas fueron construidas con el diseño de cimentación tradicional, es decir, plintos aislados, vigas o vigas de cimentación, losas de cimentación y otros.

Un caso único, se presenta en el cantón Rumiñahui vecino al cantón Quito dentro de la provincia de Pichincha, y es, la construcción de un edificio de seis plantas, con

cimentación de aisladores sísmicos, que la está desarrollando la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE y que está destinado para laboratorios y aulas de post grados.

2.3 Educación.

El sector en donde se desarrollará el proyecto según las ordenanzas del ilustre Municipio de Quito, está dedicado para el desarrollo urbano. En su área de influencia y alrededor de 1 km aproximadamente, existen varias unidades educativas fiscales, como son:

- Humberto Vaca.
- Fe y alegría.
- Unidad Educativa Juan Tobar.
- Centro infantil obrero.
- Colegio UNE.

Así también, a una distancia de no más de 10 km, se encuentran otras unidades educativas y colegios tradicionales como son:

- Colegio Juan Pio Montufar.
- Universidad Central del Ecuador.
- Pontificia Universidad Católica del Ecuador
- Universidad Politécnica Salesiana campus Girón
- Universidad Politécnica Nacional.

2.4 Salud y seguridad.

Dentro del perímetro de influencia del proyecto se encuentran varios centros de salud, como son:

- Centro de salud número 4 Chimbacalle.
- Sub-centros de salud básica Obrero Independiente y San Isidro de Puengasí.
- Dispensario médico del IESS.

Con respecto a la seguridad está el Puesto de Ayuda Inmediata del Obrero Independiente y también el de San Isidro de Puengasí.

2.5 Vivienda y servicios básicos.

El proyecto se encuentra inmerso en diversos tipos de vivienda como casas renteras, edificios de departamento, viviendas unifamiliares, conjuntos residenciales privados y terrenos o solares con futuras miras de desarrollo.

Las viviendas en este sector, son en su mayoría de hormigón armado de dos y tres plantas y muy pocas con estructura metálica. En un diálogo con los moradores el 80% de las viviendas no han sido edificadas con los respectivos planos arquitectónicos ni estructurales, en consecuencia, tampoco cuentan con los respectivos permisos de construcción.

Este sector cuenta con los servicios básicos de: alcantarillado, agua potable, energía eléctrica, teléfono convencional e internet.

2.6 Viabilidad y acceso.

La vía principal de acceso es adoquinada, al momento hay una línea de transporte urbano (Cóndor Mirador) cuya ruta inicia en la Escuela Sucre en el Centro Histórico y llega hasta el barrio San Isidro de Puengasí a dos cuadras del proyecto. Existen también, varias líneas de transporte cercanas al proyecto, incluso varias Cooperativas de transporte interprovincial prestan su servicio a lo largo de Av. Simón Bolívar, que es colindante con el proyecto.

2.7 Aspecto socioeconómico.

Una de los aspectos sociales importantes, es el desarrollo del proyecto “60 y Piquito” perteneciente al Ilustre Municipio de Quito, el que está destinado para el bienestar de los adultos mayores, también existe un espacio para la recreación de los niños y jóvenes con una cancha tipo estadio (100X50) m². de tierra.

2.8 Uso de suelo.

El IRM, (informe de regulación metropolitana), del proyecto, sectoriza a esta zona como “zona residencial”, con las siguientes especificaciones:

- Retiro posterior 3.0 m.
- Retiro frontal 5.0 m.
- Altura máxima de construcción 9.0 m.

Capítulo 3

OBJETIVOS.

3.1 Objetivo general.

- Determinar el modelo de cimentación más eficiente para la construcción del proyecto “Conjunto Residencial KALOTA”, bajo el amparo de las normas NEC-SE, ACI 318, AISC.

3.2 Objetivos específicos.

- Construir dos modelos estructurales que consideren: cimentaciones de plintos aislados y la otra que incluya aisladores sísmicos.
- Resolver los modelos estructurales propuestos, con el uso del programa ETABS.
- Determinar los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los diferentes elementos estructurales de los modelos propuestos y diseñarlos cumpliendo las normas NEC, ACI y AISC.
- Implementar precios unitarios con el uso del programa APU y los respectivos presupuestos y cronogramas de construcción.
- Comparar las deformaciones elásticas, costos y tiempos de ejecución para seleccionar el modelo óptimo para el proyecto KALOTA.

Capítulo 4

ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES.

4.1 Estudio Topográfico.

En los planos del estudio topográfico se observa un terreno rectangular cuyas dimensiones son: 23.13m de frente y 28,5m de profundidad, dando un área total de 659.205m². El perfil longitudinal presenta un desnivel de 1.5m desde la calle principal con respecto de la parte posterior del terreno lo que significa una pendiente del 3%., las cotas están comprendidas entre 2499msnm y 2497msnm. (ver PLANO I).

4.2 Estudio Geológico y Geotécnico

Se realizó 4 ensayos de penetración estándar (SPT) en toda el área del proyecto, el sondeo S2 y S3 corresponden a la edificación de tres pisos que será analizado en este proyecto de tesis, tomando los resultados de los cuadros, “análisis de la capacidad de carga por asentamiento en función del número de golpes:

- Coeficiente de balasto $K_{30} = 3.6 \text{ kg/cm}^3$
- Coeficiente de Meyerhof $K_d = 1.19$
- Profundidad de cimentación de 1,50m
- Capacidad portante neta entre el sondeo S2 y S3 de 15.95 T/m²
- Asentamiento de 2,54 cm
- Tipo de suelo D

ANEXO ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO. (ANEXO I)

Capítulo 5

SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA.

5.1 Aisladores sísmicos

Es un sistema presente entre la sub-estructura y la superestructura de puentes, edificios y en algunos casos en la misma superestructura de edificios, que permite mejorar la respuesta sísmica de ellos, aumenta los periodos de respuesta y proporciona amortiguamiento reduciendo las derivas de piso (deformaciones).

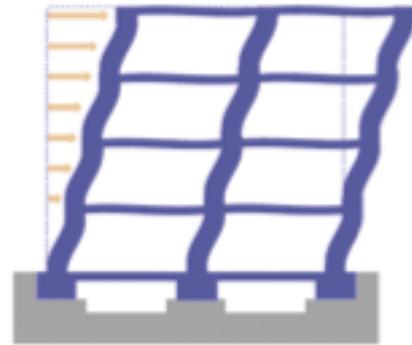
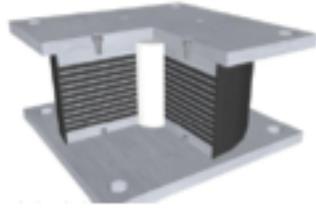


Figura 3. Aislador sísmico

Foto tomada en la ciudad de Quito proyecto edificio de laboratorios de la ESPE 2016

Elaborado por: Diego López.

Aislador Sísmico



Estructura Sin Protección Sísmica

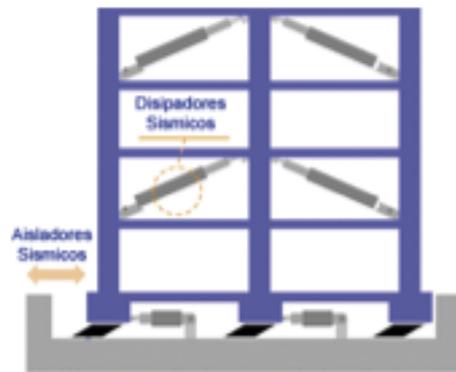


Figura 4 Esquema y funcionamiento del aislador sísmico

Fuente: (GOOGLE)

5.2. Características de los aisladores sísmicos.

- El desempeño bajo todas las cargas verticales y horizontales son más efectivas que la estructura convencional, es capaz de proteger de un efecto devastador de un impacto sísmico
- Provee a la estructura la suficiente flexibilidad para aumentar el periodo natural de la estructura con respecto al periodo del sismo evitando que se produzca resonancia
- Capacidad de retornar a su estado original la estructura sin desplazamientos residuales, esto es posible porque provee un alto nivel de disipación de energía.

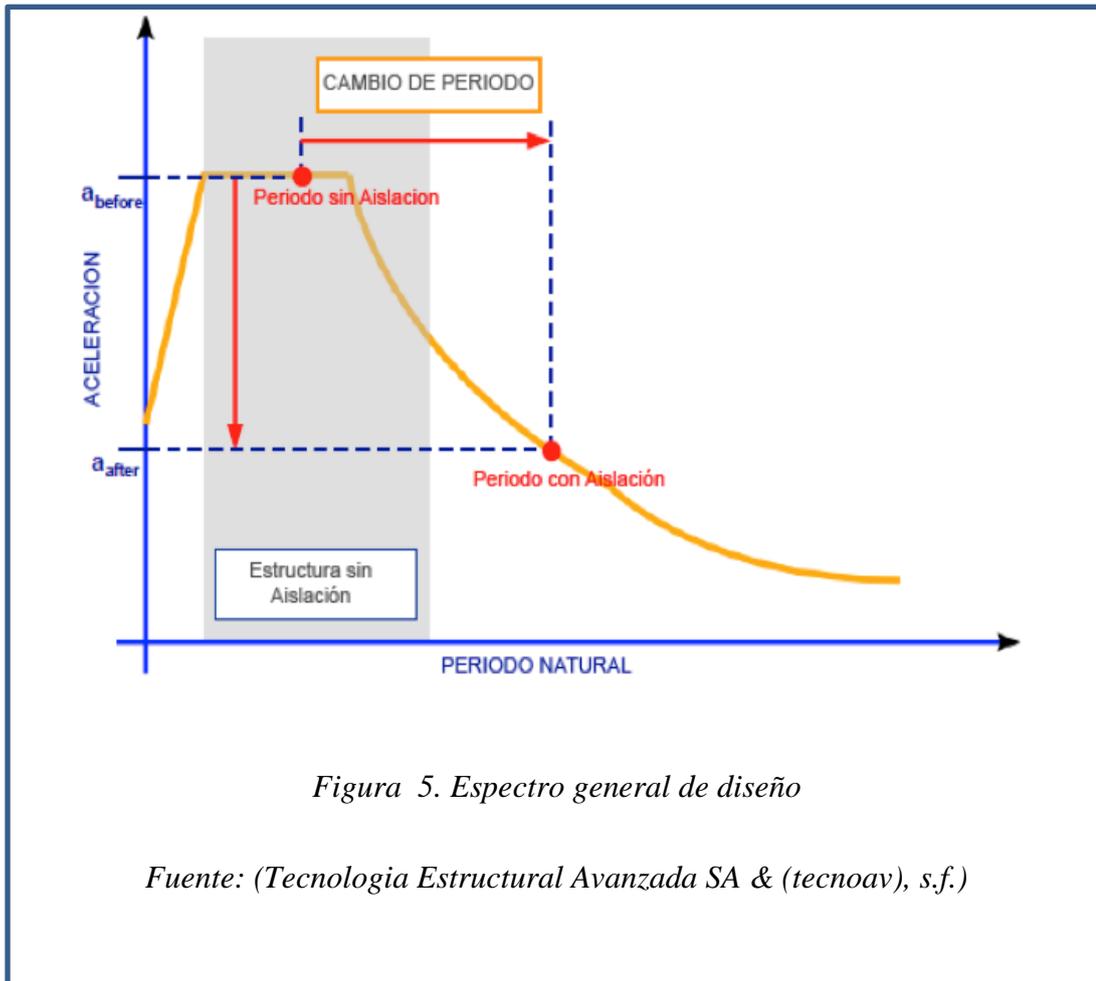


Figura 5. Espectro general de diseño

Fuente: (Tecnología Estructural Avanzada SA & (tecnoav), s.f.)

Los aisladores sísmicos actúan modificando el periodo natural de la estructura no aislada de modo de reducir la aceleración sobre la estructura aislada.

5.4 Tipos de aisladores

Aisladores con centro de plomo (LRB)



Figura 6 Aislador centro de plomo

Fuente: (Tecnología Estructural Avanzada SA & (tecnoav), s.f.)

Los aisladores con centro de plomo mantienen una rigidez inicial y una amortiguación que llega al 30%.

Están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí, estos dispositivos son fabricados a la medida de cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga. (ver ANEXO II, catálogo, aisladores con centro de plomo).

Aisladores sin núcleo de plomo (HDR)

Los aisladores sísmicos sin núcleo de plomo están compuestos de una textura especial de caucho y placas de acero que permitan otorgar una amortiguación de hasta 30%.

(ver ANEXO III y ANEXO VII, catálogo, aisladores sin centro de plomo (SÍSMICA Y TECHNOLOGICAL THINKING))

Aisladores de superficie curva



Figura 7. Aisladores de péndulo

Fuente: (Tecnología Estructural Avanzada SA & (tecnoav), s.f.)

Los aisladores de péndulo o superficie curva con RoboSlide (superficie controlada por sensores) permiten un amortiguamiento de más del 30%. Estos transmiten el esfuerzo vertical a la cimentación registrando rotaciones de una esfera contra una superficie cóncava (principio del péndulo). La superficie permite movimientos longitudinales como transversales con la posibilidad de controlar los sentidos de los movimientos mediante sus barras de control.

Elimina la torsión accidental de la estructura mejorando la respuesta de la estructura frente a un sismo (ver ANEXO IV catálogo de aisladores de péndulo)

5.4.1 Viabilidad al proyecto.

La aislación sísmica es una de las partes esenciales e importantes en la protección y seguridad sísmica, el aislador sísmico tiene como función como su nombre lo indica, de aislar las acumulaciones de energía, asegurándose de que otros elementos de la estructura no sean sobre exigidos, de no ser así, podría provocar daños severos a toda la estructura y el colapso de la misma.

5.4.2 Aplicación al proyecto.

Analizando los tipos de aisladores en base a la economía y seguridad en Ecuador, aplicamos al proyecto los aisladores DE CAUCHO SIN CENTRO DE PLOMO, estos aisladores son fabricados en Chile, con las especificaciones técnicas, datos obtenidos por el catálogo de TECHNOLOGICAL THINKING (ver ANEXO VII) y con el desarrollo de esta tesis se obtendrán datos para determinar el modelo de aislador específico en el proyecto Kalota.

Capítulo 6

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

6.1 Diseño de la estructura primera alternativa (cimentación tradicional)

6.1.1 Generalidades de la estructura.

El análisis estructural de las edificaciones del Conjunto Residencial Kalota será realizado de acuerdo con los principios del modelo lineal o teoría elástica utilizando el software ETABS NONLINEAR VERSION 9.7.4

6.1.3 Descripción del proyecto estructural.

Se ha proyectado la construcción de un conjunto residencial en la ciudad de Quito, en estructura metálica con cimentación de hormigón armado, el bloque a analizar en el presente proyecto de tesis, corresponde a las casas 1,2 3 que son de tres pisos, tomando en cuenta algunas referencias arquitectónicas explicado en el capítulo 4.3

6.1.4 Criterio generales de diseño.

La geometría general de la edificación es regular, la construcción es de tres pisos conformados por columnas y vigas encajonadas metálicas que forman un pórtico único. Los entrepisos son losas de hormigón tipo deck estructural metálico, apoyado en perfiles metálicos, que son los encargados de distribuir la carga a los pórticos y estos a las columnas de cimentación.

6.1.4.1 Materiales estructurales.

a. Hormigón.

$f'c$ (kg/cm²)	uso
140	replanteo, muros no estructurales.
210	hormigón estructural en cimentación, losas y grada.

b. Armadura de refuerzo y acero estructural.

Fy (kg/cm²)	uso
4200	cimentaciones, pedestales y cadenas.
2520	columnas vigas y viguetas.

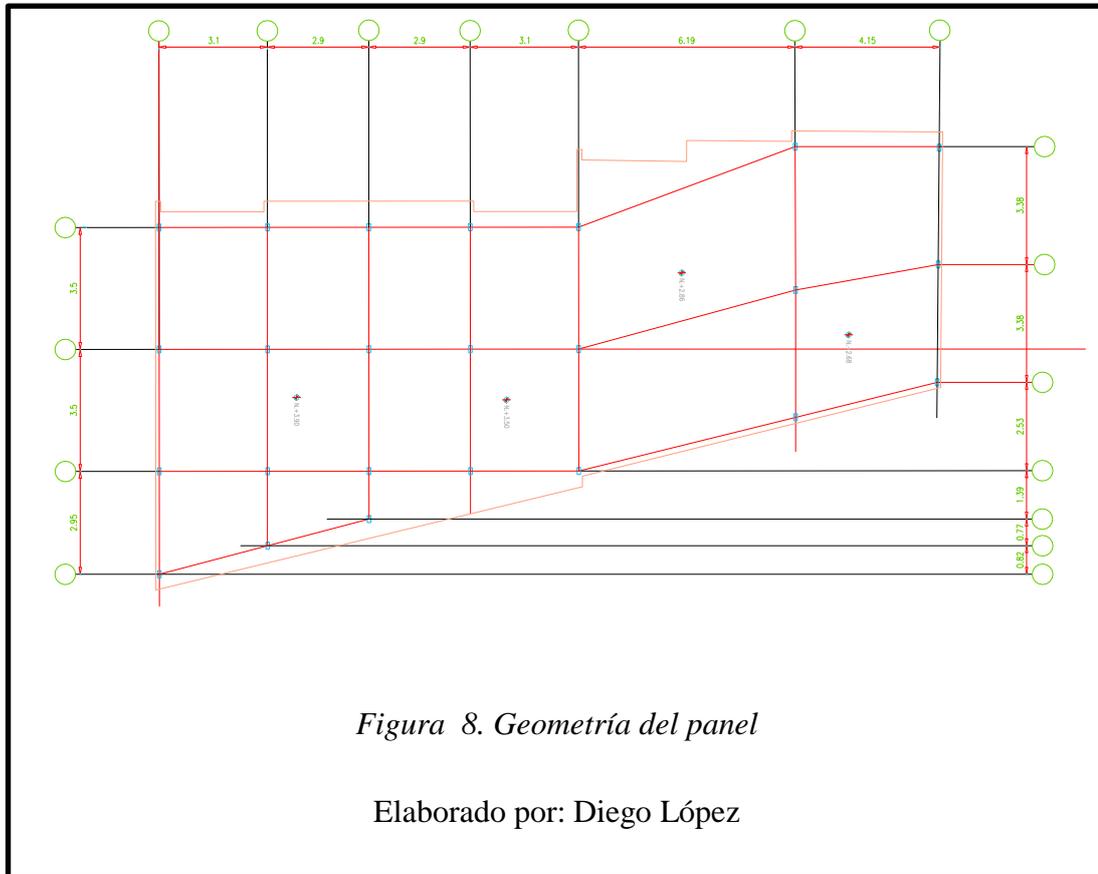
6.1.5 Métodos de diseño.

Existen varios métodos para el pre-diseño y para el diseño de los elementos estructurales.

Para el pre-diseño se utilizará el método de la norma ACI 318-08 de hormigón armado y estructuras metálicas. Para el diseño definitivo de los elementos estructurales se empleará el software ETABS para la estructura y SAFE para la cimentación.

6.1.5.1 Pre-diseño de losas.

La losa de entre pisos será de tipo deck, se basa en las especificaciones de los catálogos de kubilosa y está orientado a la dirección más larga de cada panel, por lo que, los apoyos para el deck están orientados en la dirección más corta de cada panel. (ver ANEXO V)



Para seleccionar el deck se realizará un análisis de cargas

Análisis de Cargas. - las cargas son los pesos actuantes en las estructuras definidas como carga viva y carga muerta.

Cargas vivas son aquellas que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la estructura como son los muebles, equipos, personas.

Cargas muertas. - son un conjunto de acciones que se producen debido al peso propio de cada material estructurales y no estructurales.

Las cargas estructurales están dadas por las vigas, columnas, losas.

Las cargas no estructurales están dadas por las cargas sobreimpuestas como son mamposterías, acabados de construcción.

Estas consideraciones están dadas en la Norma Ecuatoriana de la construcción, cargas no sísmicas, tabla 8 y 9 del capítulo 4.2 cargas y sobrecargas

CARGA VIVA

Vivienda	200	kg/m ²
Gradas	480	kg/m ²
Terraza	100	kg/m ²
Planta baja	200	kg/m ²

OTROS PESOS (sobreimpuestos)

Mampostería	0.2	T/m ²
Alisado	0.025	T/m ²
Pisos baldosa	0.035	T/m ²
Cielo raso	0.015	T/m ²
Sobreim. total	0.075	T/m²

Tabla 1. Análisis de cargas por piso

NIVEL	PESO	PAREDES	CM	CV	W
	T/m ²				
3	0.075	0.1	0.18	0.10	0.28
2	0.075	0.2	0.28	0.20	0.48
1	0.075	0.2	0.28	0.20	0.48

Elaborado por: Diego López.

Donde:

CM= carga muerta

CV= carga viva

W= peso total

CARGA VIVA SOBREPUESTA (Kg/m ²)											
ESPESOR KUBILOSA	*ESPESOR LOSA	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
(mm)	(cm)	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
0.65	5	1940	1487	1164	924	742	600	488	397	323	261
	6	2252	1734	1364	1089	881	719	590	486	401	331
	7	2252	1981	1564	1255	1020	837	692	575	479	400
	8	2252	2228	1764	1420	1159	955	794	664	557	469
	10	2252	2252	2164	1751	1437	1192	998	842	714	608
	12	2252	2252	2252	2081	1714	1428	1202	1020	870	746
0.70	5	2252	1612	1265	1008	812	660	530	442	362	296
	6	2252	1879	1481	1186	962	788	650	538	447	371
	7	2252	2145	1687	1365	1112	916	760	634	531	446
	8	2252	2252	1912	1543	1262	1043	870	730	615	521
	10	2252	2252	2252	199	1562	1299	1090	922	784	670
	12	2252	2252	2252	2252	1862	1555	1311	1114	953	819
0.76	5	2252	1760	1384	1107	895	731	601	495	409	338
	6	2252	2050	1619	1301	1059	870	720	600	501	419
	7	2252	2252	1854	1496	1222	1009	840	704	593	500
	8	2252	2252	2089	1689	1385	1148	960	809	685	582
	10	2252	2252	2252	2078	1711	1426	1200	1016	868	744
	12	2252	2252	2252	2252	2036	1704	1440	1226	1052	907

* Medición del hormigón desde la parte superior de la cresta

Figura 9 datos del deck kubilosa

Fuente: (kubilosa)

Con estas cargas se toma el deck metálico del grafico 9, este será de 0.65mm con espesor de losa de 5cm separación entre apoyos de 1.6m

CARGA MUERTA DECK

e 0.05 m

deck 6.37 kg/m²

hormigón 0.0695 m³/m²

peso 0.17317 T/m²

Tabla 2. Análisis de carga por pisos incluido el peso del deck

NIVEL	PESO	PAREDES	CM	CV	W
	T/m ²				
3	0.24817	0.1	0.35	0.10	0.45
2	0.24817	0.2	0.45	0.20	0.65
1	0.24817	0.2	0.45	0.20	0.65

Elaborado por: Diego López.

Donde:

e= espesor del hormigón sobre el deck

CM= carga muerta

CV= carga viva

W= peso total

6.1.5.2 Pre-diseño de vigas.

El pre-diseño de las vigas la condición de apoyo está dada como doblemente

Apoyadas

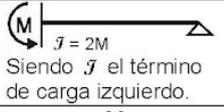
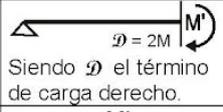
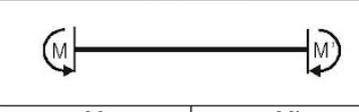
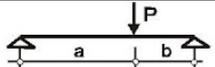
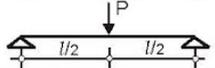
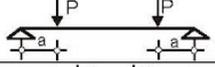
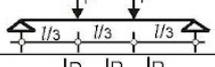
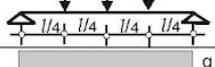
CARGAS	EMPOTRAMIENTO EN UN APOYO		EMPOTRAMIENTO EN AMBOS APOYOS	
	 $\bar{J} = 2M$ Siendo \bar{J} el término de carga izquierdo.	 $\bar{D} = 2M'$ Siendo \bar{D} el término de carga derecho.		
	M	M'	M	M'
	$\frac{Pab}{2l^2} (l + b)$	$\frac{Pab}{2l^2} (l + a)$	$\frac{Pab}{l^2} b$	$\frac{Pab}{l^2} a$
	$\frac{3}{16} Pl$	$\frac{3}{16} Pl$	$\frac{1}{8} Pl$	$\frac{1}{8} Pl$
	$\frac{3}{2} Pa (1 - \frac{a}{l})$	$\frac{3}{2} Pa (1 - \frac{a}{l})$	$Pa (1 - \frac{a}{l})$	$Pa (1 - \frac{a}{l})$
	$\frac{1}{3} Pl$	$\frac{1}{3} Pl$	$\frac{2}{9} Pl$	$\frac{2}{9} Pl$
	$\frac{15}{32} Pl$	$\frac{15}{32} Pl$	$\frac{5}{16} Pl$	$\frac{5}{16} Pl$
	$\frac{1}{8} ql^2$	$\frac{1}{8} ql^2$	$\frac{1}{12} ql^2$	$\frac{1}{12} ql^2$

Figura 10. Momentos de vigas

Fuente: (ACI, 318)

- Pre-diseño de vigas de acero estructural (VM2)

Se distribuye la carga de la losa a las vigas como se muestra la figura

MOMENTO

$$M = \frac{ql^2}{12}$$

$$M = 7566.49 \text{ kg} - m$$

$$f \text{ sismo} = 1.30$$

$$M = 9836.44 \text{ kg} - m$$

MÓDULO SECCIONAL

$$6 = 2268 \text{ kg/cm}^2 \text{ acero estructural}$$

$$6 = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{6}$$

$$S = \frac{9836.44}{2268}$$

$$S = 433.71 \text{ cm}^3$$

Se selecciona de las tablas de DIPAC (ANEXO VI)

Con el módulo seccional de las tablas de DIPAC se observa un perfil IPE 270 cuyo módulo seccional es de 429 cm^3 , como se observa el modulo seccional de las tablas es menor que el calculado, esto debido a que es un pre-diseño se puede hacer una primera modelación con este valor en el software ETABS.

MOMENTO

$$M = \frac{ql^2}{12}$$

$$M = 1488.65 \text{ kg} - m$$

$$f \text{ sismo} = 1.30$$

$$M = 1935.24 \text{ kg} - m$$

MÓDULO SECCIONAL

$$\sigma = 2268 \text{ kg/cm}^2 \text{ acero estructural}$$

$$\sigma = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{\sigma}$$

$$S = \frac{1935.24}{2268}$$

$$S = 85.33 \text{ cm}^3$$

Se selecciona de las tablas de DIPAC (ANEXO VI)

Con el módulo seccional de las tablas de DIPAC se observa un perfil IPE 160 cuyo módulo seccional es de 109 cm³

6.1.5.2.1 Pre-diseño de viguetas.

El pre-diseño de viguetas la condición de apoyos es articulada, la sección cooperante será en sentido perpendicular a las viguetas, la colocación de las viguetas va en el sentido más corto del vano.

La separación entre viguetas está dada por fabricante del deck, según le espesor de losa y el espesor del deck como se muestra en la figura.

MAXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO				
ESPESOR KUBILOSА	*ESPESOR LOSA	1 LUZ	2 LUCES	3 LUCES
(mm)	(cm)	(m)	(m)	(m)
0.65	5	1.58	2.10	1.94
	6	1.51	2.02	1.86
	7	1.46	1.95	1.80
	8	1.40	1.89	1.74
	10	1.33	1.79	1.65
	12	1.27	1.70	1.57

Figura 13. Máxima luz sin apuntalar

Fuente: (kubilosa)

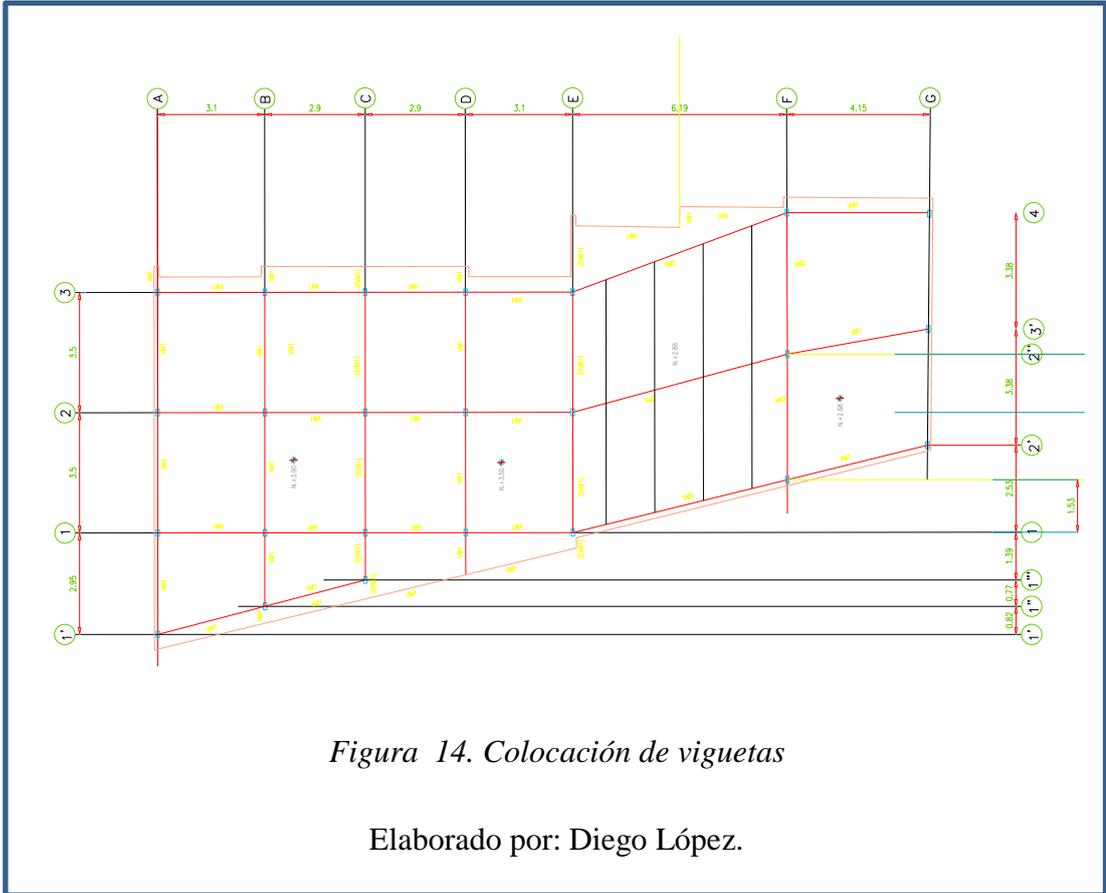


Figura 14. Colocación de viguetas

Elaborado por: Diego López.

ÁREA DE CARGA 5.25 m²

LONGITUD 3.5 m

COMBINACIÓN DE CARGA básica

1.2CM+1.6CV 0.86 T/m²

DISTRIBUCIÓN DE CARGA

$$q = 1.29 \text{ T/m}$$

MOMENTO

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

$$M = 1970.27 \text{ kg - m}$$

MÓDULO SECCIONAL

$\sigma = 2268 \text{ kg/cm}^2$ acero estructural

$$\sigma = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{\sigma}$$

$$S = \frac{1970.27}{2268}$$

$$S = 86.87 \text{ cm}^3$$

Se selecciona de las tablas de DIPAC (ANEXO VI)

Con el módulo seccional de las tablas de DIPAC se observa un perfil IPE 160 cuyo módulo seccional es de 109 cm^3

6.1.5.3 Pre-diseño de columnas

El pre-diseño de las columnas está en función de la esbeltez.

$$e = \frac{kl}{r}$$

Donde:

e = esbeltez

k = factor de longitud efectiva

l = longitud libre de columna

r = radio de giro

Tabla 5.1		Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .					
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	
							
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0	
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0	
Símbolos para las condiciones de extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Rotación y traslación impedidas  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación y traslación libres 						
<i>Figura 15. Valore del factor k</i>							
Fuente: (AISC, 318-08)							

ÁREA COOPERANTE DE LA COLUMNA

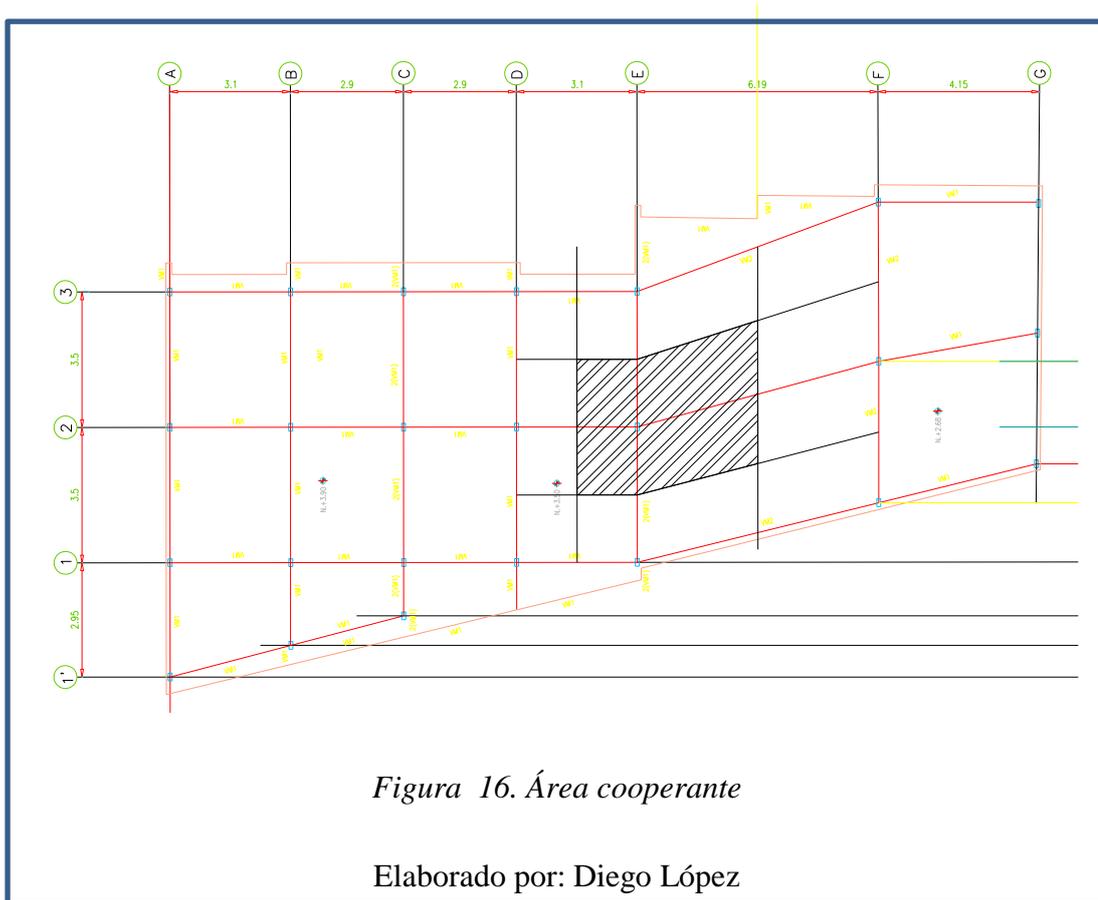


Tabla 3 Tabla de pesos.

ACERO ASTM A36		
FY	2520	Kg/cm ²
FU	4080	Kg/cm ²
γ ACERO	7.85	t/m ³
γ HORM	2.4	t/m ³
GEOMETRÍA ÁREA COOPERANTE		
L mayor	4.65	m ²
L menor	3.5	m ²
A cooperante	16.275	m ²

PESOS		
W vigas	9.18	lb/pie
w vigas	0.0137	t/m
# viguetas en el área	2	
l viguetas colaborante	8.15	m
peso	0.112	ton

Elaborado por: Diego López

Tabla 4. Tabla de resumen de cargas

CARGAS					
Wpp viga	0.0069	t/m ²	WL residencia	0.2	t/m ²
Wpp por deck	0.173	t/m ²			
wpp plancha	0.00637	t/m ²			
W acabados	0.26	t/m ²			
	CM=0.446	t/m ²		CV=0.2	t/m ²

Elaborado por: Diego López

COMBINACIÓN DE CARGA básica

1.2CM+1.6CV

0.89

T/m²

Se asume una esbeltez entre

$$40 < \frac{kl}{r} < 60$$

Esbeltez asumida = 50

$F_y = 36\text{ksi}$		
$\frac{kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi
	ASD	LRFD
41	19.7	29.7
42	19.6	29.5
43	19.6	29.4
44	19.5	29.3
45	19.4	29.1
46	19.3	29.0
47	19.2	28.9
48	19.1	28.7
49	19.0	28.5
50	18.9	28.4

Figura 17. Cuadro de esfuerzos críticos LRFD

Fuente: (AISC, 318-08)

Como se diseña con el método de última resistencia (LRFD) tenemos 28,4ksi el esfuerzo crítico (σ_{cr})

Tabla 5. Cálculos

CÁLCULOS		
Peso último	0.8900	t/m ²
Área colaborante	16.275	m ²
# pisos	3	u
Pu	43.45	ton
f may sismo	1.5	
Pu diseño	65.182	ton
Esbeltez		
Asumida	50	kL/r
σ _{cr}	28.4	ksi
σ _{cr}	2000.8652	Kg/cm ²
A req	32.58	cm ²
A req	5.05	in ²

Elaborado por: Diego López

$$A_{req} = \frac{Pu}{\sigma_{cr}} = 32.58 \text{ cm}^2$$

Donde:

Pu = peso último

σ_{cr} = esfuerzo crítico

A req = área requerida

RADIO DE GIRO

$$r = \frac{kl}{50}$$

Donde:

k = factor de longitud efectiva = 1.65 un promedio de e y c revisar figura 15

l = longitud libre de columna en cm

50 = esbeltez asumida

r = radio de giro

$$r = \frac{1.65 \times 250}{50} = 8.25 \text{ cm}$$

Por propiedades mecánicas

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I = 8.25^2 \times 32.58 = 2217.27 \text{ cm}^4$$

En las tablas de DIPAC (ANEXO VI) IPE 220 con una inercia de 2770 cm^4

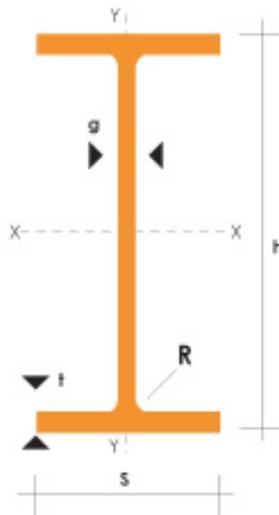


Figura 18. Sección IPE

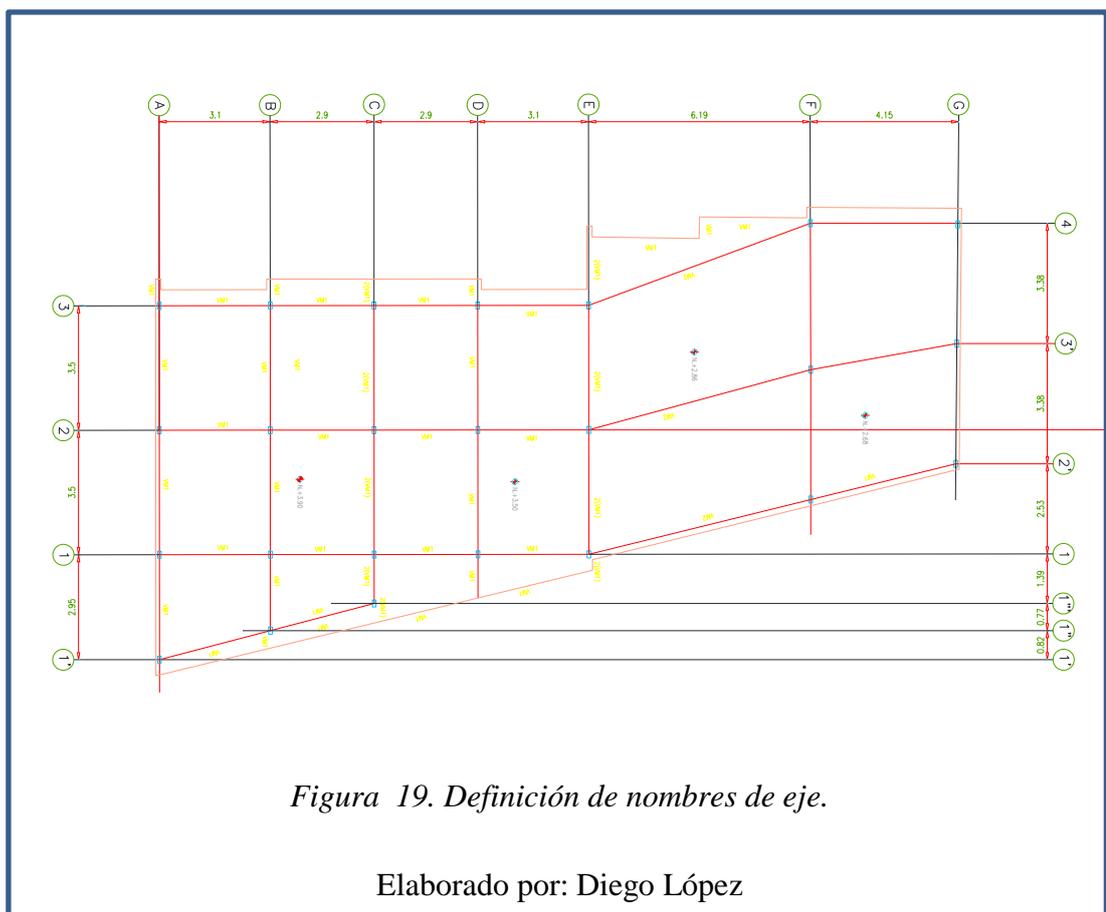
Fuente: (DIPAC MANTA)

6.1.6 Diseño en ETABS 9.7.4.

6.1.6.1 Edición de la grilla 1° modelado.

En este paso definimos los nombres de los ejes, las distancias entre ejes en ambos sentidos “x” y “y” y las alturas de los pisos del proyecto.

Los números de ejes es definitivos por los planos arquitectónicos del proyecto, en este caso se define en la figura.



Se tendrá 7 ejes el sentido “x” y 7 ejes en el sentido “y”, en la figura se indica donde ingresar estos valores.

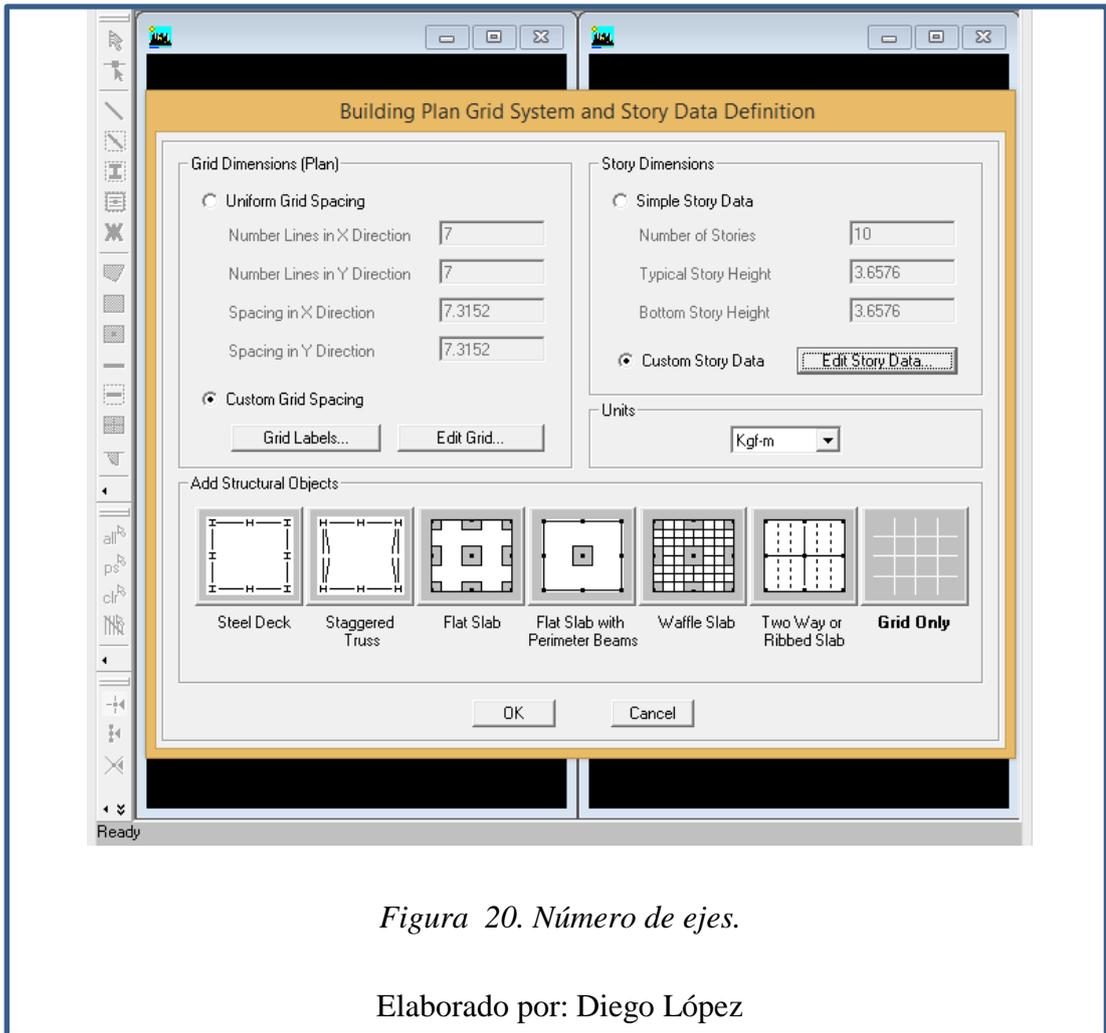
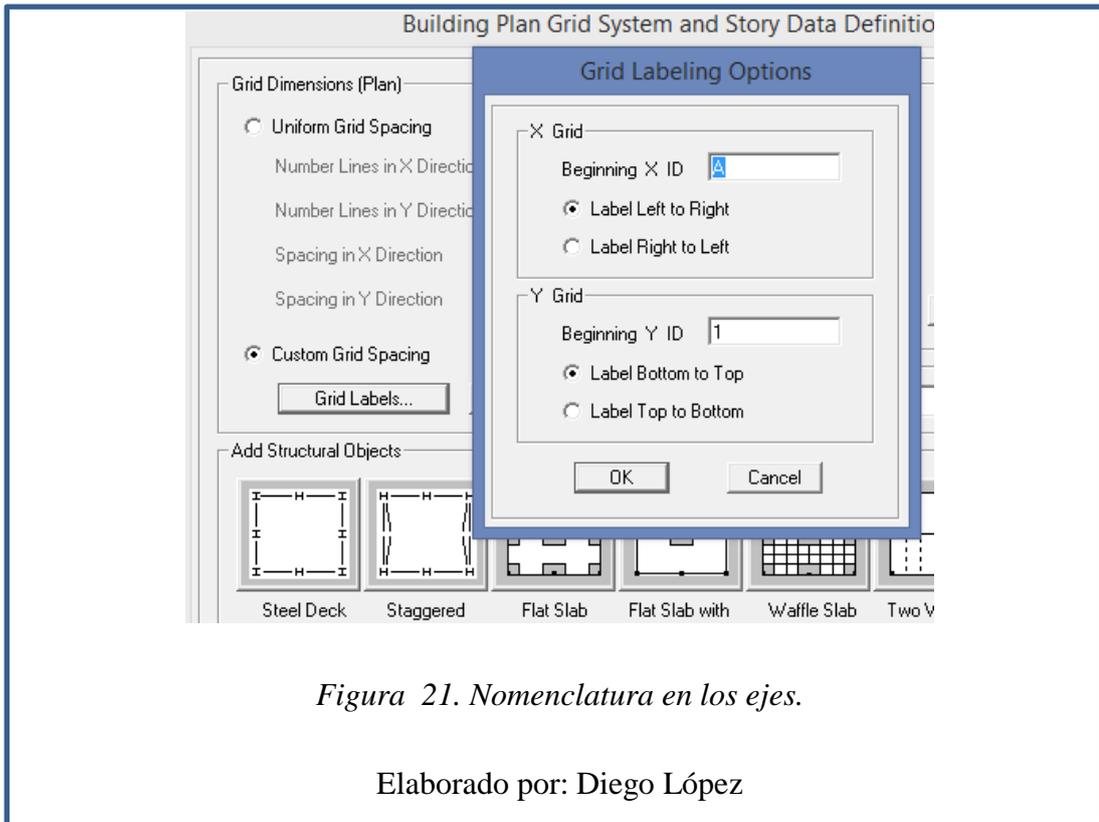


Figura 20. Número de ejes.

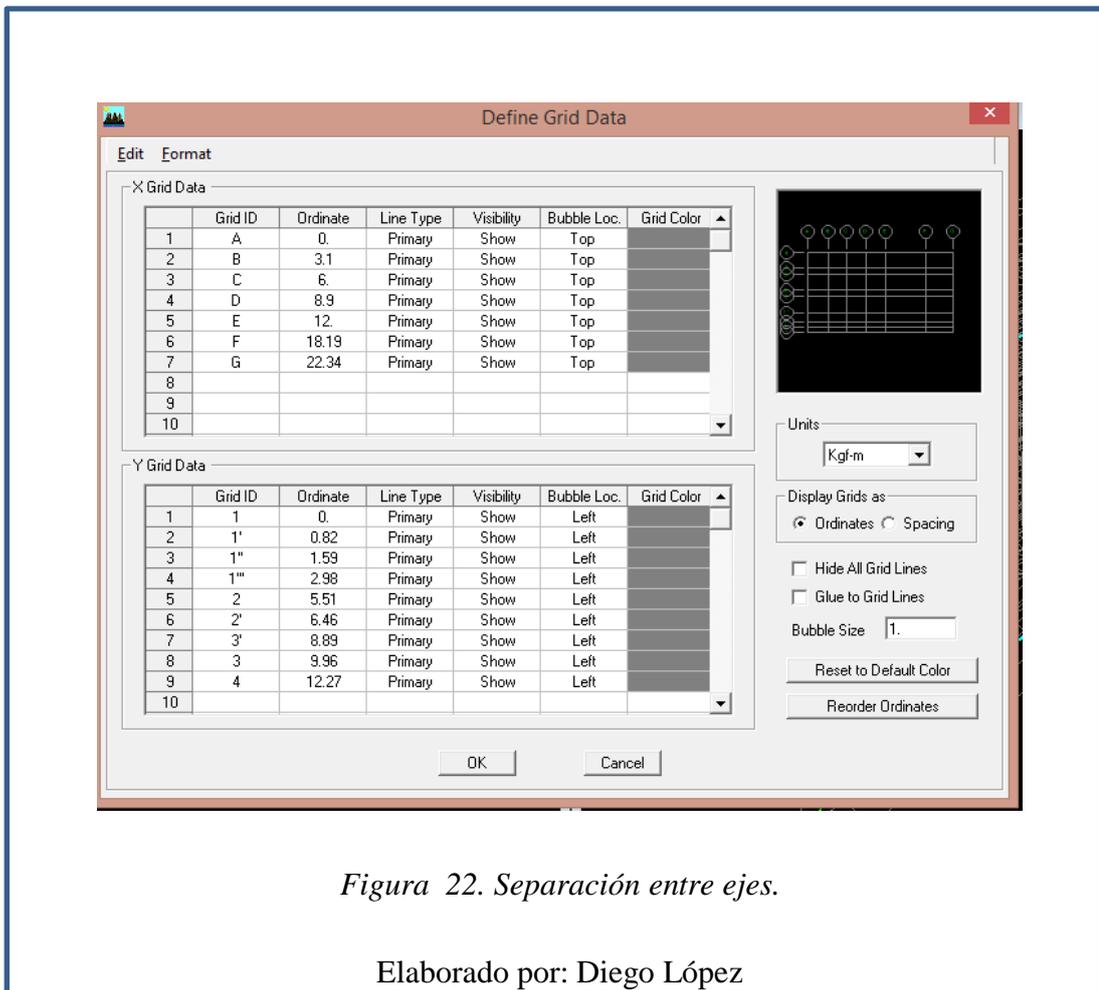
Elaborado por: Diego López

Para definir los nombres de los ejes según el sentido, es en la pestaña Grid Labels.

Se define al sentido “x” LETRA y en el sentido “y” NÚMERO como se muestra en la figura.



En Edit. Grid se define los espaciamientos de los ejes como se muestra en la figura.



Para definir las alturas de pisos. En los planos arquitectónicos se observa que hay desniveles, por lo tanto, para el software ETABS se va a cargar como varios pisos, aunque los departamentos o casas son de tres pisos para la construcción, En Edit Story Data se define las alturas de los pisos.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	0.4	9.3	Yes		No	0.
10	STORY9	0.28	8.9	No	STORY10	No	0.
9	STORY8	2.02	8.62	No	STORY10	No	0.
8	STORY7	0.4	6.6	No	STORY10	No	0.
7	STORY6	0.46	6.2	No	STORY10	No	0.
6	STORY5	1.84	5.74	No	STORY10	No	0.
5	STORY4	0.4	3.9	No	STORY10	No	0.
4	STORY3	0.64	3.5	No	STORY10	No	0.
3	STORY2	0.18	2.86	No	STORY10	No	0.
2	STORY1	2.68	2.68	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

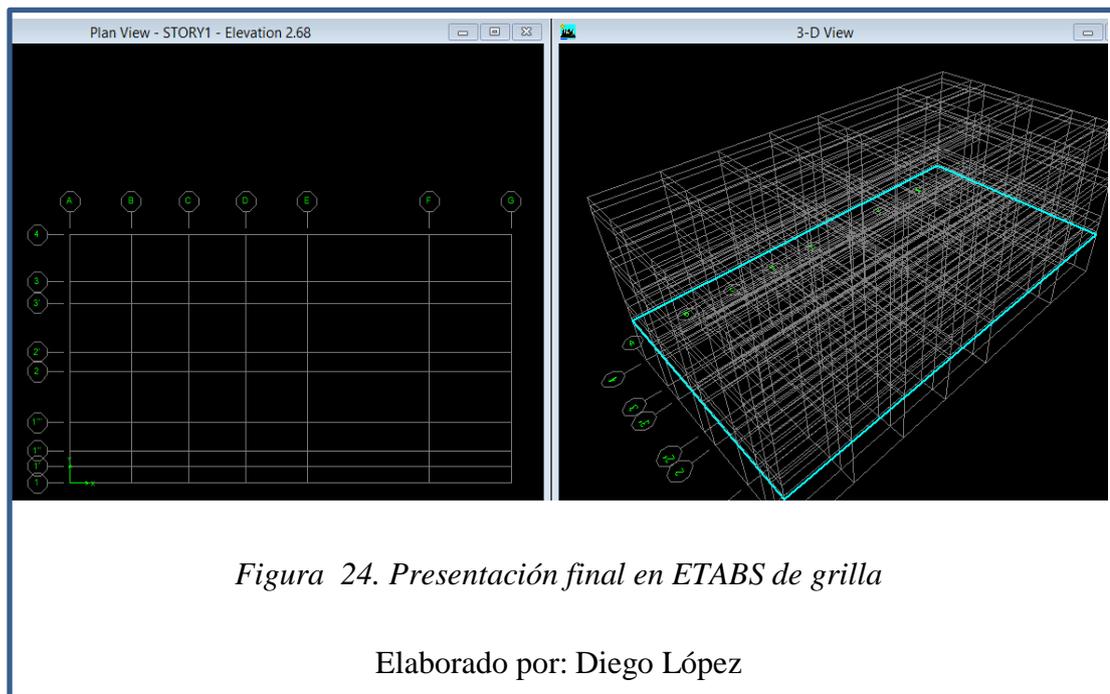
Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figura 23. Alturas de pisos

Elaborado por: Diego López.



6.1.6.2 Definición del material.

El material es de acero estructura A36 cuyas características son:

Límite de fluencia (F_y) = 2520 Kg/cm²

Límite de resistencia (F_u) = 4080 Kg/cm²

Módulo de elasticidad (E) = 2100000 Kg/cm²

Peso específico (γ) = 7850 Kg/m³

Datos de Prop. de Materiales

Nombre del	ACERO36	Color	
Tipo de Material	<input checked="" type="radio"/> Isotrópico <input type="radio"/> Ortótropico	Tipo de Diseño	Steel
Datos de Prop. para Análisis		Datos de Prop. de Diseño	
Masa/unidad Volumen	7.981E-06	Esfuerzo Mín. de Fluencia, Fy	2520.
Peso/unidad Volumen	7.850E-03	Esfuerzo Mín. de Resistencia, Fu	4086.
Módulo de Elasticidad	2100000.	Costo por Unidad de Peso	2.205E-03
Relación de Poisson	0.3		
Coficiente de Expansión	1.170E-05		
Módulo de Cortante	807692.31		

OK Cancelar

Figura 25. Definición del material.

Elaborado por: Diego López

6.1.6.3 Sección de perfiles vigas, columnas y placa colaborante (deck).

Para crear el nuevo perfil, se toma en cuenta el pre-diseño realizado en la sección 6.1.5.2 de esta tesis, se ingresan los datos como se indica en la figura de un perfil IPE-270

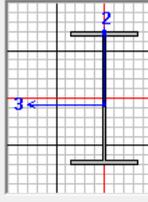
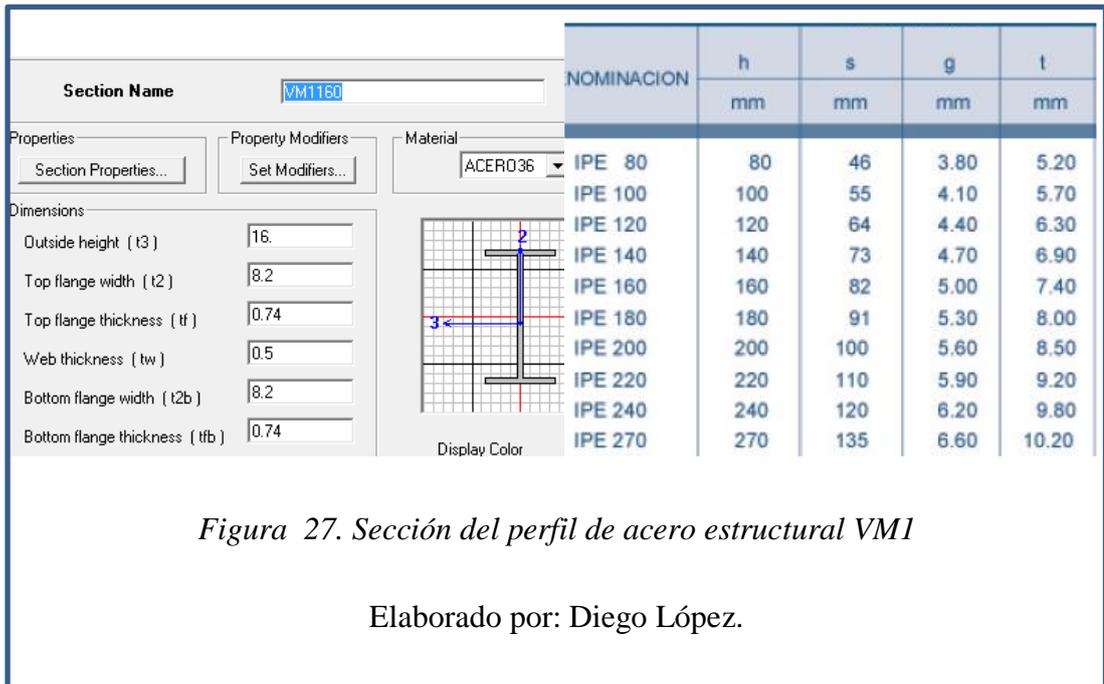
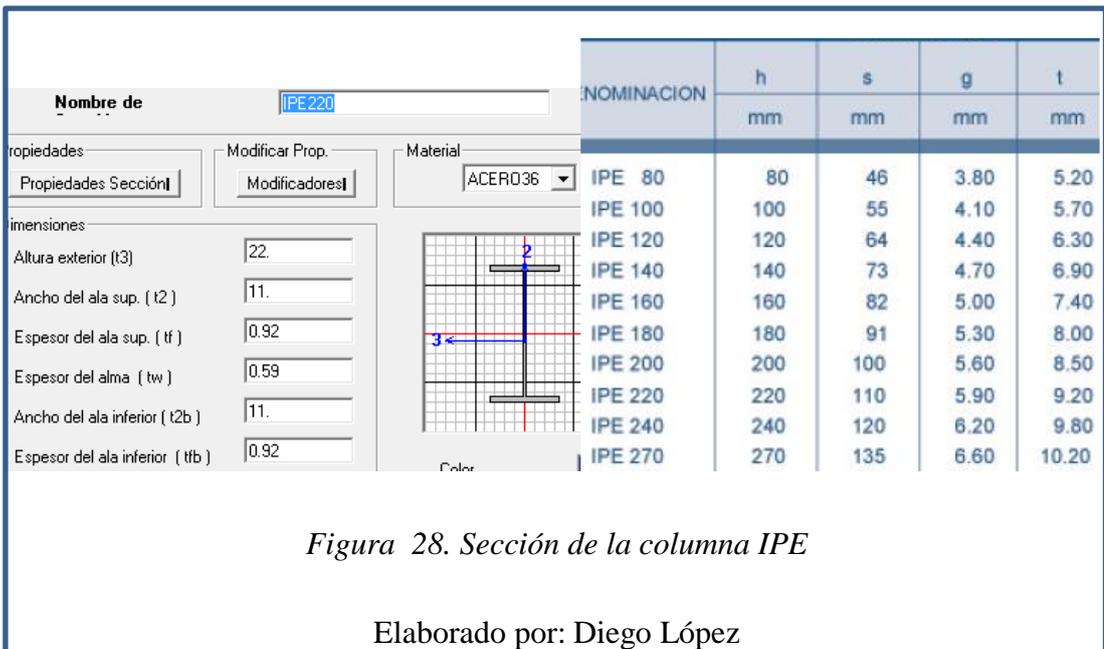
<p>Section Name VM2270</p> <p>Material: ACERO36</p> <p>Dimensions</p> <p>Outside height (t3) 27.</p> <p>Top flange width (t2) 13.5</p> <p>Top flange thickness (tf) 1.02</p> <p>Web thickness (tw) 0.66</p> <p>Bottom flange width (t2b) 13.5</p> <p>Bottom flange thickness (tfb) 1.02</p>	 <p>Display Color</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">NOMINACION</th> <th>h</th> <th>s</th> <th>g</th> <th>t</th> </tr> <tr> <th>mm</th> <th>mm</th> <th>mm</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>IPE 80</td><td>80</td><td>46</td><td>3.80</td><td>5.20</td></tr> <tr><td>IPE 100</td><td>100</td><td>55</td><td>4.10</td><td>5.70</td></tr> <tr><td>IPE 120</td><td>120</td><td>64</td><td>4.40</td><td>6.30</td></tr> <tr><td>IPE 140</td><td>140</td><td>73</td><td>4.70</td><td>6.90</td></tr> <tr><td>IPE 160</td><td>160</td><td>82</td><td>5.00</td><td>7.40</td></tr> <tr><td>IPE 180</td><td>180</td><td>91</td><td>5.30</td><td>8.00</td></tr> <tr><td>IPE 200</td><td>200</td><td>100</td><td>5.60</td><td>8.50</td></tr> <tr><td>IPE 220</td><td>220</td><td>110</td><td>5.90</td><td>9.20</td></tr> <tr><td>IPE 240</td><td>240</td><td>120</td><td>6.20</td><td>9.80</td></tr> <tr><td>IPE 270</td><td>270</td><td>135</td><td>6.60</td><td>10.20</td></tr> </tbody> </table>	NOMINACION	h	s	g	t	mm	mm	mm	mm	IPE 80	80	46	3.80	5.20	IPE 100	100	55	4.10	5.70	IPE 120	120	64	4.40	6.30	IPE 140	140	73	4.70	6.90	IPE 160	160	82	5.00	7.40	IPE 180	180	91	5.30	8.00	IPE 200	200	100	5.60	8.50	IPE 220	220	110	5.90	9.20	IPE 240	240	120	6.20	9.80	IPE 270	270	135	6.60	10.20
NOMINACION	h	s		g	t																																																								
	mm	mm	mm	mm																																																									
IPE 80	80	46	3.80	5.20																																																									
IPE 100	100	55	4.10	5.70																																																									
IPE 120	120	64	4.40	6.30																																																									
IPE 140	140	73	4.70	6.90																																																									
IPE 160	160	82	5.00	7.40																																																									
IPE 180	180	91	5.30	8.00																																																									
IPE 200	200	100	5.60	8.50																																																									
IPE 220	220	110	5.90	9.20																																																									
IPE 240	240	120	6.20	9.80																																																									
IPE 270	270	135	6.60	10.20																																																									

Figura 26. Sección del perfil de acero estructural VM2

Elaborado por: Diego López.



Perfil de columnas corresponde a un perfil IPE 220, los valores que se muestran en la Fig. 28



Nota: Tomar en cuenta las unidades con la ingresan los datos tanto para la definición de los materiales, como la creación de nuevos perfiles, las unidades están ingresadas en centímetros

Sección de losa tipo Deck

De la tabla de kubilosa de Kubiec-conduit se ingresa los datos de requeridos por el software ETABS (ANEXO V). El sistema de fijación está dado por tornillos auto perforantes

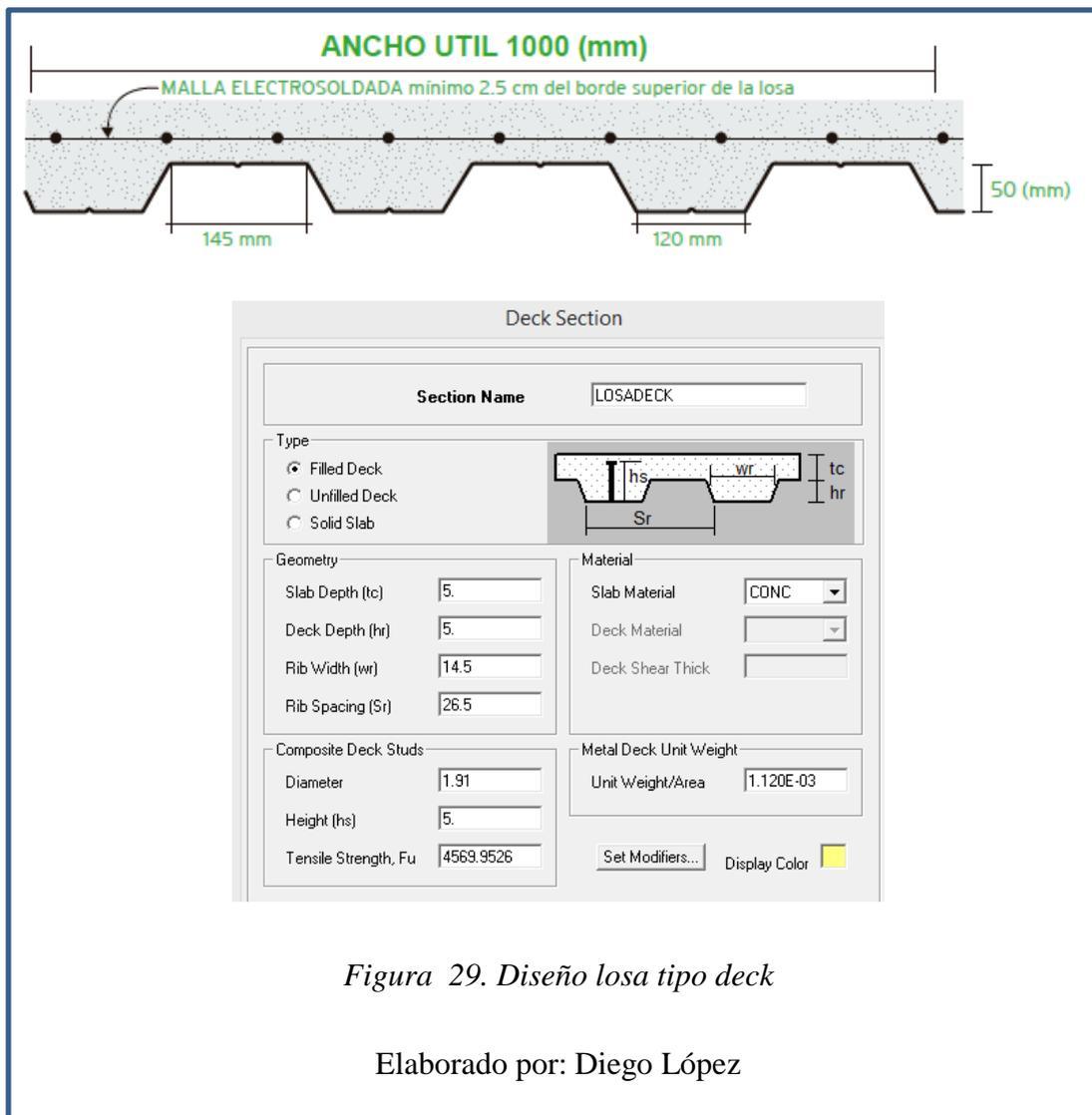
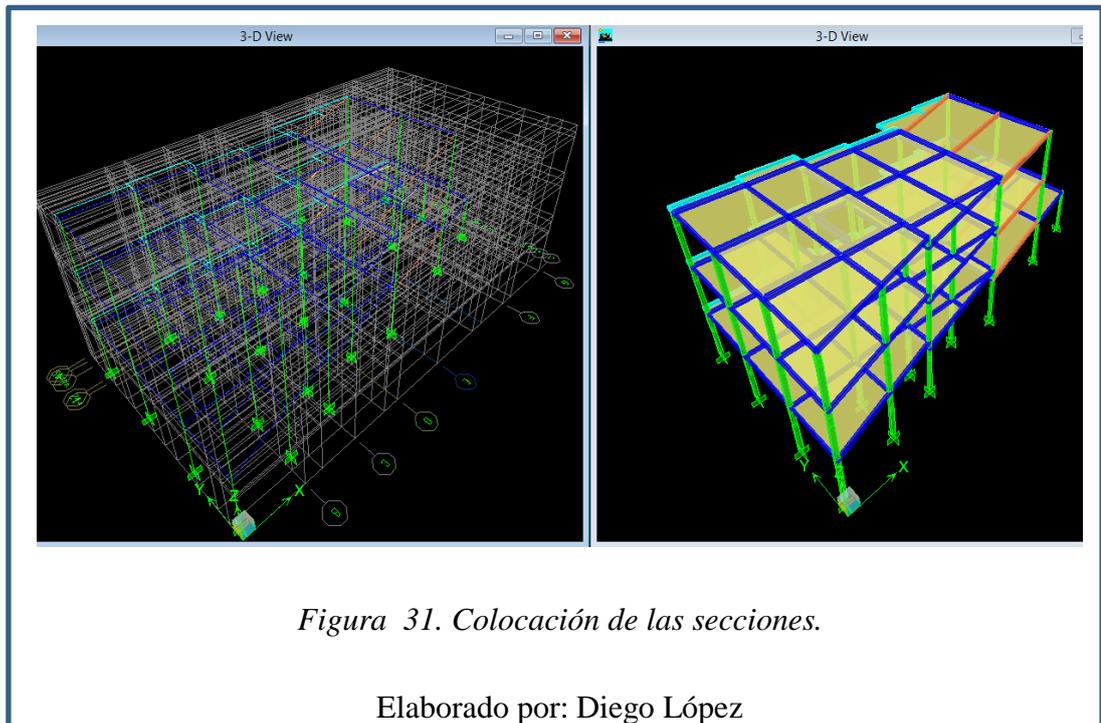
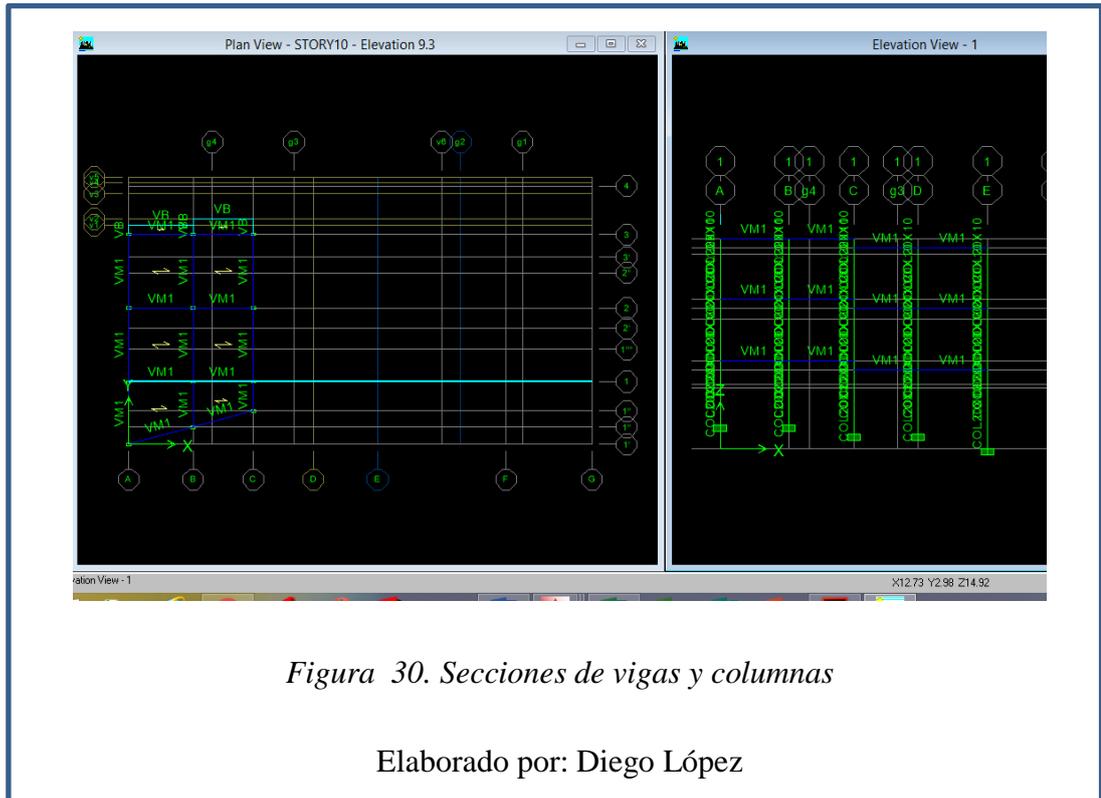
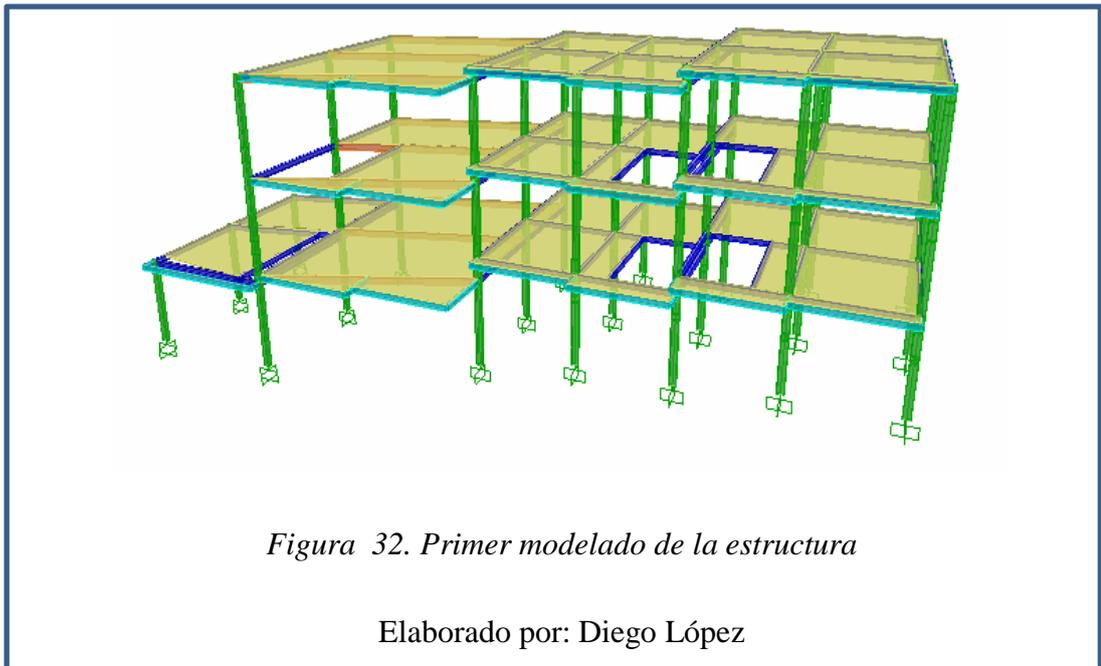


Figura 29. Diseño losa tipo deck

Elaborado por: Diego López

Se define las secciones, se colocan siguiendo de ayuda de la grilla en la ventana de trabajo





6.1.6.4 Definición de cargas.

Generalidades

- . - **Carga muerta (CM)** son las cargas que estarán a lo largo de la vida útil del proyecto como son: el peso propio, peso de mampostería, peso de acabados, o pesos especiales como, máquinas que no sean retirados de un lugar específico dentro del proyecto.
- . - **Carga Viva (CV).** Son las cargas que son móviles como, por ejemplo, las personas, muebles de salas, en conclusión, son las cargas que se pueden retirar del proyecto.
- . - **CARGA DE SISMO (S).** Los sismos pueden venir en todas las direcciones del plano 'X Y' generan una fuerza horizontal que tiene que tomar en cuenta en todos los proyectos por medio del cortante basal.

En define, Static load Case se ingresan que tipos de cargas van a actuar, en este caso Carga muera o peso propio (DEAD), Carga Viva o de servicio (LIVE), cargas sobrepuestas que también es carga muerta (pp)

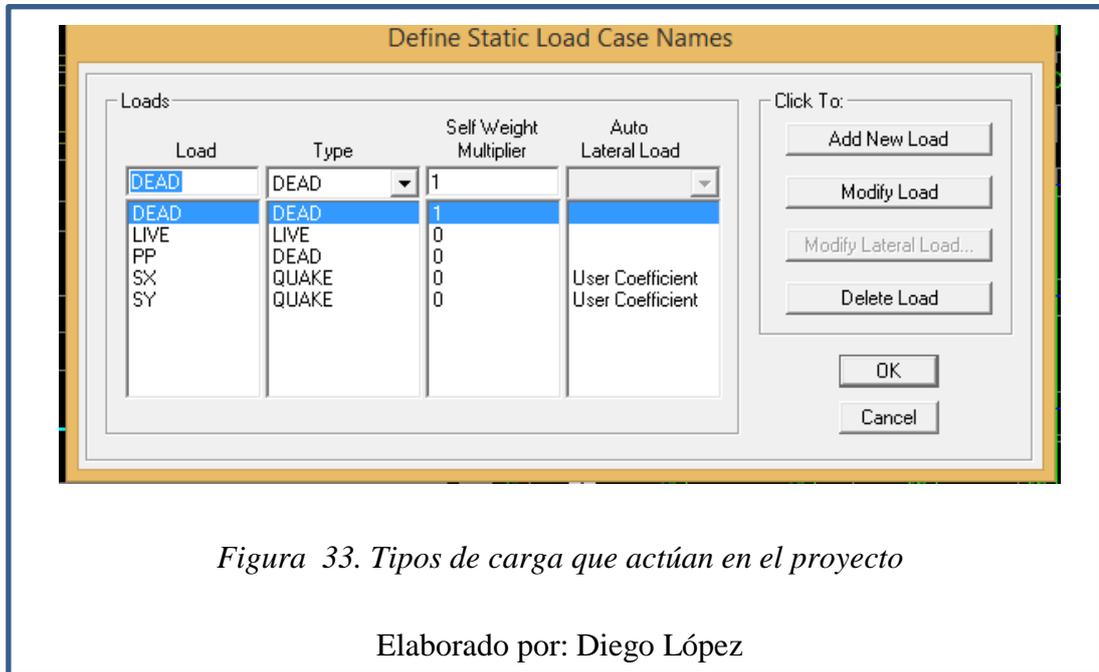


Figura 33. Tipos de carga que actúan en el proyecto

Elaborado por: Diego López

Self Weight Multiplier. - significa que tomara como carga al peso propio que el programa ya lo calcula internamente con los datos que se ingresan en el capítulo 6.2.2 de esta tesis.

6.1.6.5 Asignación de cargas.

Las cargas están definidas en el capítulo 6.1.5.2.

Se asignan las cargas en unidad de peso por una unidad de área, ejemplo (T/m²) a la losa en forma uniforme porque esta es la encargada de transmitir en forma distribuida a las vigas y las vigas reparten las cargas a las columnas.

Tabla 6. Cargas que se ingresan al software

NIVEL	CM	CV	W
	T/m2	T/m2	T/m2
3	0.16	0.10	0.26
2	0.26	0.20	0.46
1	0.26	0.20	0.46

Elaborado por: Diego López

Estos valores corresponden a las cargas de servicio y de acabados dados en la tabla 4, no se ingresa el valor de peso propio debido a que el programa los calcula internamente

Para ingresar al software se debe seleccionar cada losa, piso por piso e ingresa las cargas según correspondan a lo ya definido en la tabla 6.

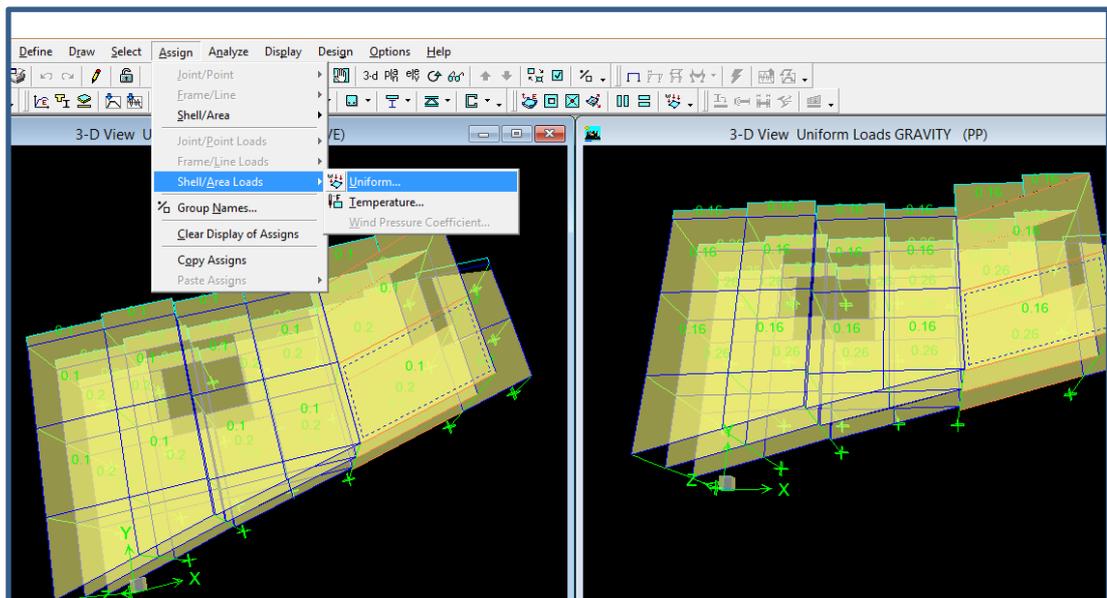
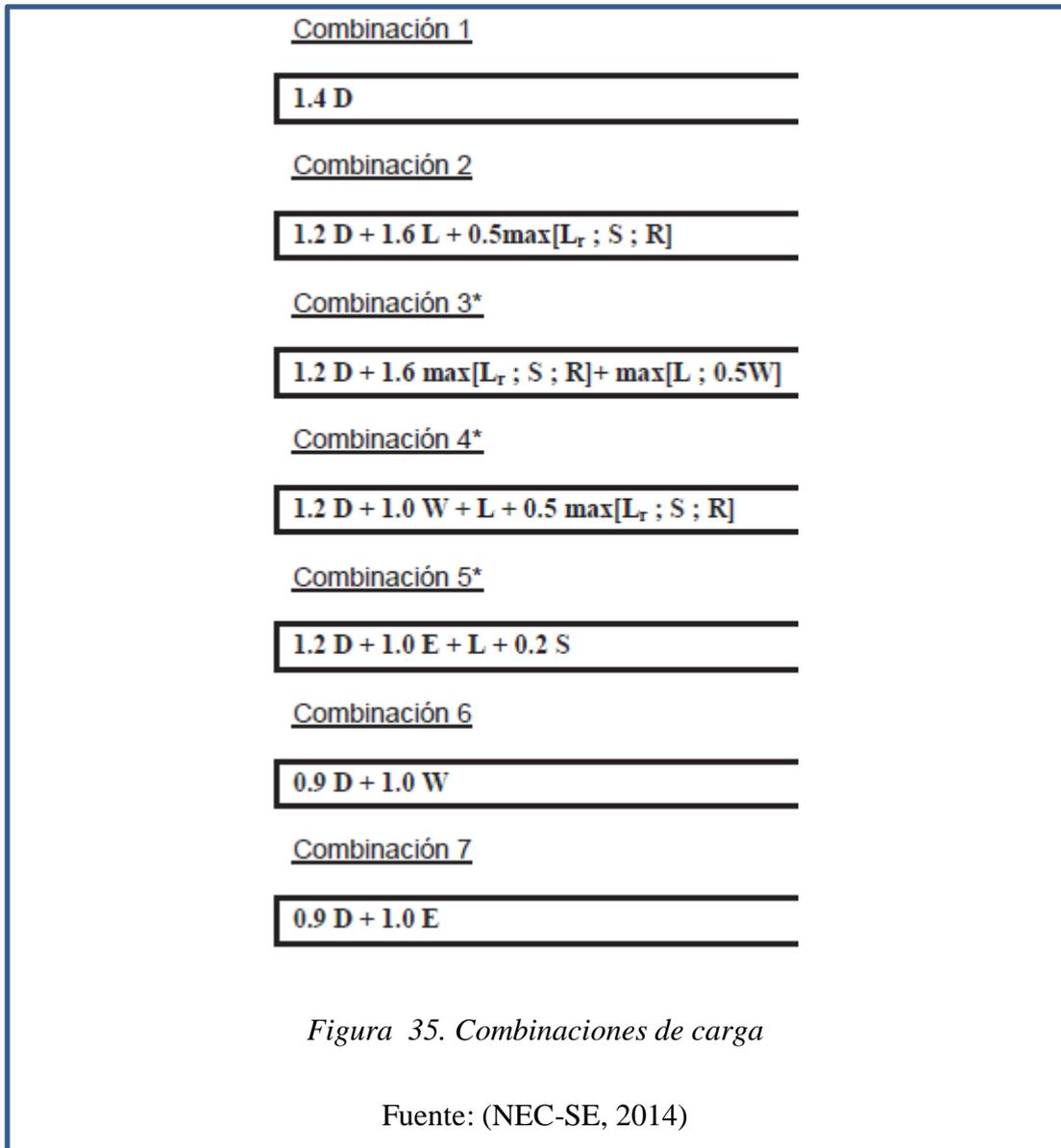


Figura 34. Ingreso de cargas

Elaborado por: Diego López

6.1.6.6 Combinaciones de cargas.

Las combinaciones de cargas están definidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el método de última resistencia.



Para ingresar al software ETABS, todas las combinaciones con sismo de signo (+) y signos (-) en total son 10 combinaciones de carga.

Tabla 7. Combinaciones de carga

Combo	Type	Case	Factor	CaseType	SortID
COMB1	ADD	DEAD	1.4	Static	1
CO1		PP	1.4	Static	2
COMB2	ADD	DEAD	1.2	Static	3
COMB2		PP	1.2	Static	4
COMB2		LIVE	1.6	Static	5
COMB3X	ADD	DEAD	1.2	Static	6
COMB3X		PP	1.2	Static	7
COMB3X		LIVE	1	Static	8
COMB3X		SX	1	Static	9
COMB3Y	ADD	DEAD	1.2	Static	10
COMB3Y		PP	1.2	Static	11
COMB3Y		LIVE	1	Static	12
COMB3Y		SY	1	Static	13
COMB3YN	ADD	DEAD	1.2	Static	14
COMB3YN		PP	1.2	Static	15
COMB3YN		LIVE	1	Static	16
COMB3YN		SY	-1	Static	17
COMB3XN	ADD	DEAD	1.2	Static	18
COMB3XN		PP	1.2	Static	19
COMB3XN		LIVE	1	Static	20
COMB3XN		SX	-1	Static	21
COMB4X	ADD	DEAD	0.9	Static	22
COMB4X		PP	0.9	Static	23
COMB4X		SX	1	Static	24

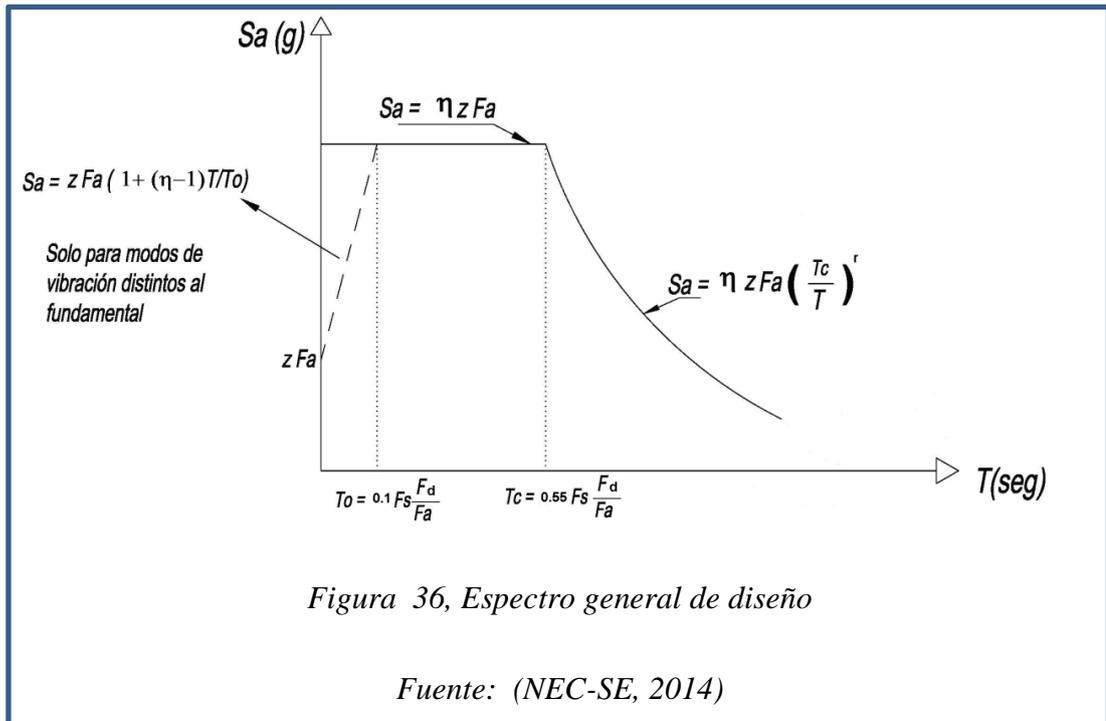
Combo	Type	Case	Factor	CaseType	SortID
COMB4XN	ADD	DEAD	0.9	Static	25
COMB4XN		PP	0.9	Static	26
COMB4XN		SX	-1	Static	27
COMB4YN	ADD	DEAD	0.9	Static	28
COMB4YN		PP	0.9	Static	29
COMB4YN		SY	-1	Static	30
COMB4Y	ADD	DEAD	0.9	Static	31
COMB4Y		PP	0.9	Static	32
COMB4Y		SY	1	Static	33

Elaborado por: Diego López

6.1.6.7 Espectro elástico de diseño y periodo de vibración 1º método.

Cabe recordar que este proyecto es diseñado por el método de ANÁLISIS LINEAL.

ESPECTRO DE DISEÑO



Donde:

- D Razón entre la aceleración espectral S_a .
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo.
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo.
- S_a Espectro de respuesta elástica de aceleración.
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T_o Periodo límite de vibración.
- T_c periodo límite de vibración.
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

Cálculo del periodo de vibración 1º método.

El periodo de vibración aproximado de la estructura será estimado por el método 1 de la norma NEC SE PELIGRO SÍSMICO (NEC-SE, 2014)

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de suelo.

h_n Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura.

T Periodo de vibración.

$$T = 0.072 \times 9.30^{0.8} = 0.429 \text{ seg}$$

En un primer modelado no se colocan los arriostramiento.

Tabla 8. Datos para cortante basal y periodo de diseño

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-SE peligro sísmico)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.00	s.u	Tabla 6, Sec.4.1 pg. 39
Factor de reducción de respuesta	R	8.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4 pg. 64
Zonificación Sísmica	V			Tabla 1, Sec.3.1.1 pg. 27
Región del Ecuador	sierra			Sec.3.3.1 pg. 34
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1 pg. 27
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u	Sec.3.3.1 pg. 34
Coeficiente C_t	Ct	0.073	s.u	Sec.6.3.3 pg. 62

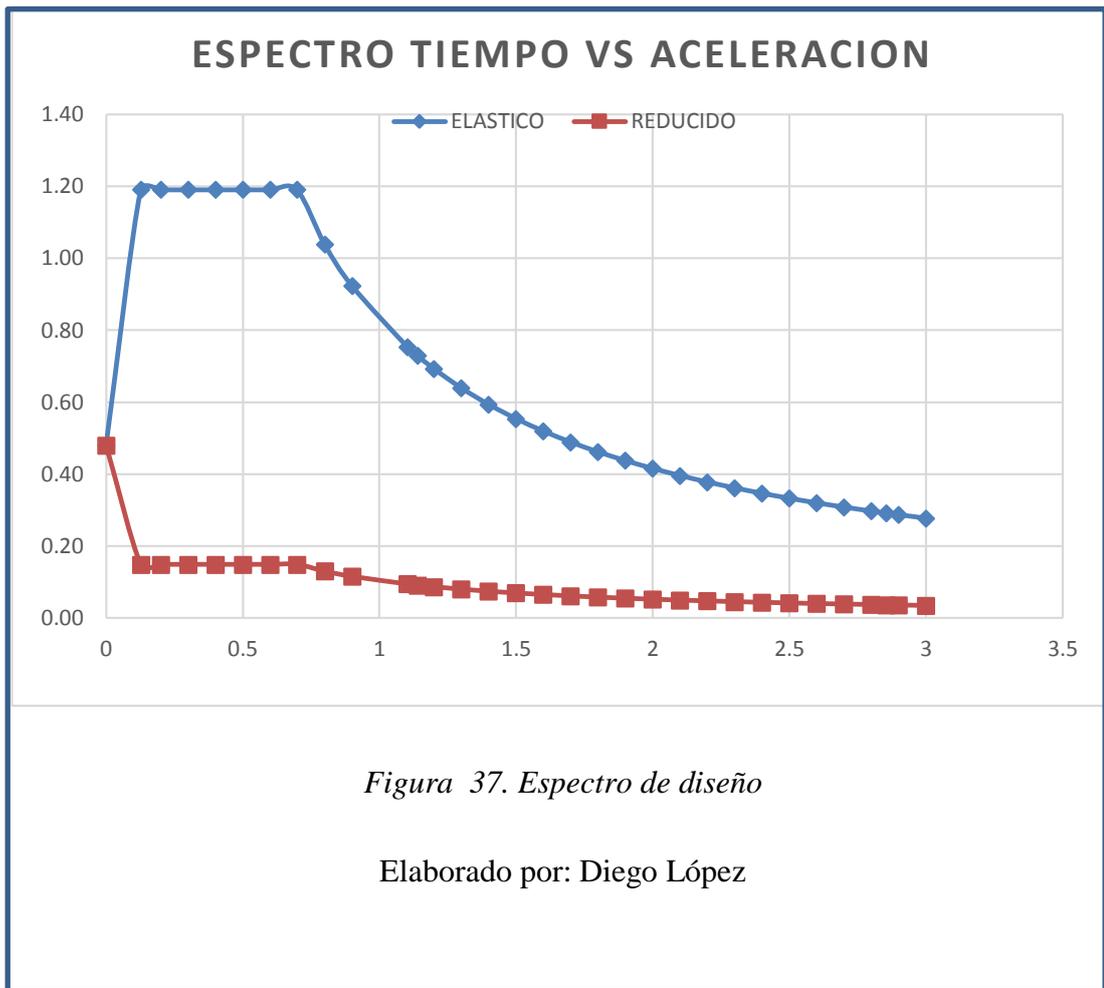
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Altura total del elemento	hn	9.30	m	Planos
Coficiente para Calculo de Periodo	α	0.75	s.u	Sec.6.3.3 pg. 62
Tipo de Suelo		D		Estudio de suelo
factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2 pg. 31
factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2 pg. 31
factor de comportan. inelástico suelo	Fs	1.28	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2 pg. 32
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	s.u	Sec 3.3.1 pg. 34
Factor de irregularidad en planta	$\emptyset p$	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3 pg. 50 Tipo 4
Factor de irregularidad en elevación	$\emptyset e$	1.00	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3 pg. 51
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Período teórico método 1	T1	0.429	seg.	Sec.6.3.3 pg. 62
Período teórico método 1 mayorado	T2	0.555	seg.	Sec.6.3.3 pg. 63
Periodo Límite en T=To	To	0.13	seg.	Sec.3.3.1 pg. 34
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.70	seg.	Sec.3.3.1 pg. 34
Periodo Límite en T=TL	TL	2.86	seg.	Sec.3.3.1 pg. 34
Aceleración en T=0	Sa	0.48	g	Sec.3.3.1 pg. 34
Aceleración en T=To	Sa_o	1.19	g	Sec.3.3.1 pg. 34
% de reducción de respuesta	f	0.14	s.u	$r = \frac{1}{R\emptyset e\emptyset p}$

Elaborado por: Diego López

Tabla 9. Datos para el espectro en ETABS

ESPECTRO DE DISEÑO				
T (s)	ESP. ELÁSTICO		ESP. REDUCIDO	
	Sa (g)	Sa (m/s ²)	Sa (g)	Sa (m/s ²)
0	0.48	4.71	0.48	4.71
0.13	1.19	11.68	0.165	1.62
0.2	1.19	11.68	0.165	1.62
0.3	1.19	11.68	0.165	1.62
0.4	1.19	11.68	0.165	1.62
0.412	1.19	11.68	0.165	1.62
0.6	1.19	11.68	0.165	1.62
0.70	1.19	11.68	0.165	1.62
0.8	1.04	10.19	0.144	1.42
0.9	0.92	9.06	0.128	1.26
1.00	0.75	7.39	0.105	1.03
1.100	0.76	7.41	0.105	1.03
1.200	0.69	6.79	0.096	0.94
1.300	0.64	6.27	0.089	0.87
1.400	0.59	5.82	0.082	0.81
1.500	0.55	5.44	0.077	0.75
1.600	0.52	5.10	0.072	0.71
1.700	0.49	4.80	0.068	0.67
1.800	0.46	4.53	0.064	0.63
1.900	0.44	4.29	0.061	0.60
2.000	0.42	4.08	0.058	0.57
2.100	0.40	3.88	0.055	0.54
2.200	0.38	3.71	0.052	0.51
2.300	0.36	3.54	0.050	0.49
2.400	0.35	3.40	0.048	0.47
2.500	0.33	3.26	0.046	0.45
2.600	0.32	3.14	0.044	0.44
2.700	0.31	3.02	0.043	0.42
2.800	0.30	2.91	0.041	0.40
2.856	0.29	2.85	0.040	0.40
2.900	0.29	2.81	0.040	0.39
3.000	0.28	2.72	0.038	0.38

Elaborado por: Diego López



El diseño de los sistemas sismo resistentes en el rango inelástico pueden incursionar en el sistema elástico, debido a que la estructura en primera instancia interactúa con el suelo directamente.

En el software se asigna diafragmas a las losas para que reparta las cargas sísmicas en el centro de masas de cada piso.

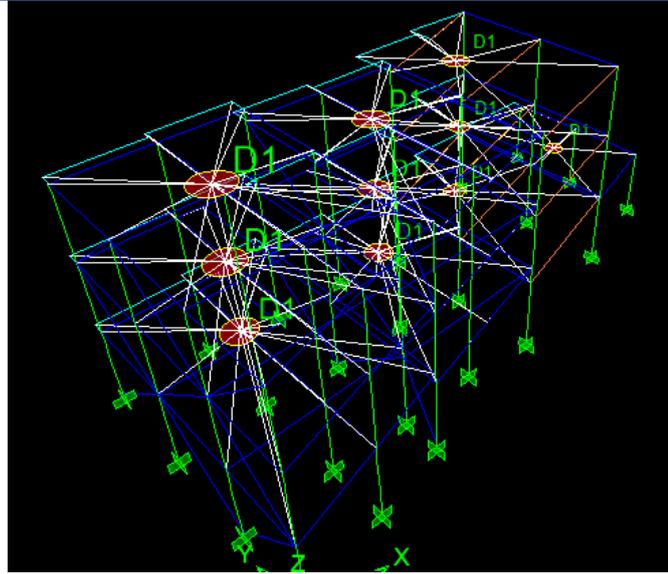


Figura 38. Diafragmas

Elaborado por: Diego López

Se define la carga actuante en la masa según la norma NEC SE 100% de la carga muerta + 25% de carga de servicio

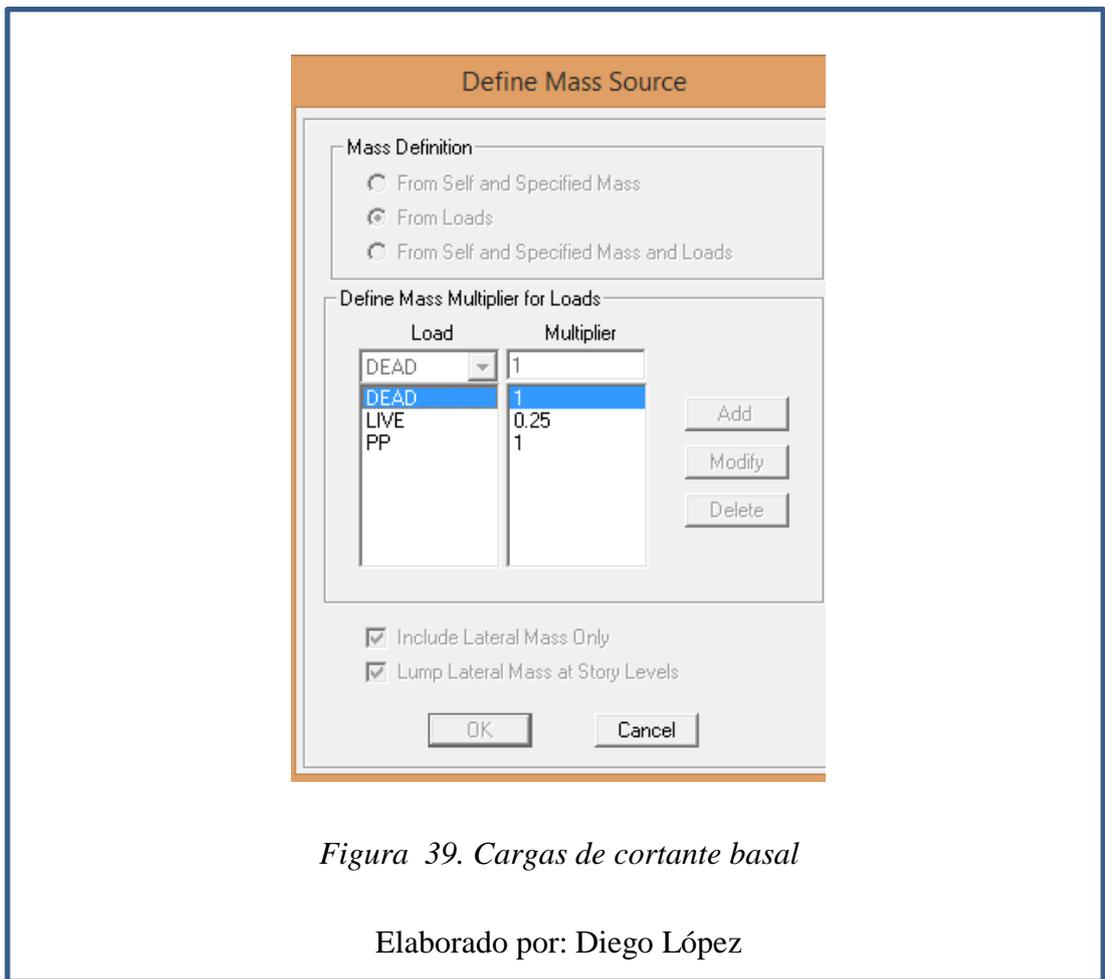


Figura 39. Cargas de cortante basal

Elaborado por: Diego López

Determinado todas las cargas, combinaciones se le puede mandar a correr al software y pedir resultados de periodos para verificación

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	Modal Participating h
1	1.724264	0.1962	86.7179	0.0000	0.1962	86.7179	0.0000	95.9792	0.2538	0.3915	
2	1.167953	6.6448	2.0712	0.0000	6.8410	88.7891	0.0000	3.4982	8.1968	67.1095	
3	0.801901	71.6040	0.0681	0.0000	78.4450	88.8572	0.0000	0.0053	90.1756	8.1315	
4	0.662059	0.5680	10.0500	0.0000	79.0130	98.9072	0.0000	0.2619	0.4109	4.6207	
5	0.438202	0.2454	0.2375	0.0000	79.2584	99.1448	0.0000	0.1482	0.0297	6.9966	
6	0.395640	1.0877	0.7858	0.0000	80.3461	99.9306	0.0000	0.0235	0.0598	9.7981	
7	0.256811	4.1439	0.0152	0.0000	84.4900	99.9458	0.0000	0.0136	0.0770	2.6637	
8	0.248028	11.7059	0.0027	0.0000	96.1959	99.9485	0.0000	0.0003	0.3483	0.0094	
9	0.150333	3.4845	0.0000	0.0000	99.6804	99.9486	0.0000	0.0034	0.3810	0.0245	
10	0.131559	0.0874	0.0011	0.0000	99.7678	99.9497	0.0000	0.0085	0.0129	0.0126	
11	0.102280	0.1479	0.0016	0.0000	99.9157	99.9513	0.0000	0.0119	0.0181	0.1437	
12	0.090712	0.0001	0.0000	0.0000	99.9158	99.9513	0.0000	0.0001	0.0012	0.0002	

Figura 40. Datos de periodo ETABS

Elaborado por: Diego López

Comparando con el 1° método del periodo de vibración

$$T1 = 0.429 \text{ seg}$$

$$T1_{\text{max}} = 1.30 \times 0.429 = 0.555 \text{ seg.}$$

$$T(\text{ETABS}) = 1.48 \text{ seg}$$

$T1 < T(\text{ETABS}) < T1_{\text{max}}$ no pasa la verificación

RX	RY	RZ
95.9792	0.2538	0.3915
3.4982	8.1968	67.1095
0.0053	90.1756	8.1315
0.2619	0.4109	4.6207
0.1482	0.0297	6.9966
0.0235	0.0598	9.7981
0.0136	0.0770	2.6637
0.0003	0.3483	0.0094
0.0034	0.3810	0.0245
0.0085	0.0129	0.0126
0.0119	0.0181	0.1437
0.0001	0.0012	0.0002

Figura 41. Efectos de sismo

Elaborado por: Diego López

Se volverá a reingresar datos de secciones aumentando las inercias para mejorar el periodo de diseño obtenido del ETABS.

El software da 12 modos de vibración por defecto, con resultados de: periodos de vibración en segundos, desplazamientos horizontales y vertical (UX, UY, UZ); rotación (RX, RY, RZ). En la entidad colaboradora de revisión del diseño estructural exige que:

- El primer modo de vibración sea mayor al 90% en cualquiera de sentido de rotación (RX, RY)
- El segundo modo de vibración sea mayor al 90% en el sentido opuesto al primer modo de vibración
- Y el tercer modo de vibración tenga rotación pura solo en RZ.

Como se ve en la figura 41. El RX pasa el 90 % lo que quiere decir que existe traslación en el sentido “y” OK

El RY no cumple lo antes mencionado por lo que existe rotación, en consecuencia, de esto hay que rigidizar en el sentido “y”.

En conclusión, al rigidizar baja el periodo.

ESPECTRO DE DISEÑO REDUCIDO EN ETABS.

Los valores de la tabla 9. Son ingresados al ETABS, en la opción definir; Response Spectrum functions, añadimos de un archivo de texto ya cargados los valores de la tabla 9

```

0.000 0.480
0.127 0.165
0.200 0.165
0.300 0.165
0.400 0.165
0.500 0.165
0.600 0.165
0.698 0.165
0.800 0.144
0.900 0.128
1.102 0.105
1.140 0.101
1.200 0.096
1.300 0.089
1.400 0.082
1.500 0.077
1.600 0.072
1.700 0.068
1.800 0.064
1.900 0.061
2.000 0.058
2.100 0.055
2.200 0.052
2.300 0.050
2.400 0.048
2.500 0.046
2.600 0.044
2.700 0.043
2.800 0.041
2.856 0.040
2.900 0.040
3.000 0.038

```

Figura 42. Valores de espectro txt.

Elaborado por: Diego López

Dentro del software ETABS se ingresa el archivo generado.

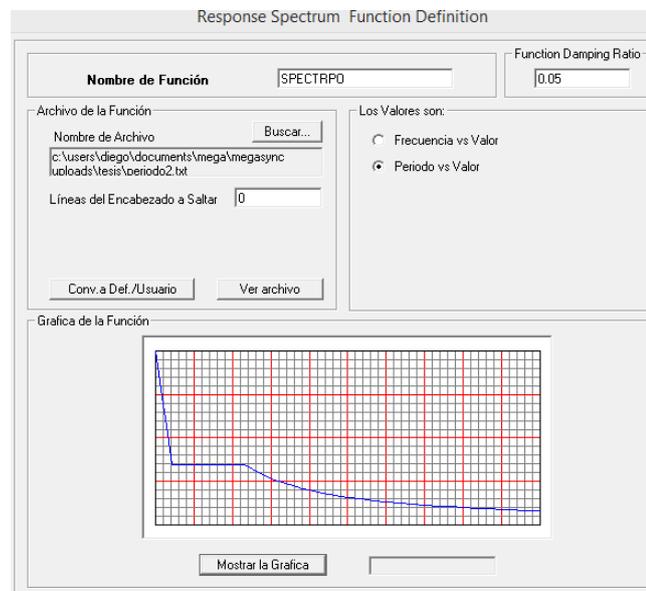


Figura 43. Espectro generado de ETABS

Elaborado por: Diego López

Esto sirve para comparar las cargas sísmicas tanto en el eje “x” como en el eje “y” del ETABS entre el espectro estático y el dinámico, como sugiere la NEC-SE.

6.1.7 Segunda iteración en el software ETABS.

Después de haber aumentado las secciones de las columnas, vigas, ponemos las gradas al modelo porque estas ayudan a rigidizar a la estructura, esto también puede ser perjudicial al modelo, puesto que al aumentar masa en un lugar dentro de la estructura esta puede mover el centro de rigideces y puede aumentar el periodo de respuesta y la torsión.

En este caso las gradas están al centro de las estructuras, en consecuencia, ayudarán a mejorar la rigidez y la torsión.

Las nuevas secciones son las siguientes:

VIGA VM1 Y VM2

		NOMINACION	h	s	g	t
			mm	mm	mm	mm
Nombre de <input type="text" value="IPE180"/>	Propiedades: <input type="button" value="Propiedades Sección..."/>	ACERO36	80	46	3.80	5.20
		80	100	55	4.10	5.70
		120	64	4.40	6.30	
		140	73	4.70	6.90	
		160	82	5.00	7.40	
		180	91	5.30	8.00	
		200	100	5.60	8.50	
		220	110	5.90	9.20	
		240	120	6.20	9.80	
		270	135	6.60	10.20	

		Section Name
		<input type="text" value="VM2270"/>

		Material
		ACERO36

		Dimensions
Outside height (t3)	<input type="text" value="27"/>	
Top flange width (t2)	<input type="text" value="13.5"/>	
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="1.02"/>	
Web thickness (tw)	<input type="text" value="0.66"/>	
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="13.5"/>	
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="1.02"/>	

Display Color

Figura 44. Secciones de vigas VM1 y VM2

Elaborado por: Diego López.

COLUMNAS

NOMINACION	h	s	g	t
	mm	mm	mm	mm
IPE 80	80	46	3.80	5.20
IPE 100	100	55	4.10	5.70
IPE 120	120	64	4.40	6.30
IPE 140	140	73	4.70	6.90
IPE 160	160	82	5.00	7.40
IPE 180	180	91	5.30	8.00
IPE 200	200	100	5.60	8.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20
IPE 240	240	120	6.20	9.80
IPE 270	270	135	6.60	10.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70
IPE 330	330	160	7.50	11.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70
IPE 400	400	180	8.60	13.50

Nombre de: IPE400

Propiedades: Material: ACERD36

Dimensiones:

Altura exterior (t3)

Ancho del ala sup. (t2)

Espesor del ala sup. (tf)

Espesor del alma (tw)

Ancho del ala inferior (t2b)

Espesor del ala inferior (tfb)

Color

Figura 45. Sección de columnas.

Elaborado por: Diego López

Todas las medidas están en el sistema métrico de acuerdo a los productos que se fabrican en Ecuador

Se reemplazan las secciones del primer modelado con las nuevas secciones definidas en la figura 44 y 45, seleccionando todas las vigas definidas en el software como VM1 y se reemplazan a IPE180, las vigas VM2 se reemplazan a IPE270, y las columnas col270 se reemplazan a IPE400.

Los arrostros o diagonales son ubicadas, tomando en cuenta que no afecten al diseño arquitectónico, estas diagonales se perderán en las paredes divisorias de cada casa, en los planos estructurales presentados al final de este proyecto de tesis muestran esta ubicación.

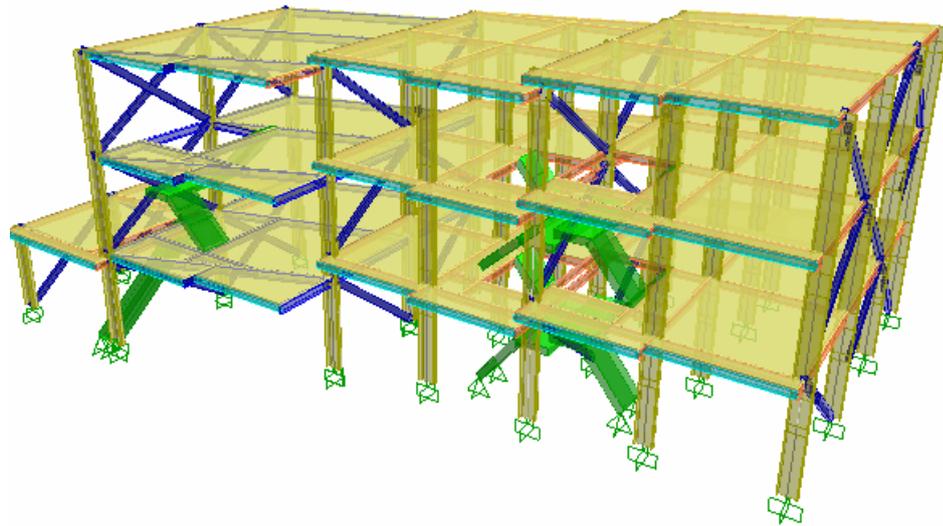


Figura 48. Modelo en 3D

Elaborado por: Diego López

Se realizaron varios modelos de vigas y columnas antes de llegar a las secciones optimas, los valores presentados en la figura 44 y 45 son correspondientes a secciones que pasan las exigencias que pide la entidad colaborante de revisión del diseño estructural mencionado en el capítulo 6.1.6.7

6.1.7.1 Primera verificación periodo de vibración.

En menú display, show table

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
1	0.404095	70.1518	0.0047	0.0000	70.1518	0.0047	0.0000	0.0048	96.4378	0.0507	0.0048
2	0.171988	0.0000	80.7961	0.0000	70.1518	80.8008	0.0000	97.6962	0.0030	0.3170	97.7011
3	0.141816	0.4654	0.1894	0.0000	70.6172	80.9902	0.0000	0.8102	0.0339	70.4779	98.5113
4	0.129135	21.3010	0.0024	0.0000	91.9182	80.9926	0.0000	0.0000	2.8320	1.2512	98.5113
5	0.068482	6.8603	0.0706	0.0000	98.7786	81.0632	0.0000	0.0032	0.5555	0.8620	98.5145
6	0.066873	0.0909	3.1926	0.0000	98.8695	84.2558	0.0000	0.0739	0.0046	0.0401	98.5884
7	0.061030	0.0182	7.7541	0.0000	98.8876	92.0099	0.0000	0.0740	0.0035	0.0545	98.6624
8	0.051878	0.0000	2.2103	0.0000	98.8876	94.2202	0.0000	0.3882	0.0002	12.9324	99.0506
9	0.047741	0.2440	0.4308	0.0000	99.1317	94.6509	0.0000	0.0674	0.0291	4.2536	99.1180
10	0.043075	0.1123	2.4702	0.0000	99.2439	97.1212	0.0000	0.3068	0.0151	4.5360	99.4248
11	0.041992	0.0023	0.0028	0.0000	99.2462	97.1239	0.0000	0.0194	0.0000	0.6341	99.4442
12	0.039269	0.0346	0.5188	0.0000	99.2808	97.6427	0.0000	0.0688	0.0143	0.4899	99.5129

Figura 49. Tabla del periodo de vibración

Elaborado por: Diego López

Cabe recordar, que según lo definido en el primer periodo necesitaba riostras o diagonales para rigidizar a la estructura, según la NEC SE estos valores son los siguientes.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

- C_t Coeficiente que depende del tipo de suelo.
- h_n Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura.
- T Periodo de vibración.

$$T = 0.073 \times 9.30^{0.75} = 0.389 \text{ seg}$$

$$T_{max} = 1.3 * 0.389 = 0.505 \text{ seg}$$

$$T(\text{ETABS}) = 0.4041$$

$T_1 < T(\text{ETABS}) < T_{1max}$ pasa la verificación

RX	RY	RZ
0.0029	96.3922	0.0562
97.7217	0.0014	0.3035
0.7883	0.0174	71.3356
0.0004	2.9280	0.5200
0.0015	0.5132	0.9402
0.0504	0.0080	0.0209
0.1009	0.0051	0.0815
0.3158	0.0000	11.6298
0.0333	0.0381	5.8100
0.3998	0.0145	4.6862
0.0360	0.0008	0.1865
0.0214	0.0002	0.6714

Figura 50. Efectos por sismo

Elaborado por: Diego López

El valor $R_Y = 96.40$ indica que en el primero modo de vibración hay traslación en el eje “x” más del 90%, el valor $R_X = 97.72$ indica que en el segundo modo de vibración hay traslación en el eje “y” más del 90%, el valor de $R_Z = 71,34$ indica que el en tercer modo de vibración hay rotación pura, cumpliendo con la segunda verificación exigida por la entidad colaboradora.

Pasando las dos primeras verificaciones procedemos al cálculo del cortante basal para ser comparado las derivas de piso con el espectro de diseño que introducimos en el modelo del software ETABS.

6.1.7.2 Cortante basal.

El cortante basal es una fuerza de reacción horizontal en el plano, que se presenta en todos los pórticos que compongan una estructura y se localiza en la base del pórtico a nivel de suelo natural. Es una fuerza accidental que en este caso es producida por el sismo.

Para determinar el coeficiente del cortante basal está dado en la norma NEC SE PELIGRO SÍSMICO capítulo 6.3.2 pg61 (NEC-SE, 2014).

$$v = \frac{I Sa(Ta)}{R \phi_p \phi_e} w \quad (11)$$

Donde:

$Sa(Ta)$ Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_p \phi_e$ Coeficiente de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

- V Cortante basal total de diseño.
- W Carga sísmica reactiva.
- Ta Periodo de vibración.**

Tabla 10. Coeficiente cortante basal

% CORTE BASAL			
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Ta	0.405	Ta	0.171
Sa(Ta)	1.19	Sa(Ta)	1.19
I	1.00	I	1.00
Øp	0.90	Øp	0.90
Øe	1.00	Øe	1.00
R	8.00	R	8.00
V	0.1653	V	0.1653

Elaborado por: Diego López

Los datos de la tabla son obtenidos de la sección 6.1.6.7 del presente documentos.

6.1.7.3 Carga sísmica reactiva.

Representa la carga sísmica reactiva, que es la acumulación a la base de la estructura de todos los pesos de los diferentes elementos que actúan en la estructura.

Según la norma NEC-SE Peligro Sísmico pg.58 nos sugiere tomar en cuenta el siguiente caso:

$$W= D + 0.25L$$

En el menú Display, show tables del software obtenemos los pesos de los elementos por peso propio.

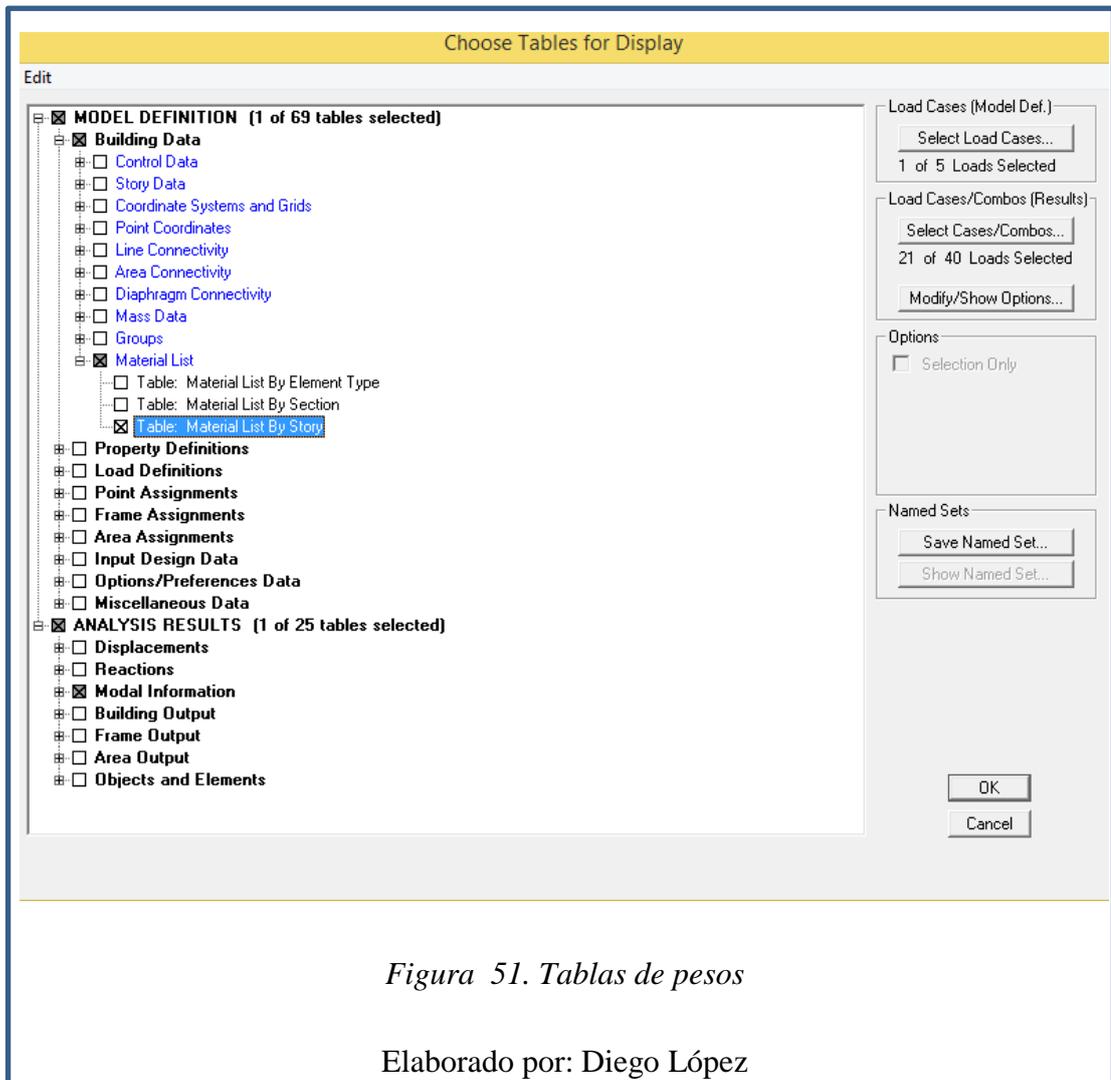


Tabla 11. Peso propio de los elementos de la estructura

PISO	ELEMENTO	MATERIA	PESO (T)	ÁREA (m ²)	PESO i (T)
STORY10	Columna	ACERO36	0.289	58.565	12.6975
STORY10	Beam	ACERO36	0.886	58.565	
STORY10	Beam	ACERO36	0.091	58.565	
STORY10	Brace	ACERO500	0.035	58.565	

PISO	ELEMENTO	MATERIA	PESO (T)	ÁREA (m ²)	
STORY10	Floor	CONC	10.885	58.565	
STORY10	Metal Deck	N.A.	0.656	58.565	
STORY9	Columna	ACERO36	0.303	49.62	10.8945
STORY9	Beam	ACERO36	0.824	49.62	
STORY9	Beam	ACERO36	0.091	49.62	
STORY9	Brace	ACERO36	0.006	49.62	
STORY9	Brace	ACERO500	0.043	49.62	
STORY9	Floor	CONC	9.223	49.62	
STORY9	Metal Deck	N.A.	0.556	49.62	
STORY8	Columna	ACERO36	2.552	51.594	13.038
STORY8	Beam	ACERO36	0.75	51.594	
STORY8	Beam	ACERO36	0.112	51.594	
STORY8	Brace	ACERO500	0.733	51.594	
STORY8	Floor	CONC	9.589	51.594	
STORY8	Metal Deck	N.A.	0.578	51.594	
STORY7	Columna	ACERO36	0.505	53.482	12.2345
STORY7	Beam	ACERO36	1.021	53.482	
STORY7	Beam	ACERO536	0.091	53.482	
STORY7	Brace	ACERO500	0.11	53.482	
STORY7	Floor	CONC	9.94	53.482	
STORY7	Ramp	CONC	0.221	53.482	
STORY7	Metal Deck	N.A.	0.599	53.482	
STORY6	Columna	ACERO36	0.562	44.537	10.758
STORY6	Beam	ACERO36	0.964	44.537	
STORY6	Beam	ACERO36	0.091	44.537	

PISO	ELEMENTO	MATERIA	PESO (T)	ÁREA (m ²)	
STORY6	Brace	ACERO500	0.137	44.537	
STORY6	Floor	CONC	8.278	44.537	
STORY6	Ramp	CONC	0.508	44.537	
STORY6	Metal Deck	N.A.	0.499	44.537	
STORY5	Columna	ACERO36	2.324	52.998	18.472
STORY5	Beam	ACERO36	0.861	52.998	
STORY5	Beam	ACERo36	0.297	52.998	
STORY5	Brace	ACERO500	0.565	52.998	
STORY5	Floor	CONC	11.898	52.998	
STORY5	Ramp	CONC	3.173	52.998	
STORY5	Metal Deck	N.A.	0.516	52.998	
STORY4	Columna	ACERO36	0.505	53.482	12.4525
STORY4	Beam	ACERO36	1.021	53.482	
STORY4	Beam	ACERO36	0.091	53.482	
STORY4	Brace	ACERO500	0.088	53.482	
STORY4	Floor	CONC	9.94	53.482	
STORY4	Ramp	CONC	0.461	53.482	
STORY4	Metal Deck	N.A.	0.599	53.482	
STORY3	Columna	ACERO36	0.808	44.537	11.452
STORY3	Beam	ACERO36	0.941	44.537	
STORY3	Beam	ACERO36	0.091	44.537	
STORY3	Brace	ACERO500	0.148	44.537	
STORY3	Floor	CONC	8.278	44.537	
STORY3	Ramp	CONC	1.091	44.537	
STORY3	Metal Deck	N.A.	0.499	44.537	

PISO	ELEMENTO	MATERIA	PESO (T)	ÁREA (m ²)	PESO i (T)
STORY2	Columna	ACERO36	0.227	51.594	11.6415
STORY2	Beam	ACERO36	0.861	51.594	
STORY2	Beam	ACERO36	0.26	51.594	
STORY2	Brace	ACERO500	0.041	51.594	
STORY2	Floor	CONC	9.589	51.594	
STORY2	Ramp	CONC	0.199	51.594	
STORY2	Metal Deck	N.A.	0.578	51.594	
STORY1	Columna	ACERO36	2.926	33.277	14.452
STORY1	Beam	ACERO36	0.546	33.277	
STORY1	Beam	ACERO36	0.063	33.277	
STORY1	Brace	ACERO500	1.004	33.277	
STORY1	Floor	CONC	7.553	33.277	
STORY1	Ramp	CONC	3.502	33.277	
STORY1	Metal Deck	N.A.	0.321	33.277	
BASE	Columna	ACERO36	2.926	493.685	2.233

Elaborado por: Diego López

Tabla 12. Datos de cargas de servicio y sobrecargas.

DATOS			
CM sobreimpuesta	0.26	T/M2	ENTREPISOS
CV	0.2	T/M2	ENTREPISOS
CM sobreimpuesta	0.1	T/M2	TERRAZA
CV	0.1	T/M2	TERRAZA
% CARGA L	0.25		

Elaborado por: Diego López.

Donde:

CM = carga sobre impuesto

CV= carga de servicio

Tabla 13. Distribución de pesos por pisos

PISO	PESOi(T)	ÁREA (m ²)	WD (T)	WL (T)	W (T)
10	12.6975	58.565	5.8565	1.464125	20.018125
9	10.8945	49.62	4.962	1.2405	17.097
8	13.038	51.594	5.1594	1.28985	19.48725
7	12.2345	53.482	3.18097	10.6964	26.11187
6	10.758	44.537	2.79708	8.9074	22.46248
5	18.472	52.998	4.80272	10.5996	33.87432
4	12.4525	53.482	3.23765	10.6964	26.38655
3	11.452	44.537	2.97752	8.9074	23.33692
2	11.6415	51.594	3.02679	10.3188	24.98709
1	14.452	33.277	3.75752	6.6554	24.86492
0	2.233				
Σ	130.3255			Σ	238.627

Elaborado por: Diego López.

WD = CM*AREA PESO SOBREIMPUESTO

WL = CV*AREA*0.25 PESO POR CARGA VIVA

W = WD+WL+ PESOi PESO TOTAL

$$v = \frac{I Sa(Ta)}{R \phi p \phi e} w$$

$$v = 0.1653 * 238.627 = 39.44 T$$

Para las dos direcciones “x” y “y” van hacer la misma fuerza de corte basal determinado en el capítulo 6.1.7.2 de este documento.

6.1.7.4 Distribución vertical de la fuerza sísmica reactiva.

La distribución de fuerzas sísmica se asemeja a una distribución lineal triangular que se distribuyen en la altura de la edificación a los centros de masas, anteriormente se definió el centro de masas como los diafragmas en el capítulo 6.1.6.7 de este documento.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

V_x Cortante total en el piso x de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

h_x Altura del piso x de la estructura

h_i Altura del piso i de la estructura

k Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Tabla 14. Distribución de fuerzas sísmica

Elaborado por: Diego López.

El coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T se obtiene de la siguiente tabla.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Figura 52. Valores de K

Fuente: (NEC-SE, 2014)

Tabla 15. Distribución de fuerzas sísmicas

PISO	Z(m)	H(m)	w (t)	$Wx h^k$	F (T)
10	9.3	0.400	20.018	186.169	5.505
9	8.9	0.280	17.097	152.163	4.499
8	8.62	2.020	19.487	167.980	4.967
7	6.6	0.400	26.112	172.338	5.096
6	6.2	0.460	22.462	139.267	4.118
5	5.74	1.840	33.874	194.439	5.749
4	3.9	0.400	26.387	102.908	3.043
3	3.5	0.640	23.337	81.679	2.415
2	2.86	0.180	24.987	71.463	2.113
1	2.68	2.680	24.865	66.638	1.970
0	0				
		Σ	238.627	1335.044	39.474

Elaborado por: Diego López.

Los valores del cortante basal fueron iguales en los dos sentidos las fuerzas de sismo se reparten igual en el sentido “y” e igual en el sentido “x”

Ahora se compara con las fuerzas del modelo en el ETABS

En el menú Display, show tables

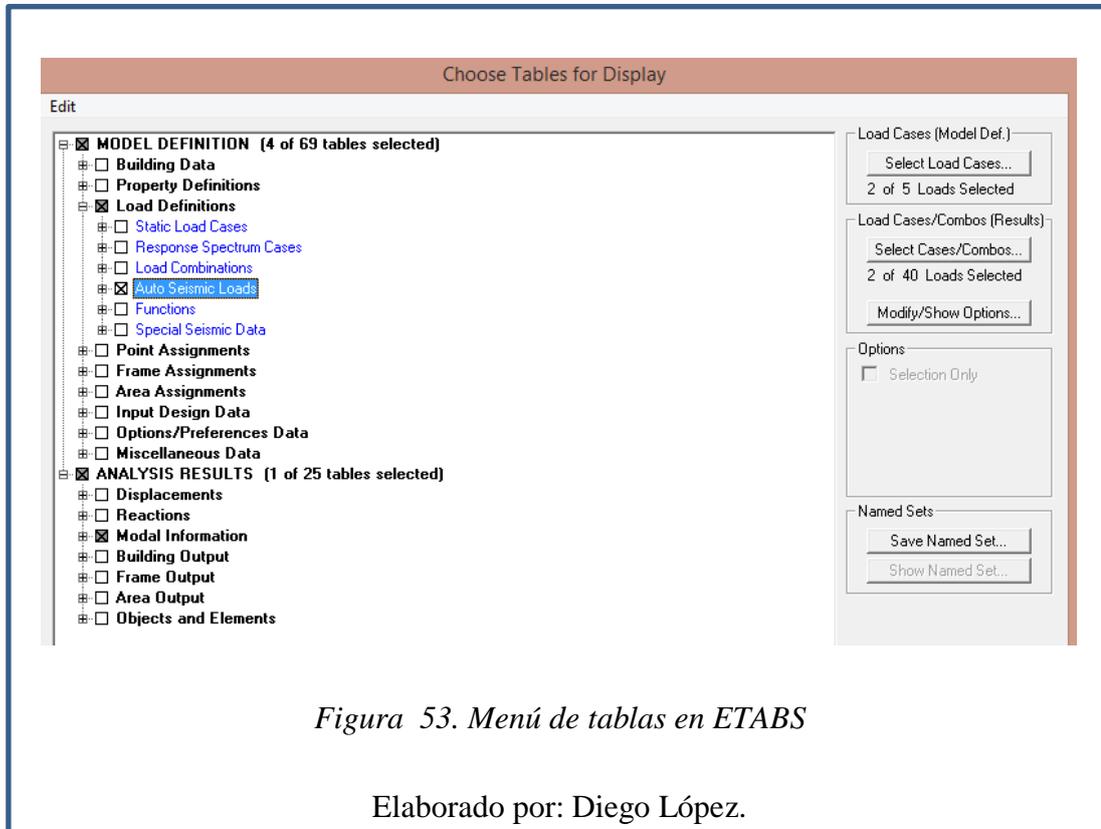


Figura 53. Menú de tablas en ETABS

Elaborado por: Diego López.

Auto Seismic Loads To Diaphragms										
Case	Type	Story	Diaphragm	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	
SY	USER_COEFF	STORY10	D1	0.00	6.04	0.00	0.000	0.000	-1.812	
SY	USER_COEFF	STORY9	D1	0.00	4.92	0.00	0.000	0.000	-1.476	
SY	USER_COEFF	STORY8	D1	0.00	5.04	0.00	0.000	0.000	-1.560	
SY	USER_COEFF	STORY7	D1	0.00	5.41	0.00	0.000	0.000	-1.624	
SY	USER_COEFF	STORY6	D1	0.00	4.15	0.00	0.000	0.000	-1.244	
SY	USER_COEFF	STORY5	D1	0.00	4.14	0.00	0.000	0.000	-1.282	
SY	USER_COEFF	STORY4	D1	0.00	3.35	0.00	0.000	0.000	-1.006	
SY	USER_COEFF	STORY3	D1	0.00	2.35	0.00	0.000	0.000	-0.706	
SY	USER_COEFF	STORY2	D1	0.00	2.22	0.00	0.000	0.000	-0.688	
SY	USER_COEFF	STORY1	D1	0.00	1.20	0.00	0.000	0.000	-0.250	
SX	USER_COEFF	STORY10	D1	6.04	0.00	0.00	0.000	0.000	-3.234	
SX	USER_COEFF	STORY9	D1	4.92	0.00	0.00	0.000	0.000	-2.243	
SX	USER_COEFF	STORY8	D1	5.04	0.00	0.00	0.000	0.000	-2.342	
SX	USER_COEFF	STORY7	D1	5.41	0.00	0.00	0.000	0.000	-2.898	
SX	USER_COEFF	STORY6	D1	4.15	0.00	0.00	0.000	0.000	-1.891	
SX	USER_COEFF	STORY5	D1	4.14	0.00	0.00	0.000	0.000	-1.924	
SX	USER_COEFF	STORY4	D1	3.35	0.00	0.00	0.000	0.000	-1.796	
SX	USER_COEFF	STORY3	D1	2.35	0.00	0.00	0.000	0.000	-1.073	
SX	USER_COEFF	STORY2	D1	2.22	0.00	0.00	0.000	0.000	-1.032	
SX	USER_COEFF	STORY1	D1	1.20	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.492	

Figura 54. Fuerzas sísmicas

Elaborado por: Diego López.

Tabla 16. Fuerzas de ETABS

PISO	Fuerzas de ETABS (T).
10	6.04
9	4.92
8	5.04
7	5.41
6	4.15
5	4.14
4	3.35
3	2.35
2	2.22
1	1.20
Σ	38.82

Elaborado por: Diego López

Las fuerzas producidas en el ETABS son menores que las producidas por el método manual según la NEC, hay una diferencia de 1% de error, esto debido a que las áreas están tomadas con exactitud de los planos arquitectónicos para ser calculadas de forma manual, y el software realiza los cálculos en función de los ejes acotados.

NOTA. - Si la diferencia supera el 2% se debe reajustar en el coeficiente del cortante basal introducido en el software este porcentaje de error, esto es por recomendación de la entidad colaboradora

6.1.7.5 Comparación de corte basal entre el método dinámico y el método estático.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo 6.2.2 el valor del cortante dinámico total en la base no debe ser menor a:

- 80% del cortante basal obtenido por el método estático en estructuras regulares.
- 85% del cortante basal obtenido por el método estático en estructuras irregulares.

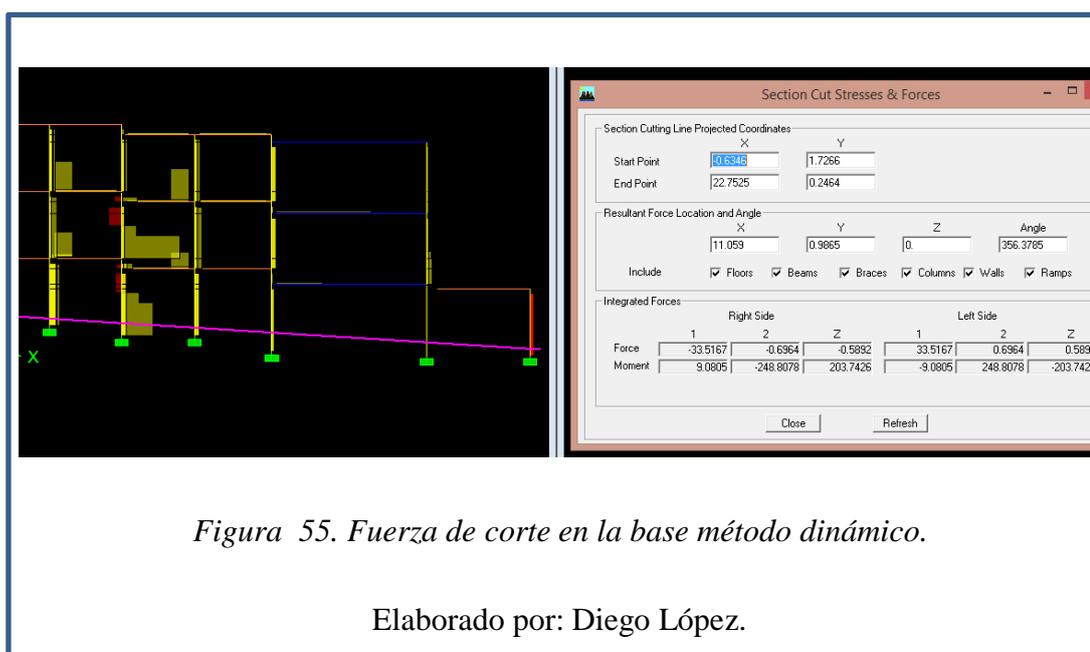


Figura 55. Fuerza de corte en la base método dinámico.

Elaborado por: Diego López.

El valor de la fuerza de corte en la base en el sentido “x”, por el método estático es 38.82ton.

El valor de la fuerza de corte en la base en el sentido “x”, por el método dinámico es 33.520ton.

Por consecuencia cumple con lo referente a la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

$$33.52 > 0.85 * 38.82 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

Esto indica que el valor de desplazamiento es mayor con el método estático para realizar la verificación de derivas.

6.1.7.6 Control de derivas.

Las derivas son los desplazamientos verticales relativos por pisos producidos por las cargas sísmicas, la Norma Ecuatoriana de las construcciones muestra una tabla de límites permisibles dependiendo el tipo de estructura.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Figura 56. Límites de derivas de piso

Fuente: (NEC-SE, 2014)

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

Figura 57. Ecuación para las derivas de piso

Fuente: (NEC-SE, 2014)

Tabla 17. Control de derivas en el eje x

CONTROL DE LIMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE PISO							
SENTIDO X							
PISO	NIVEL	Hi [m]	Δi [mm]	Δsup - Δinf	ΔE	ΔM	MAX 0.02
10	9.3	0.40	12.159	0.057	0.0001	0.0006	OK
9	8.9	0.28	12.102	0.580	0.0021	0.0124	OK
8	8.62	2.02	11.523	2.976	0.0015	0.0088	OK
7	6.6	0.40	8.547	0.905	0.0023	0.0136	OK
6	6.2	0.46	7.642	0.273	0.0006	0.0036	OK
5	5.74	1.84	7.368	1.011	0.0005	0.0033	OK
4	3.9	0.40	6.358	0.186	0.0005	0.0028	OK
3	3.5	0.64	6.172	1.858	0.0029	0.0174	OK
2	2.86	0.18	4.314	0.622	0.0035	0.0207	OK
1	2.68	2.68	3.692	3.692	0.0014	0.0083	OK

Elaborado por: Diego López.

Tabla 18. Control de derivas de piso eje y

CONTROL DE LIMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE PISO							
SENTIDO Y							
PISO	NIVEL	Hi [m]	Δi [mm]	Δsup - Δinf	ΔE	ΔM	MAX 0.02
10	9.3	0.40	1.918	0.001	2.50E-06	1.50E-05	OK
9	8.9	0.28	1.917	0.044	1.57E-04	9.43E-04	OK
8	8.62	2.02	1.874	0.026	1.29E-05	7.72E-05	OK
7	6.6	0.40	1.848	0.224	5.60E-04	3.36E-03	OK
6	6.2	0.46	1.624	0.102	2.22E-04	1.33E-03	OK
5	5.74	1.84	1.522	0.157	8.53E-05	5.12E-04	OK
4	3.9	0.40	1.365	0.047	1.18E-04	7.05E-04	OK
3	3.5	0.64	1.318	-0.027	-4.22E-05	-2.53E-04	OK
2	2.86	0.18	1.345	0.554	3.08E-03	1.85E-02	OK
1	2.68	2.68	0.791	0.791	2.95E-04	1.77E-03	OK

Elaborado por: Diego López.

6.1.7.7 Verificación sísmica.

El software muestra una tabla de resultados por elementos donde especifica si es sísmico, compacto o esbelto, pero para que cumpla esto, el programa hace una serie de operaciones internas tanto para vigas como para columnas.

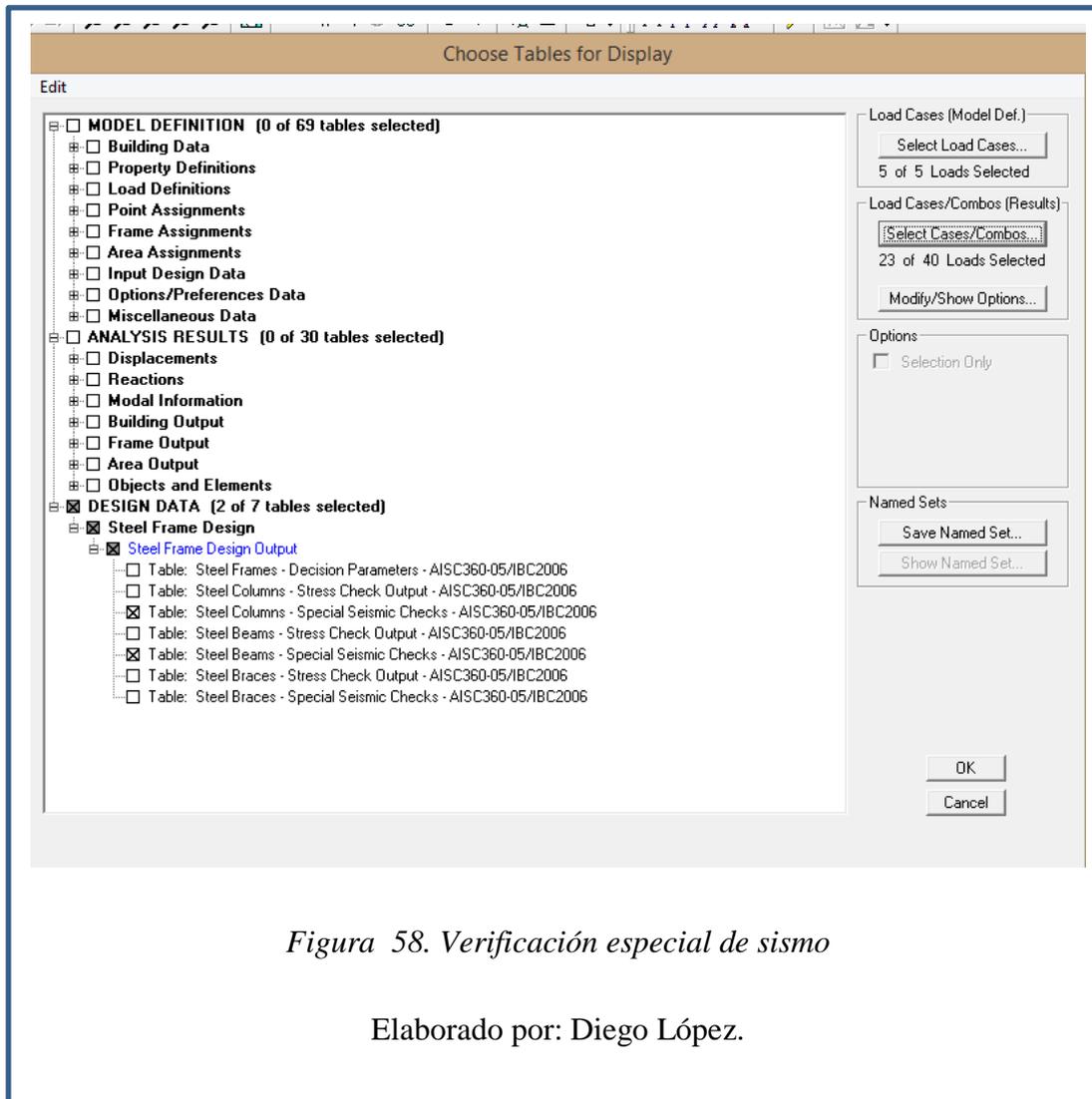


Figura 58. Verificación especial de sismo

Elaborado por: Diego López.

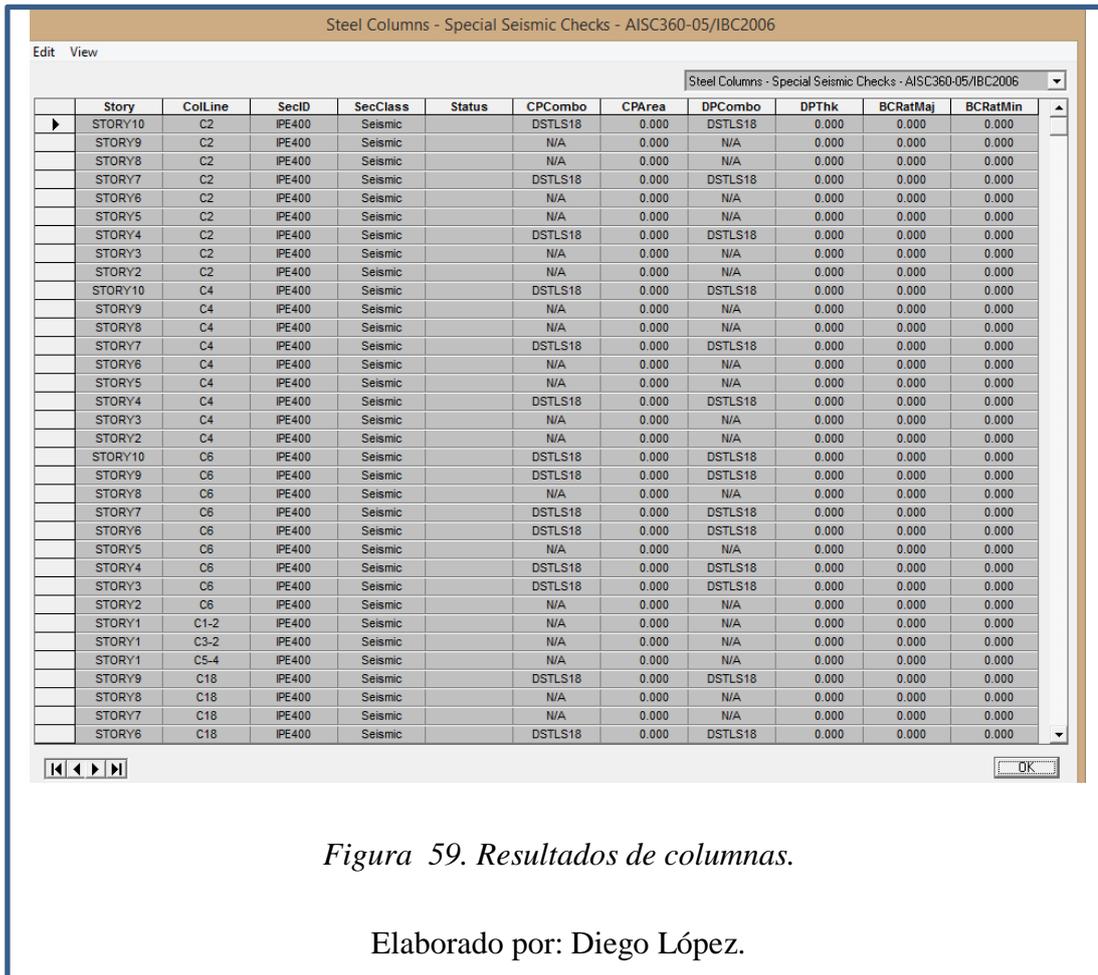


Figura 59. Resultados de columnas.

Elaborado por: Diego López.

El software ETABS asume que todas las uniones están empotradas, esto se verificará en análisis de conexiones.

6.1.7.7.1 Análisis de la columna.

Todas las columnas son de la misma sección, pero diferentes longitudes se analizará una columna cualquiera (columna numero 52 ubicada en la intersección del eje E3 del primer piso)

Tabla 19. Datos para comprobación de compacidad de la columna.

DATOS			
L		m	longitud libre de la columna
sección tipo	IPE		sección tipo de la columna
h	400	mm	altura total del perfil
s	180	mm	ancho del ala
g	8.6	mm	espesor del alma
t	13.5	mm	espesor el ala
r	373	mm	altura del alma
E	2100000	kg/cm ²	módulo de elasticidad
Fy	2520	kg/cm ²	límite de fluencia

Elaborado por: Diego López.

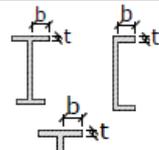
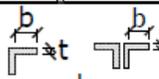
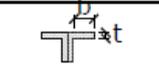
	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Limites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "T" roladas o amadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{(a)}$	
	Barra planas	b/t	2.5	

Tabla 4: Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

Figura 60. Secciones compactas de columnas

Fuente: (NEC-SE, 2014)

COMPACIDAD EN EL ALA

$$b/t < 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$90/13.5 < 0.30 \sqrt{\frac{2100000}{2520}}$$

$$6.66 < 8.66$$

SECCIÓN COMPACTA

DISEÑO SÍSMICO RELACIÓN DE ESBELTEZ

Tabla 20. Datos diseño sísmico

Datos			
K	1.65		
L	270	cm	Longitud
r	16.27	cm	radio de giro en x

Elaborado por: Diego Lopez

$$\frac{kl}{r} < 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$27.38 < 115.47$$

En consecuencia, tiene diseño sísmico tal como muestra el software

6.1.7.7.2 Análisis de la viga.

Steel Beams - Special Seismic Checks - AISC360-05/IBC2006

Edit View

Steel Beams - Special Seismic Checks - AISC360-05/IBC2006

	Story	BayID	SecID	SecClass	Status	CShrICombo	CShrI	CShrJCombo	CShrJ
	STORY3	B18	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.61	DSTLS18	2.10
	STORY9	B19	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.89	DSTLS18	2.76
	STORY6	B19	IPE220	Seismic		DSTLS18	2.00	DSTLS18	17.39
	STORY3	B19	IPE180	Seismic		DSTLS18	1.56	DSTLS18	8.66
	STORY9	B20	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.03	DSTLS18	2.84
	STORY6	B20	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.91	DSTLS18	3.51
	STORY3	B20	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.77	DSTLS18	3.38
	STORY9	B21	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.67	DSTLS18	4.86
	STORY6	B21	IPE180	Seismic		DSTLS18	5.83	DSTLS18	6.84
	STORY3	B21	IPE180	Seismic		DSTLS18	5.77	DSTLS18	6.90
	STORY9	B22	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.54	DSTLS18	4.55
	STORY6	B22	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.58	DSTLS18	4.61
	STORY3	B22	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.52	DSTLS18	4.26
	STORY10	B23	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.19	DSTLS18	2.96
	STORY7	B23	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.23	DSTLS18	3.88
	STORY4	B23	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.14	DSTLS18	3.82
	STORY10	B24	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.06	DSTLS18	2.95
	STORY7	B24	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.06	DSTLS18	3.83
	STORY4	B24	IPE180	Seismic		DSTLS18	4.01	DSTLS18	3.65
	STORY10	B25	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.37	DSTLS18	2.14
	STORY7	B25	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.50	DSTLS18	2.57
	STORY4	B25	IPE180	Seismic		DSTLS18	5.33	DSTLS18	1.96
	STORY10	B26	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.15	DSTLS18	1.96
	STORY7	B26	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.72	DSTLS18	2.37
	STORY4	B26	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.63	DSTLS18	2.31
	STORY10	B27	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.42	DSTLS18	2.35
	STORY7	B27	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.65	DSTLS18	3.42
	STORY4	B27	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.68	DSTLS18	3.39
	STORY10	B28	IPE180	Seismic		DSTLS18	2.39	DSTLS18	2.09
	STORY7	B28	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.59	DSTLS18	3.03
	STORY4	B28	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.52	DSTLS18	3.10
	STORY10	B29	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.12	DSTLS18	2.83
	STORY7	B29	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.91	DSTLS18	3.53
	STORY4	B29	IPE180	Seismic		DSTLS18	3.82	DSTLS18	3.48

Figura 61. Resultados de vigas

Elaborado por: Diego López.

Existen dos tipos de viga en este modelo VM1 y VM2 de diferentes longitudes se analizará una viga cualquiera (viga D3-E3 del piso 6)

Tabla 21. Datos de sección VM1

DATOS			
L		m	longitud libre de la columna
sección tipo	IPE		sección tipo de la columna
h	180	mm	altura total del perfil
s	91	mm	ancho del ala
g	5.3	mm	espesor del alma
t	8	mm	espesor el ala
r	164	mm	altura del alma
E	2100000	kg/cm2	módulo de elasticidad
Fy	2520	kg/cm2	límite de fluencia

Elaborado por: Diego López.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Limite		Ejemplos
			λ_c (compacto-no compacto)	λ_s (esbelto-no esbelto)	
Elementos No-Alineados	10	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_s E}{F_y}}$ [A] [B]	
	12	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Alineados	15	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	h/t_w	$\frac{h_c \sqrt{E/F_y}}{[0.54 M_x - 0.09] s} \leq \lambda_c$ [D]	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	h/t	$2.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	D/t	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 62. Secciones compactas de vigas

Fuente: (AISC, 318-08)

COMPACIDAD EN EL ALA

$$pf = 0.38 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$pf = 10.97$$

$$rf = 1.0 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$rf = 28.9$$

$$f = \frac{b}{t}$$

$$f = \frac{45.5}{8}$$

$$f = 5.69$$

Entonces:

Si $f < pf$ compacto

Si $f < rf$ esbelto

COMPACIDAD EN EL ALMA

$$pw = 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 108.54$$

$$rw = 5.70 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 164.55$$

$$w = \frac{r}{g} = 20.50$$

Entonces:

Si $w < p_w$ compacto

Si $p_w < w < r_w$ no compacto

(AISC, 318-08) capítulo F. En consecuencia, la sección es compacta

Se realiza el análisis de vigas y columnas en la opción display design info con el software ETABS y se marca la primera opción

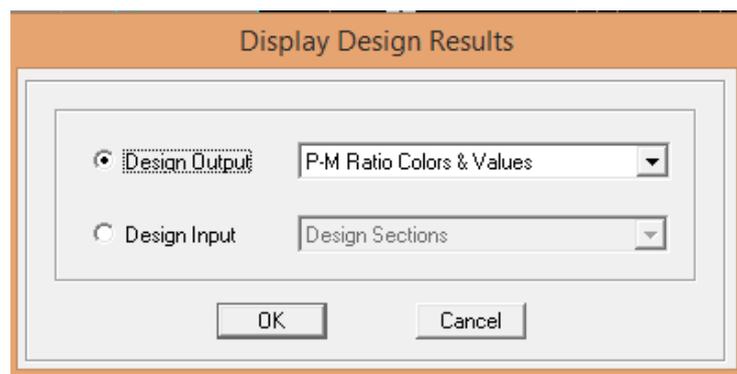


Figura 63. Verificación de trabajo de las columnas y las vigas

Elaborado por: Diego López.

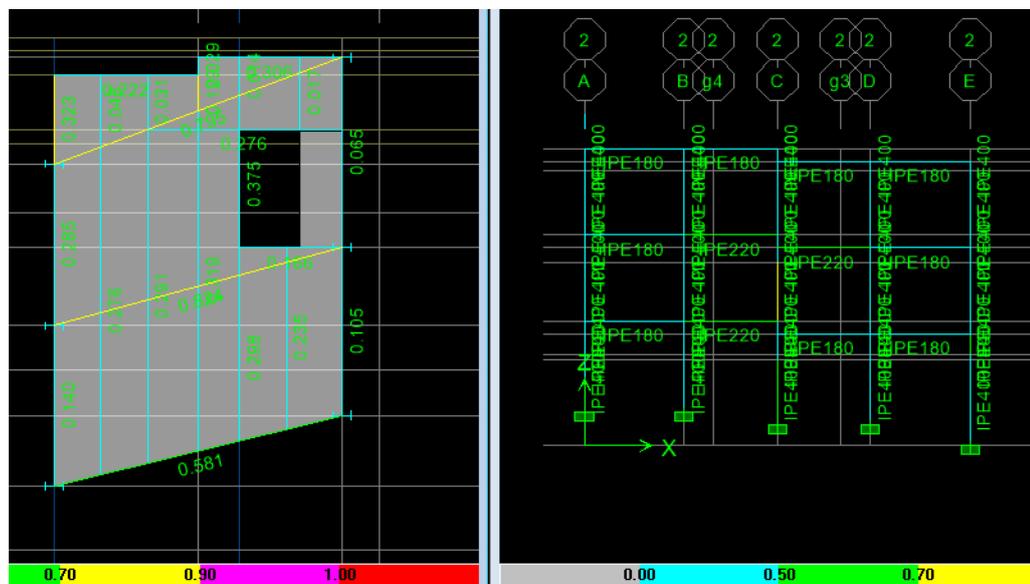
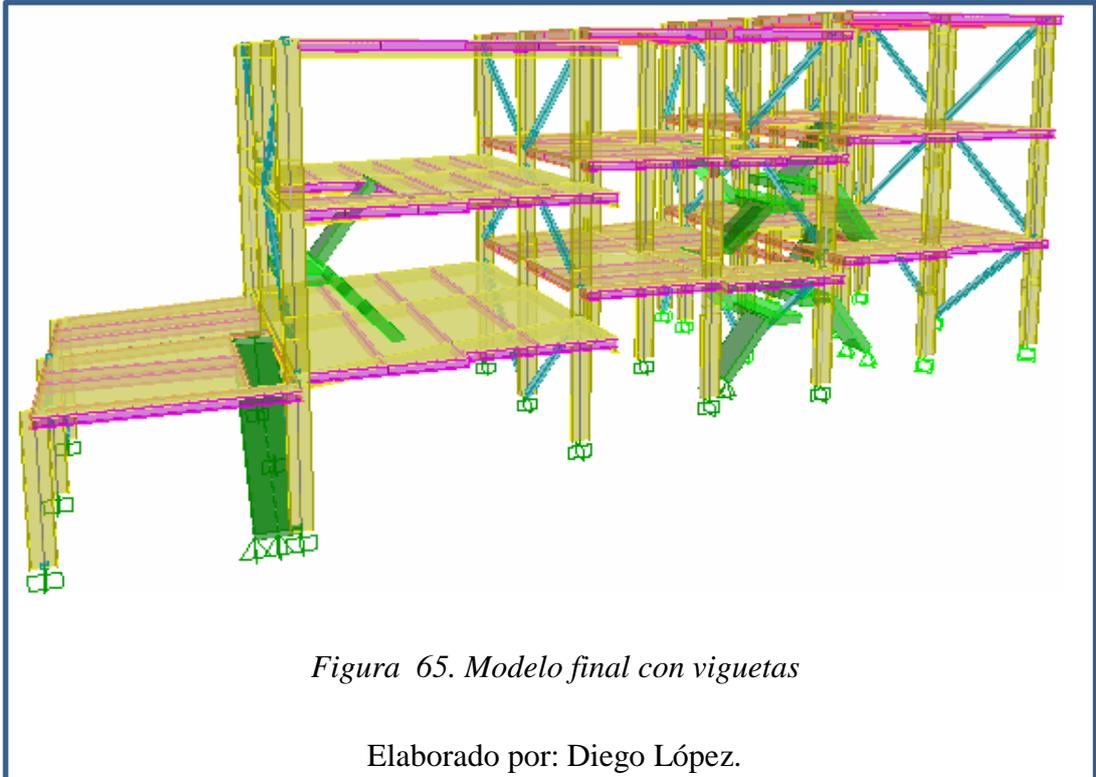


Figura 64. Resultados de ETABS menor a 1

Elaborado por: Diego López.

Se colocan las viguetas en el modelo del software al final puesto que estas nos ayudarán a dar más rigidez a la estructura y no son sujetos a un control riguroso, tienen que cumplir que la deformación sea menor a la máxima permisible, estos elementos son analizados como elementos de apoyo a la losa requerida por el fabricante.

Las viguetas son de perfil IPE160 de las tablas de DIPAC (anexo IV)



Comparamos los nuevos resultados obtenidos en el software ETABS con los del capítulo 6.1.7.1

Modal Participating Mass Ratios									
v									
Modal Participating Mass Ratios									
Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
0.352332	71.6093	0.0129	0.0000	71.6093	0.0129	0.0000	0.0137	96.9942	0.0359
0.166506	0.0014	82.0054	0.0000	71.6107	82.0183	0.0000	97.7247	0.0111	0.1024
0.138638	0.1339	0.2429	0.0000	71.7446	82.2612	0.0000	1.0620	0.0013	74.6437
0.115776	20.8709	0.0052	0.0000	92.6155	82.2665	0.0000	0.0032	2.4020	0.3145
0.065627	0.1300	1.8255	0.0000	92.7455	84.0920	0.0000	0.1011	0.0164	0.1615
0.062836	5.7848	0.1990	0.0000	98.5303	84.2910	0.0000	0.0019	0.4135	1.9648
0.059609	0.0007	9.9484	0.0000	98.5309	94.2393	0.0000	0.0378	0.0002	0.2208
0.052049	0.3020	1.6908	0.0000	98.8329	95.9301	0.0000	0.2959	0.0318	18.8725
0.045706	0.4144	0.2943	0.0000	99.2474	96.2244	0.0000	0.0944	0.0414	1.2910
0.043089	0.0327	1.8647	0.0000	99.2801	98.0892	0.0000	0.2584	0.0023	0.3766
0.039965	0.0047	0.0031	0.0000	99.2848	98.0922	0.0000	0.0063	0.0005	0.1575
0.037910	0.0303	0.2793	0.0000	99.3150	98.3716	0.0000	0.0359	0.0121	0.0277

Figura 66. Resultados finales de la modelación

Elaborado por: Diego López.

Periodo de vibración bajo a 0.352 segundos.

La traslación en el sentido “x” aumento 97%

La traslación en el sentido “y” aumento a 97,73%

Y la rotación a 74.64

Lo que indica que la colocación de las viguetas a la estructura ayuda a la rigidización de la misma.

6.1.7.8 Diseño de uniones.

Usaremos la ayuda de otro paquete computacional llamado CYPE 2016, este software se divide en algunos programas internos el cual usaremos la parte de conexiones, esta parte del software es fácil de usar hay que pasar las cargas los momentos obtenidos del ETABS del diseño final.

Este proceso es manual ya que los programas utilizados en esta tesis son de distintos programadores, en consecuencia, no se puede importar de resultados obtenidos de un software a otro.

Unión base-columna

Para las uniones de una columna en acero estructural a la cimentación de hormigón armado es necesario la introducción de una placa de acero, la misma que es la encargada de transmitir y distribuir la carga proveniente de la columna al pedestal de concreto, que a su vez transmitirá a la cimentación.

Analizaremos la unión referente a los ejes E2, en el programa se le identifica como C45 para utilizar los resultados de fuerza, corte y momento

Column Forces									
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C45-1	DEAD	0.000	-8.71	-0.30	-0.07	0.000	-0.035	-0.282
STORY1	C45-1	DEAD	0.015	-8.71	-0.30	-0.07	0.000	-0.034	-0.277
STORY1	C45-1	DEAD	0.015	-9.03	-0.34	-0.02	0.000	-0.015	-0.279
STORY1	C45-1	DEAD	1.260	-8.96	-0.34	-0.02	0.000	0.006	0.144
STORY1	C45-1	DEAD	2.520	-8.88	-0.34	-0.02	0.000	0.027	0.573
STORY1	C45-1	LIVE	0.000	-6.64	-0.31	-0.09	0.000	-0.020	-0.282
STORY1	C45-1	LIVE	0.015	-6.64	-0.31	-0.09	0.000	-0.019	-0.278
STORY1	C45-1	LIVE	0.015	-6.94	-0.35	-0.02	0.000	-0.017	-0.279
STORY1	C45-1	LIVE	1.260	-6.94	-0.35	-0.02	0.000	0.006	0.152
STORY1	C45-1	LIVE	2.520	-6.94	-0.35	-0.02	0.000	0.030	0.590
STORY1	C45-1	PP	0.000	-9.02	-0.47	-0.10	0.000	-0.026	-0.439
STORY1	C45-1	PP	0.015	-9.02	-0.47	-0.10	0.000	-0.024	-0.432
STORY1	C45-1	PP	0.015	-9.41	-0.53	-0.02	0.000	-0.022	-0.435
STORY1	C45-1	PP	1.260	-9.41	-0.53	-0.02	0.000	0.008	0.224
STORY1	C45-1	PP	2.520	-9.41	-0.53	-0.02	0.000	0.039	0.891
STORY1	C45-1	SX	0.000	0.42	0.57	-0.12	0.000	0.002	2.127
STORY1	C45-1	SX	0.015	0.42	0.57	-0.12	0.000	0.004	2.118
STORY1	C45-1	SX	0.015	0.31	0.65	0.00	0.000	0.001	2.121
STORY1	C45-1	SX	1.260	0.31	0.65	0.00	0.000	0.004	2.116

▶▶▶

Figura 67. Resultados de fuerzas

Elaborado por: Diego López.

Se colocan los resultados en el software CYPE como se muestra la figura.

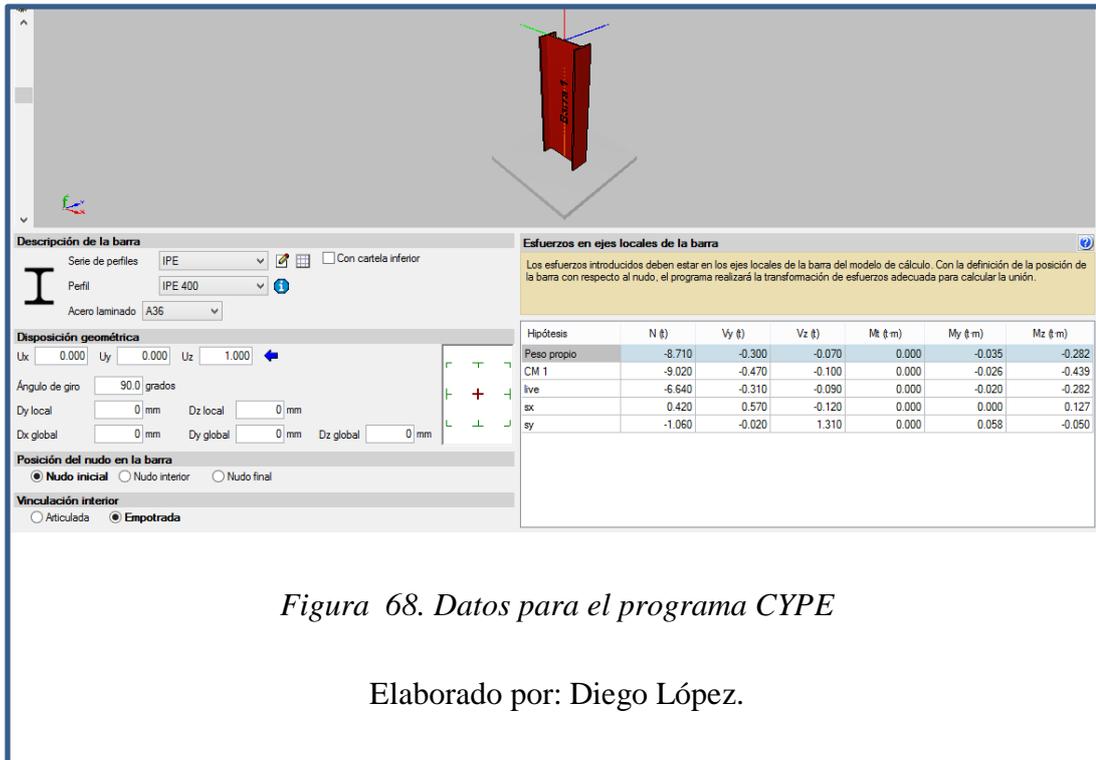


Figura 68. Datos para el programa CYPE

Elaborado por: Diego López.

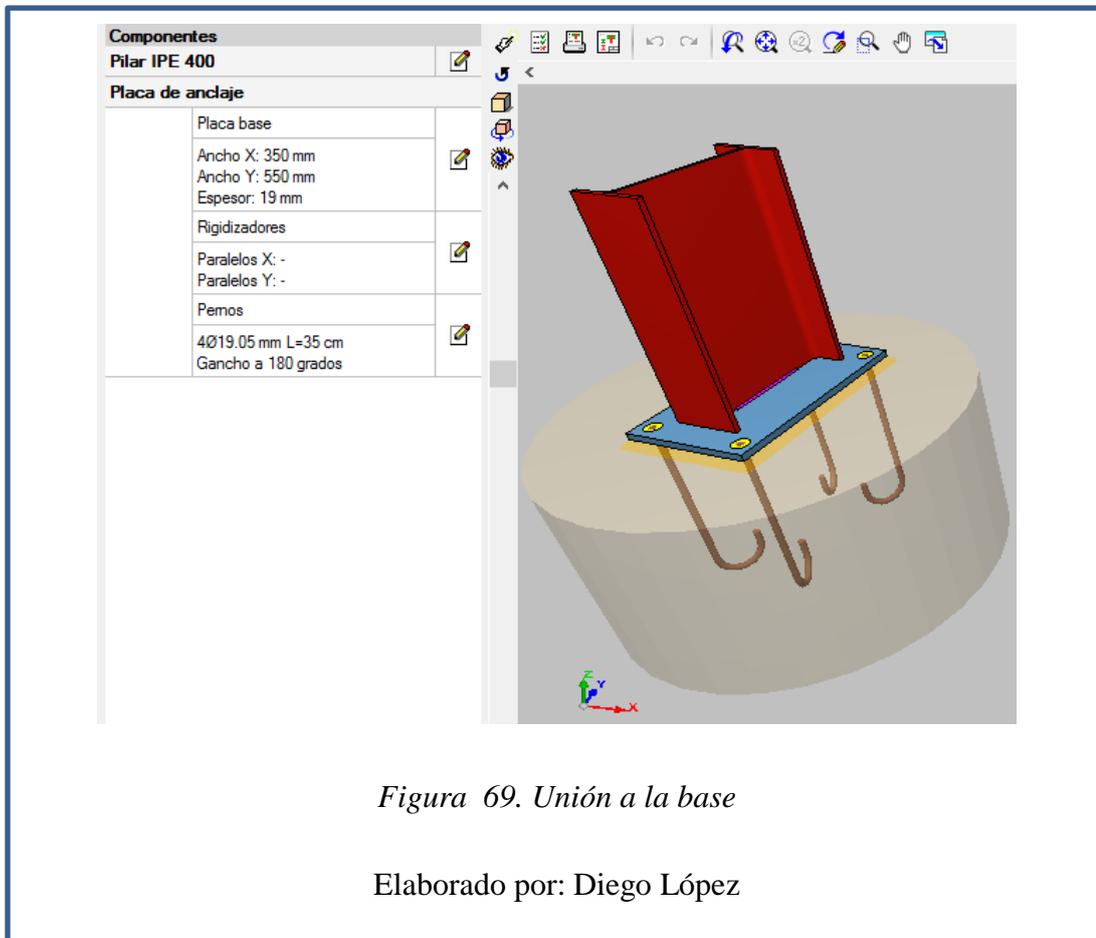


Figura 69. Unión a la base

Elaborado por: Diego López

El programa calcula la mejor opción para la placa base los detalles se verán en los planos estructurales y los cálculos que realiza el software en anexos.

Unión viga-columna

Las uniones vigas-columnas, vigas apoyadas a las columnas sobre las cuales se instalan losas de concreto, láminas de fibrocemento u otro material, para el anclaje existen tres tipos básicos, el primero por conectores de pernos, el segundo por conectores soldados y el tercero mixto.

Se analizará la unión de los elementos del eje E2 que tiene una serie de elementos IPE180, IPE270, IPE400.

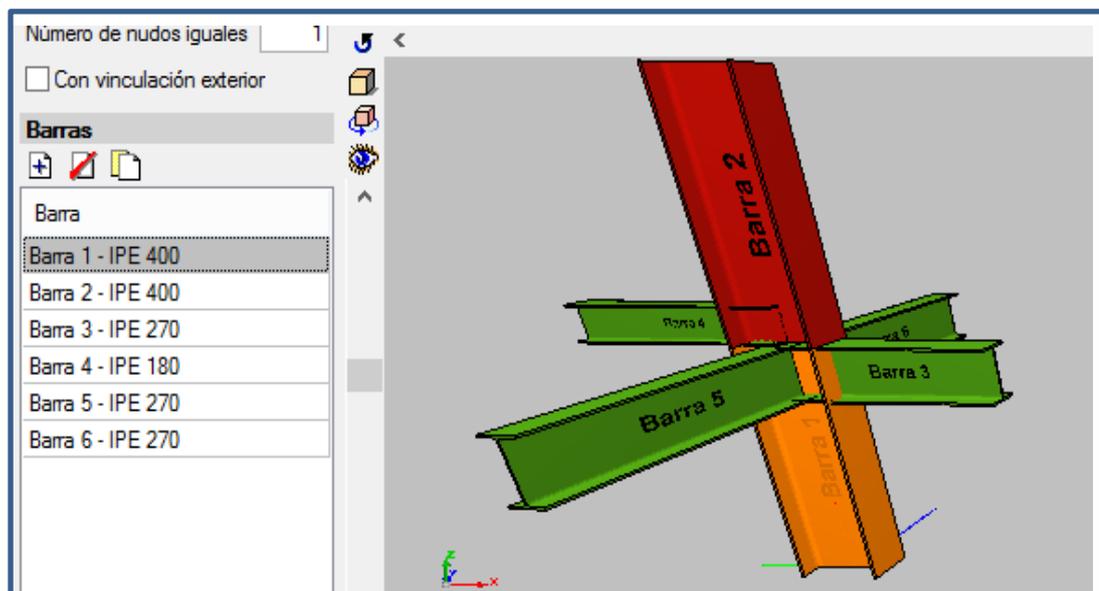


Figura 70. Elementos del eje E2

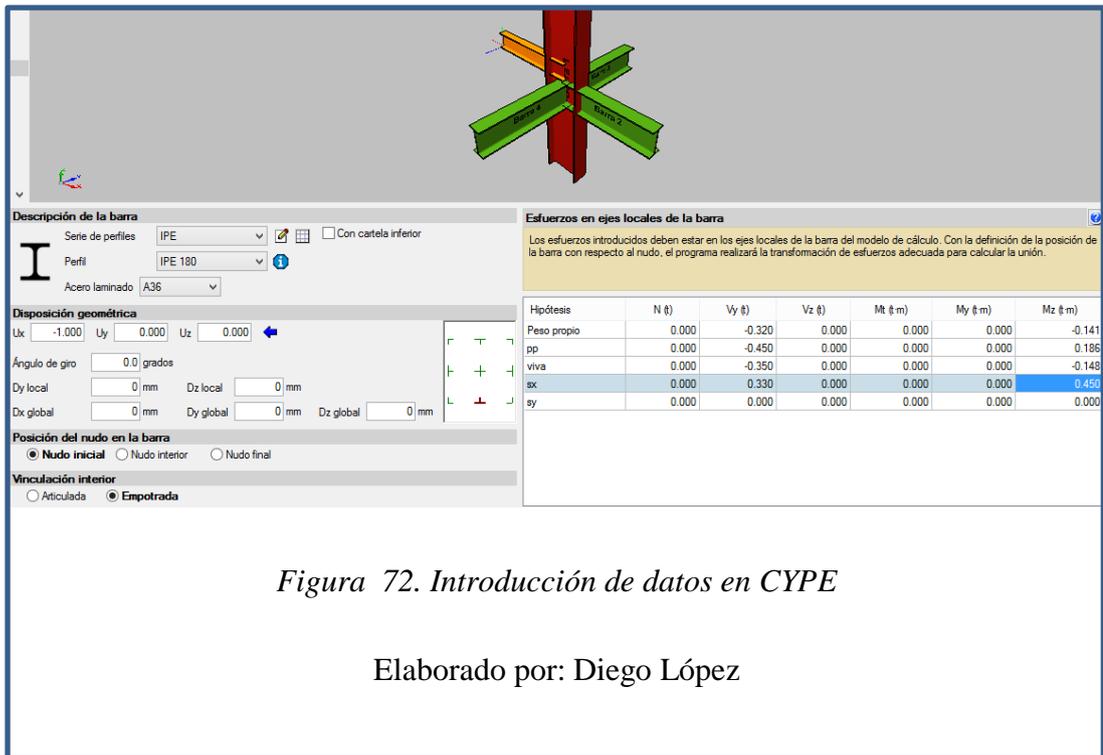
Elaborado por: Diego López

Al igual que la anterior unión los valores de cada barra serán ingresados del ETABS al CYPE manualmente

Beam Forces									
Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY3	B20	DEAD	0.200	0.00	-0.32	0.00	0.000	0.000	-0.141
STORY3	B20	DEAD	0.740	0.00	-0.20	0.00	0.000	0.000	0.001
STORY3	B20	DEAD	1.280	0.00	-0.08	0.00	0.000	0.000	0.078
STORY3	B20	DEAD	1.820	0.00	0.04	0.00	0.000	0.000	0.089
STORY3	B20	DEAD	2.360	0.00	0.16	0.00	0.000	0.000	0.034
STORY3	B20	DEAD	2.900	0.00	0.28	0.00	0.000	0.000	-0.087
STORY3	B20	LIVE	0.200	0.00	-0.35	0.00	0.000	0.000	-0.148
STORY3	B20	LIVE	0.740	0.00	-0.22	0.00	0.000	0.000	0.005
STORY3	B20	LIVE	1.280	0.00	-0.08	0.00	0.000	0.000	0.086
STORY3	B20	LIVE	1.820	0.00	0.05	0.00	0.000	0.000	0.096
STORY3	B20	LIVE	2.360	0.00	0.18	0.00	0.000	0.000	0.035
STORY3	B20	LIVE	2.900	0.00	0.31	0.00	0.000	0.000	-0.097
STORY3	B20	PP	0.200	0.00	-0.45	0.00	0.000	0.000	-0.186
STORY3	B20	PP	0.740	0.00	-0.28	0.00	0.000	0.000	0.009
STORY3	B20	PP	1.280	0.00	-0.10	0.00	0.000	0.000	0.112
STORY3	B20	PP	1.820	0.00	0.07	0.00	0.000	0.000	0.121
STORY3	B20	PP	2.360	0.00	0.24	0.00	0.000	0.000	0.039
STORY3	B20	PP	2.900	0.00	0.41	0.00	0.000	0.000	-0.136
STORY3	B20	SX	0.200	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	0.450
STORY3	B20	SX	0.740	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	0.270
STORY3	B20	SX	1.280	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	0.091
STORY3	B20	SX	1.820	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	-0.089
STORY3	B20	SX	2.360	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	-0.269
STORY3	B20	SX	2.900	0.00	0.33	0.00	0.000	0.000	-0.449

Figura 71. Datos de la viga IPE180

Elaborado por: Diego López



El software CYPE realiza las uniones internamente mostrando los resultados finales, los cálculos se mostrarán como anexos.

6.1.7.9 CIMENTACIÓN.

Se realiza una exportación del ETABS al SAFE teniendo en cuenta de exportar todas las cargas de peso propio, carga viva, carga de sismo y cargas sobreimpuestas.

Tabla 22. Tabla de cargas para la cimentación en SAFE

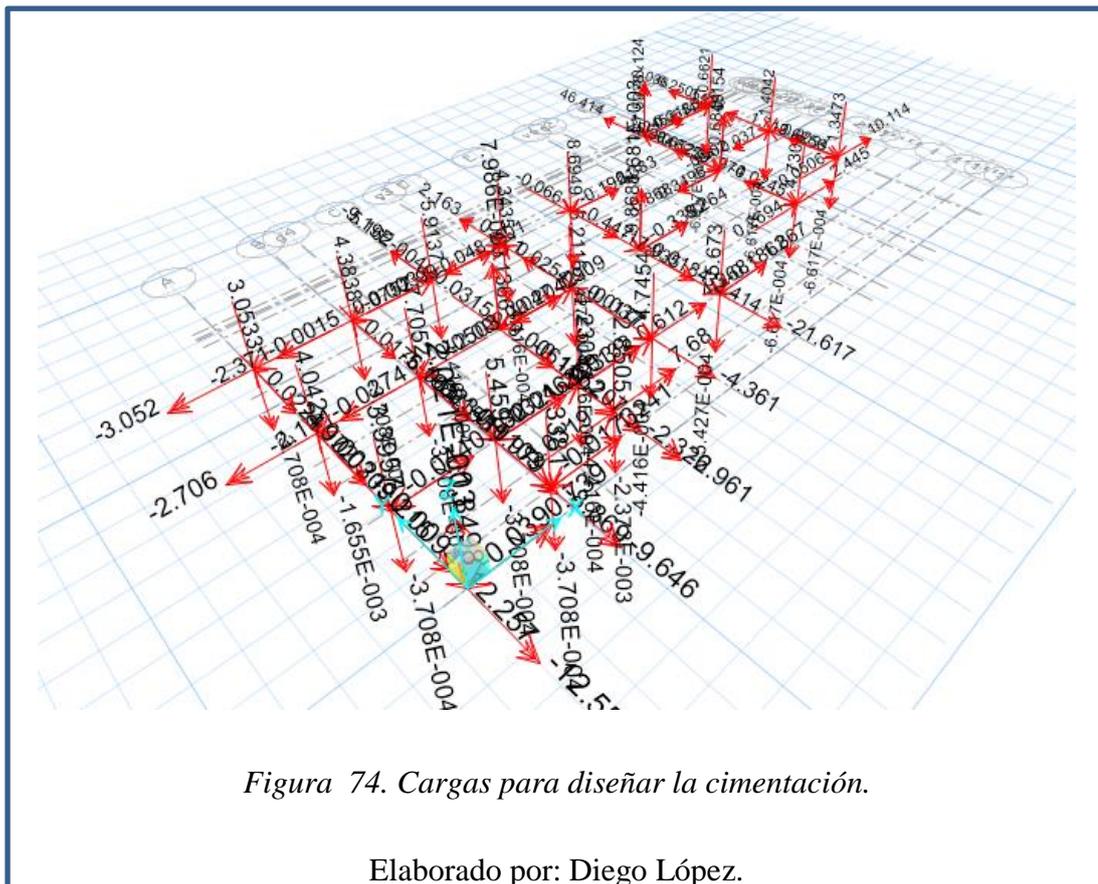
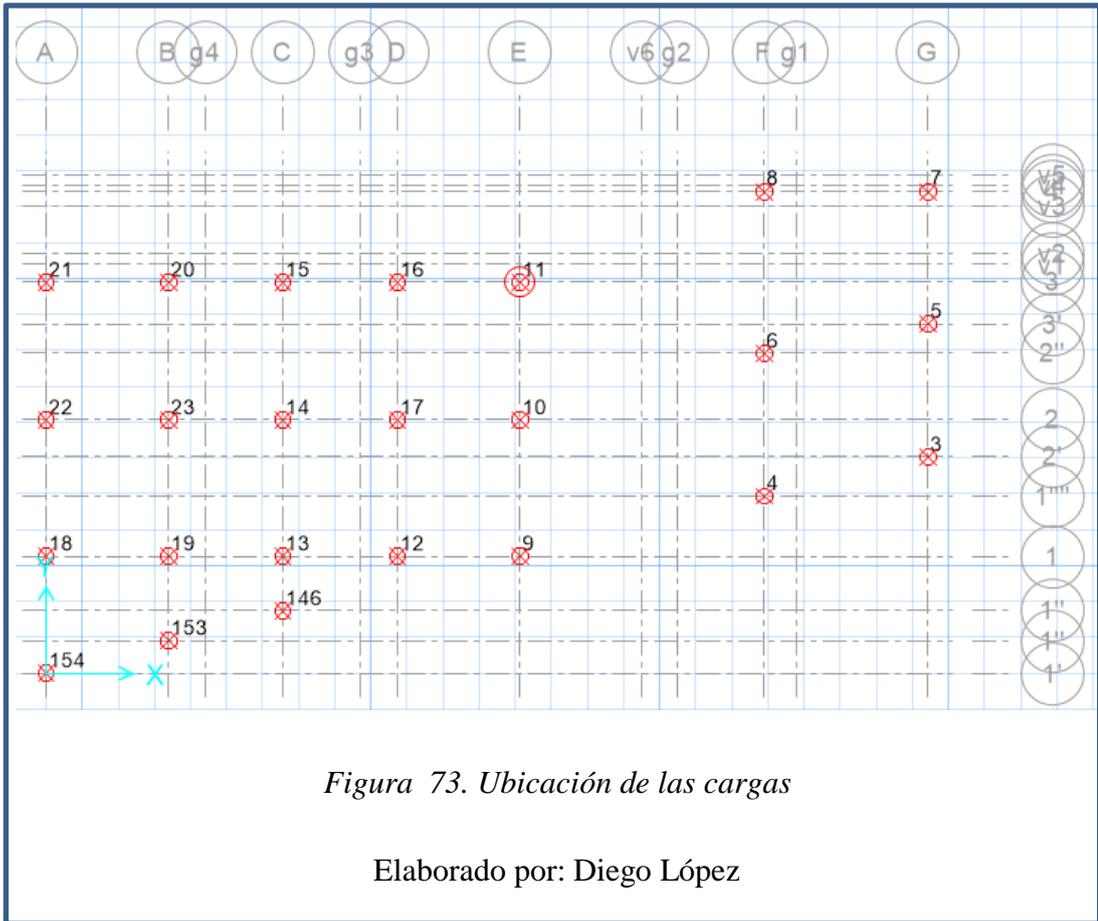
CARGAS							
Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
4	DEAD	0.2694	-0.0245	4.7308	0.02445	0.17974	-6.62E-06
4	LIVE	0.2784	-0.0225	3.5523	0.02256	0.19294	-6.42E-06
4	PP	0.3362	-0.0267	4.4999	0.02521	0.23498	-5.22E-06
4	SX	1.1216	0.015	1.8368	-0.00891	3.2392	1.05E-06
4	SY	-0.1709	0.012	-3.6586	-0.03251	-0.30076	-5.28E-05
8	DEAD	-0.3125	0.6527	7.5328	0.05325	0.46414	1.24E-03
8	LIVE	-0.2332	0.6875	5.3516	0.04173	0.48213	-2.27E-03
8	PP	0.0509	0.6667	6.1422	0.03539	0.53826	-1.57E-02
8	SX	5.7392	-10.0966	-9.4325	-0.05371	3.14195	4.11E-03

Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
8	SY	-0.2959	-0.9091	5.3281	-0.16468	0.58734	7.45E-02
6	DEAD	0.3496	-0.6259	10.6849	-0.00868	0.26984	1.54E-03
6	LIVE	0.3731	-0.5537	8.6196	-0.02303	0.29356	1.76E-03
6	PP	0.4716	-0.3292	9.1559	-0.03287	0.36192	2.43E-03
6	SX	0.8333	-0.549	1.3643	-0.00801	3.04284	2.33E-03
6	SY	0.1063	3.7072	-3.9657	-0.04177	0.14174	-1.58E-03
3	DEAD	0.0506	-0.6258	1.3473	0.10114	0.01712	-6.62E-06
3	LIVE	0.047	-0.612	1.1522	0.10533	0.02025	-6.42E-06
3	PP	0.0624	-0.5381	1.2967	0.13103	0.02784	-5.22E-06
3	SX	1.4252	-0.3924	0.5202	-0.00925	3.47443	1.05E-06
3	SY	-0.0622	0.8376	-0.6681	-0.01911	-0.15403	-5.28E-05
5	DEAD	0.037	0.0094	1.4042	-0.00402	0.03283	-6.62E-06
5	LIVE	0.034	0.0092	1.2389	-0.00397	0.03569	-6.42E-06
5	PP	0.0327	0.0184	1.5979	-0.01345	0.02549	-5.22E-06
5	SX	1.4621	0.0036	0.1824	0.0009	3.49908	1.05E-06
5	SY	0.0414	0.0155	-0.0204	-0.02243	0.13661	-5.28E-05
7	DEAD	0.0514	-0.2505	0.6621	-0.05245	0.07036	-6.62E-06
7	LIVE	0.0411	-0.2275	0.2716	-0.06796	0.06669	-6.42E-06
7	PP	0.0394	-0.0509	0.7357	-0.08472	0.05145	-5.22E-06
7	SX	1.4443	-0.3883	-0.1171	0.01186	3.48102	1.05E-06
7	SY	0.1913	0.8354	0.6813	-0.01985	0.46334	-5.28E-05
13	DEAD	0.0321	-0.0061	4.2309	0.00612	-0.02326	-4.42E-06
13	LIVE	0.0272	-0.0064	3.0391	0.00686	-0.02431	-3.66E-06
13	PP	0.0275	-0.0106	3.8175	0.01178	-0.01919	-4.16E-06
13	SX	0.8801	0.0018	0.2425	-0.00217	3.02855	-1.53E-05
13	SY	-0.0898	0.0424	0.5306	-0.10688	-0.28815	-5.22E-05
19	DEAD	-0.0163	-0.0234	5.459	0.02933	-0.08869	-3.71E-06
19	LIVE	-0.0155	-0.025	4.3056	0.0319	-0.08261	-2.94E-06
19	PP	-0.0018	-0.0319	5.8328	0.04042	-0.06091	-3.43E-06
19	SX	0.9237	-0.00066	-0.4135	-0.00133	3.09386	-2.27E-05
19	SY	-0.1724	0.0891	0.1068	-0.18034	-0.3972	-6.21E-05
18	DEAD	-0.044	-0.0021	3.3957	0.00132	-0.12257	-3.71E-06
18	LIVE	-0.0449	-0.0024	2.2979	0.00221	-0.11845	-2.94E-06
18	PP	-0.0418	-0.0027	3.1303	0.00215	-0.10973	-3.43E-06
18	SX	0.835	0.0059	-1.1764	-0.01268	2.98559	-2.27E-05
18	SY	-0.1668	0.1033	0.1419	-0.20665	-0.39037	-6.21E-05
154	DEAD	-0.039	-0.0094	1.8498	0.00739	-0.12551	2.02E-05
154	LIVE	-0.0366	0.002	0.9645	0.00388	-0.11548	2.19E-05
154	PP	-0.0256	0.0038	1.4641	0.00374	-0.09833	2.34E-05
154	SX	0.767	0.1181	-1.4021	-0.09788	2.85196	-4.90E-04
154	SY	-0.3229	1.6305	-5.3451	-1.28807	-0.7301	-1.89E-05
153	DEAD	-0.0173	-0.0103	2.3381	0.01241	-0.09646	-3.71E-06
153	LIVE	-0.0152	-0.0108	1.4646	0.01343	-0.08727	-2.94E-06

Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
153	PP	0.0021	-0.0132	1.9998	0.0162	-0.06209	-3.43E-06
153	SX	0.8593	0.0247	0.0677	-0.03422	2.97569	-2.27E-05
153	SY	-0.2753	0.0789	-0.3204	-0.16704	-0.63122	-6.21E-05
146	DEAD	0.0319	-0.1562	2.8505	0.0768	-0.02961	-2.37E-05
146	LIVE	0.0283	-0.1195	1.7852	0.06062	-0.02821	-1.87E-05
146	PP	0.031	-0.1531	2.4136	0.07981	-0.02115	-1.91E-05
146	SX	0.8598	-0.007	0.6168	0.00035	2.99864	-9.70E-04
146	SY	-0.086	1.7669	-8.1291	-0.98333	-0.35052	1.85E-05
17	DEAD	0.047	0.0177	6.2116	-0.02092	0.00671	-4.42E-06
17	LIVE	0.0445	0.0189	4.9019	-0.02203	0.00585	-3.66E-06
17	PP	0.0484	0.0244	5.7035	-0.0283	0.01636	-4.16E-06
17	SX	0.995	-0.0042	11.6833	0.00691	3.20037	-1.53E-05
17	SY	-0.0348	0.0637	-0.5044	-0.12471	-0.06517	-5.22E-05
14	DEAD	-0.2042	-0.0315	10.1366	0.01909	-0.17207	7.99E-05
14	LIVE	-0.2042	-0.0451	8.0937	0.02269	-0.17124	8.98E-05
14	PP	-0.1472	0.0374	5.8173	-0.01517	-0.14124	1.88E-05
14	SX	4.9143	-0.0149	2.4238	0.03004	6.61161	-1.76E-03
14	SY	-0.181	2.9878	-1.7966	-1.38712	-0.25669	-3.10E-04
23	DEAD	-0.0503	0.0155	7.7052	-0.02101	-0.11979	-3.71E-06
23	LIVE	-0.0492	0.0165	6.2235	-0.02188	-0.1155	-2.94E-06
23	PP	0.0087	0.0228	6.6999	-0.03049	-0.03845	-3.43E-06
23	SX	1.4967	0.0244	-14.1985	-0.03384	3.85749	-2.27E-05
23	SY	0.1098	0.0751	-0.9398	-0.16217	0.12202	-6.21E-05
22	DEAD	-0.0274	0.0309	4.042	-0.02706	-0.09215	-1.66E-05
22	LIVE	-0.0299	0.0195	2.7684	-0.01768	-0.09213	-1.54E-05
22	PP	-0.0283	0.0298	3.7269	-0.02653	-0.0838	-1.56E-05
22	SX	0.9035	0.1325	-1.207	-0.09994	3.14051	-4.78E-05
22	SY	0.0126	1.8852	0.7259	-1.4319	0.0032	-1.50E-04
21	DEAD	-0.0015	0.0224	3.0533	-0.03052	-0.04972	-3.71E-06
21	LIVE	-0.0047	0.0191	1.9931	-0.02562	-0.05285	-2.94E-06
21	PP	-0.0016	0.0255	2.5457	-0.03441	-0.04135	-3.43E-06
21	SX	0.9646	0.0064	-0.7787	-0.01335	3.27189	-2.27E-05
21	SY	0.1975	0.0928	4.5352	-0.1931	0.40478	-6.21E-05
20	DEAD	-0.0033	0.0176	4.3838	-0.02371	-0.05198	-3.71E-06
20	LIVE	-0.0021	0.0175	2.951	-0.02319	-0.0496	-2.94E-06
20	PP	0.0124	0.0214	3.9533	-0.0286	-0.02417	-3.43E-06
20	SX	1.1156	-0.0554	-1.621	0.06961	3.45624	-2.27E-05
20	SY	0.1615	0.099	0.9977	-0.19317	0.3608	-6.21E-05
15	DEAD	0.0757	-0.00092	5.9137	0.0001	0.05162	-4.42E-06
15	LIVE	0.0733	-0.0036	3.6282	0.00355	0.04843	-3.66E-06
15	PP	0.0676	-0.0039	3.5305	0.004	0.05021	-4.16E-06
15	SX	0.7482	0.011	2.0099	-0.0128	2.98221	-1.53E-05
15	SY	-0.0315	0.0071	8.7574	-0.06582	0.10297	-5.22E-05

Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
16	DEAD	0.048	0.0254	4.3435	-0.0299	0.02163	-4.42E-06
16	LIVE	0.0322	0.0272	2.9276	-0.03176	0.00412	-3.66E-06
16	PP	0.0486	0.0354	4.0758	-0.04112	0.02965	-4.16E-06
16	SX	1.0747	0.0048	0.3749	-0.00361	3.33443	-1.53E-05
16	SY	0.1462	0.0708	0.3789	-0.13296	0.29473	-5.22E-05
12	DEAD	0.0132	-0.037	4.7454	0.04268	-0.04361	-4.42E-06
12	LIVE	0.0123	-0.0412	3.5788	0.04774	-0.04033	-3.66E-06
12	PP	0.0264	-0.053	4.8606	0.06169	-0.02043	-4.16E-06
12	SX	0.9859	-0.0045	0.3855	0.00721	3.14271	-1.53E-05
12	SY	-0.1636	0.0571	-0.2008	-0.11703	-0.3677	-5.22E-05
9	DEAD	-0.1862	-0.0184	5.673	0.01867	-0.21617	-5.43E-06
9	LIVE	-0.1802	-0.015	4.0648	0.0156	-0.20512	-5.10E-06
9	PP	-0.2628	-0.0167	5.6712	0.01701	-0.27883	-3.38E-06
9	SX	1.1141	0.0087	0.8442	-0.00369	3.24127	-2.31E-06
9	SY	-0.2033	0.0246	-7.0076	-0.06284	-0.41144	-5.16E-05
10	DEAD	-0.3392	-0.447	9.8688	0.08264	-0.32414	1.68E-05
10	LIVE	-0.3474	-0.4255	7.5083	0.08355	-0.3263	1.19E-05
10	PP	-0.5205	-0.4265	10.198	0.08758	-0.48269	1.00E-04
10	SX	0.9679	-0.7313	-0.7166	0.09544	3.15156	4.10E-04
10	SY	-0.0444	6.5161	-0.0695	-0.95891	-0.07948	-2.90E-04
11	DEAD	-0.1921	-0.066	8.6949	0.06383	-0.17935	-5.43E-06
11	LIVE	-0.1823	-0.0666	6.3851	0.06455	-0.16763	-5.10E-06
11	PP	-0.3446	-0.0834	8.5886	0.08027	-0.32208	-3.38E-06
11	SX	0.8312	0.0165	-0.9194	-0.01115	3.01971	-2.31E-06
11	SY	0.127	0.0279	6.8533	-0.0659	0.26486	-5.16E-05

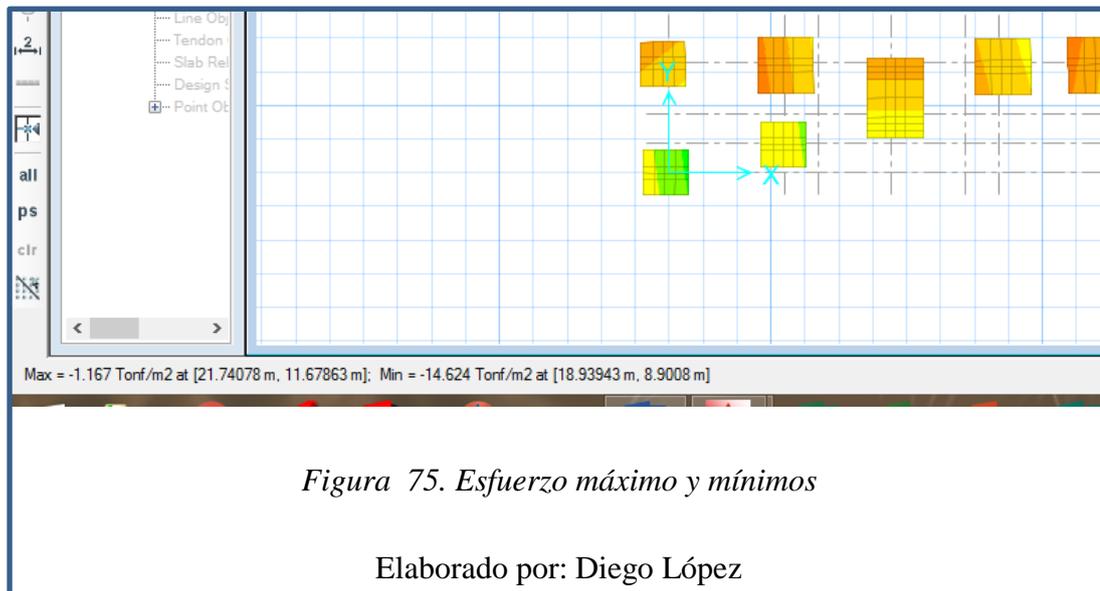
Elaborado por: Diego López



La capacidad portante del suelo fue tomada en cuenta por las recomendaciones del estudio geológico en el ANEXO I, el cual nos da una capacidad portante de 15.95 Ton/m² y a una profundidad del nivel suelo natural de 1.50m

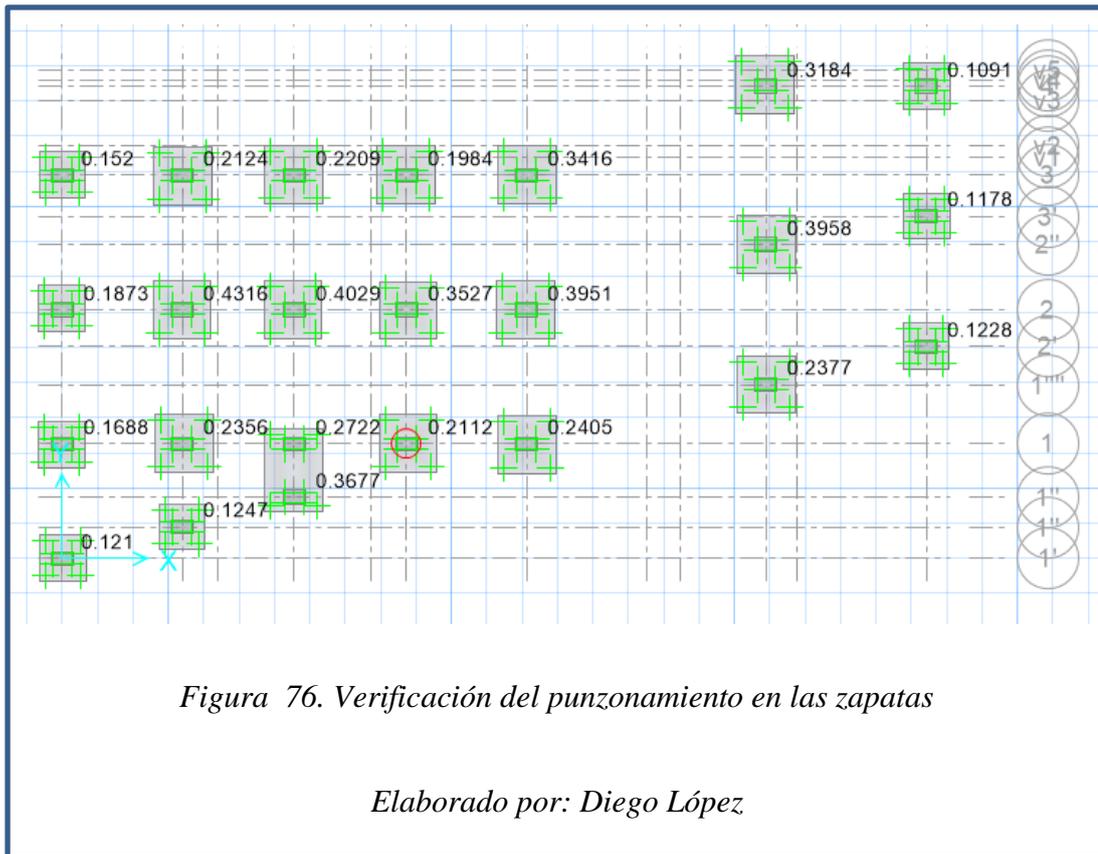
Para el diseño de la geometría de las zapatas se tomados en cuenta las cargas de servicio (CV) y las cargas de peso propio con las sobrepuestas (CM), sin mayorar, esto debido a que el esfuerzo admisible del suelo ya involucra un factor de seguridad.

El software SAFE después de ingresar los datos y realizar varios modelamientos de zapatas se obtuvo zapatas aisladas, dando las siguientes dimensiones, verificando que no sobrepase la capacidad portante del suelo y el punzonamiento.



El esfuerzo máximo es de 14.62 t/m²

El esfuerzo mínimo es 1.167 t/m²



Al colocar las cadenas se va a notar una disminución de estos valores que es otra manera de dar seguridad al proyecto y para el diseño de los aceros de refuerzo se realiza una envolvente con las combinaciones de carga.

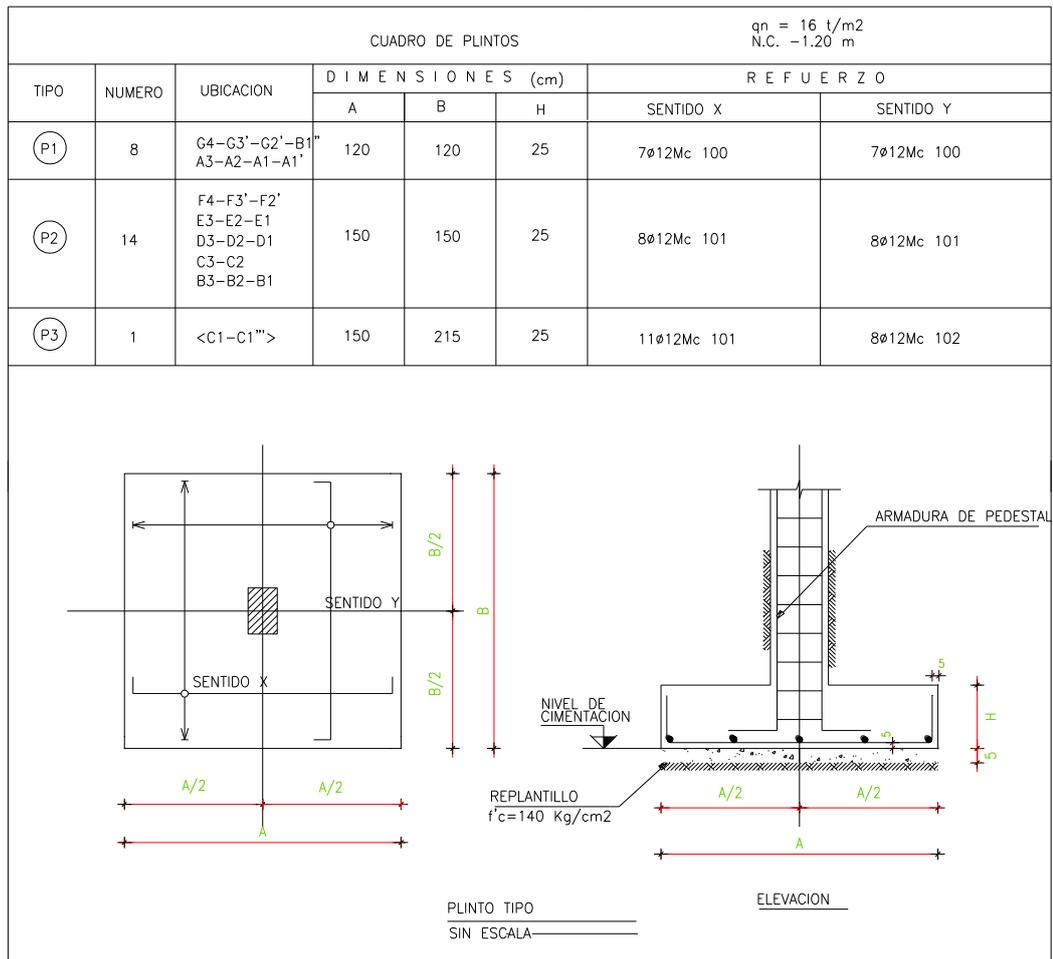
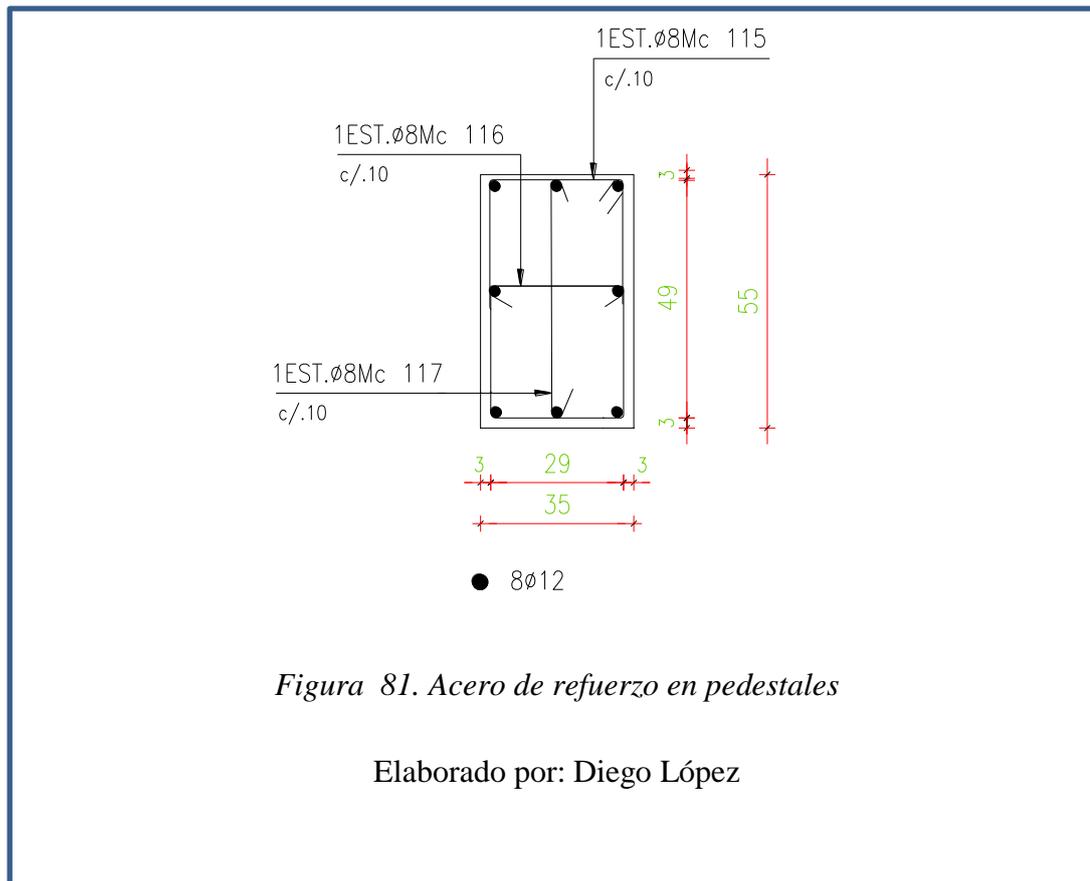


Figura 77. Dimisiones de las zapatas de cimentación

Elaborado por: Diego López

Se colocan las cadenas en la cimentación y se verifica el asentamiento de las zapatas, en el estudio geotécnico indica un asentamiento máximo de 2.5cm.



6.2 Diseño de la estructura segunda alternativa (cimentación con aisladores sísmicos)

Los aisladores sísmicos son una alternativa para disipar la energía que libera los terremotos en la superficie terrestre hacia la estructura, esto se consigue mediante el aislamiento basal.

No existe normativa en el Ecuador que respalde el uso de los aisladores sísmicos en la base, sin embargo, la NEC SE exige la aplicación del método **NO LÍNEAL** paso a paso realizado por un profesional calificado. Se pueden usar normas extranjeras que se adapten a los proyectos a realizar, como la norma chilena: NCh 2745 del 2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”, esta norma tiene como objetivo la protección de la vida y reducción de daños de la estructura reduciendo el corte basal y las deformaciones.

6.2.1 Diseño aisladores sísmicos.

Para este proyecto se diseñará con aisladores sin centro de plomo (HDR) por ser uno de los más económicos en el mercado

En la norma chilena diseña bajo unos datos previos:

- Deformación por corte máximo $\gamma_s = 150\%$
- Tensión admisible a la compresión $\sigma_{AC} = 100\text{Kg/cm}^2$
- Amortiguamiento efectivo $\beta = 10\%$
- Calculo de desplazamiento de diseño DD
- Periodo del aislador esperado T_b 2-3 seg

Como primer punto comparativa entre las zonas sísmicas entre Ecuador y Chile.

Zona sísmica	A_o
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Figura 82. Zona sísmica chilena

Fuente: (NCh433, 2003)

Los datos a comparar están la norma chilena (NCh433, 2003)

Tabla 4.2 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con la tabla 6.3)

Tipo de suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p>
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien;</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 Mpa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.</p>

Figura 83. Tipo de suelos Chile

Fuente: (NCh433, 2003)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Figura 84. Tipos de suelo Ecuador

Fuente: (NEC-SE, 2014)

Tabla 23. Comparación entre las normas NEC y NCh

ZONAS SÍMICAS			
NEC SE		NCh2745	
Zona sísmica	Tipo de suelo	Zona sísmica	Tipo de suelo
V	D	3	III

Elaborado por: Diego López

Factor que depende la zonificación sísmica

Tabla 5 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433

Zona sísmica	Z
1	$\frac{3}{4}$
2	1
3	$\frac{5}{4}$

Figura 85. Factor Z

Fuente: (Nch2745, 2003)

Z= 1.25

Factor de amplificación sísmica máxima posible

Tabla 3 - Factor de amplificación para el sismo máximo posible (Probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años)

Zona sísmica	M_M
1	1,2
2	1,2
3	1,2

Figura 86. Factor de amplificación sísmica

Fuente: (Nch2745, 2003)

MM= 1.2

Coefficientes sísmicos de desplazamientos que dependen del tipo de suelo

CD= 330Z mm

CM= 330MMZ mm

Factor de amortiguamiento BD según el amortiguamiento efectivo del 10%

Tabla 2 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, B_D y B_M

Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M (porcentaje del valor crítico)	Factor B_D o B_M Suelos I, II y III
≤ 2	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
25	2,17
30	2,38
≥ 50	3,02

Figura 87. Factor de amortiguamiento

Fuente: (Nch2745, 2003)

BD= 1.37

CÁLCULOS DE DESPLAZAMIENTO

$$C_D = \begin{cases} 200 Z \text{ [mm]}, & \text{para Suelo I;} \\ 300 Z \text{ [mm]}, & \text{para Suelo II;} \\ 330 Z \text{ [mm]}, & \text{para Suelo III;} \end{cases}$$

Figura 88. Desplazamiento de diseño

Fuente: (Nch2745, 2003)

$$CD = 330Z = 330 * 1.25 = 412.5 \text{ mm}$$

$$DD = \frac{CD}{BD} = \frac{412.5}{1.37} = 301.1 \text{ mm}$$

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO POSIBLE

$$CM = 330MMZ = 330 * 1.2 * 1.25 = 495 \text{ mm}$$

$$DM = \frac{CM}{BM} = \frac{495}{1.37} = 361.31 \text{ mm}$$

DATOS OBTENIDOS DEL PRIMER MODELAMIENTO

- Peso reactivo de la estructura. - cabe recalcar que al introducir el aislador aumenta un piso adicional similar al primer piso aumentado el peso reactivo
W = 313.2 ton
- Carga máxima. - obtenida de la columna sometida a más carga de la estructura.
Columna E2 Pmax = 143.65 ton

6.2.2 Cálculos para el aislador sísmico.

- Rigidez horizontal total

$$K_{h \text{ total}} = \frac{4\pi^2 * W}{Tb^2 * g}$$

$$K_{h \text{ total}} = \frac{4\pi^2 * 313.2}{2.5^2 * 9.81}$$

$$K_{h \text{ total}} = 201.67 \text{ t/m}$$

$$K_h = \frac{K_{h \text{ total}}}{n \text{ aisladores}}$$

$$K_h = \frac{201.67}{24}$$

$$K_h = 8.402 \text{ t/m}$$

- Área del aislador

$$A = \frac{P_{max}}{6AC}$$

$$A = \frac{143650 \text{ Kg}}{100 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A = 1436.5 \text{ cm}^2$$

- Diámetro del aislador

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = 42.77 \text{ cm}$$

$$D_{comercial} = 45.00 \text{ cm}$$

$$A = 1590.43 \text{ cm}^2$$

Anexo VII catálogo de aisladores technological thinking.

- Valor H_r del aislador (altura mínima)

$$H_r = \frac{DD \text{ cm}}{1,5}$$

$$H_r = \frac{30.11 \text{ cm}}{1,5}$$

$$H_r = 20.07 \text{ cm}$$

- Módulo de corte G.

$$G = \frac{K_h * H_r}{A}$$

$$G = \frac{6.40 * 0.2007}{0.1590}$$

$$G = 8.078t/m^2$$

Con estos valores se busca en los catálogos de aisladores (ANEXO VII) se decide poner un aislador suave (HDS450x136)

- Rigidez vertical efectiva

$$\text{factor de forma } S = \frac{D}{4Te}$$

Te = espesor de la goma 3mm

$$S = \frac{45cm}{4(0.3cm)}$$

$$S = 37.5$$

$$\text{módulo } \frac{1}{Ec} = \frac{1}{6 G S^2} + \frac{4}{3 * 20000}$$

$$\frac{1}{Ec} = \frac{1}{6 (0.8078) 37.5^2} + \frac{4}{60000}$$

$$Ec = 4686.38 Kg/cm^2$$

$$\text{rigidez } Kv = \frac{Ec A}{Hr}$$

$$Kv = \frac{4686.38 (1590.43)}{20.07}$$

$$Kv = 371368.18 Kg/cm$$

6.2.3 Comprobación del aislador sísmico.

- Verificación de periodo esperado

$$T = \sqrt{\frac{4 \pi^2 W}{g k_h total}}$$

$$T = \sqrt{\frac{4 \pi^2 * 238.63}{9,81 * 153.65}}$$

$$T = 2.5 \text{ seg} \quad OK$$

- Carga vertical admisible

$$P_{max} = 143.65 \text{ ton}$$

$$V_{max} = 1400 \text{ KN}$$

$$62.1 * 9.81 < 1400$$

$$609,201 < 1400 \quad \text{KN} \quad \quad OK$$

- Rigidez horizontal máxima

$$K_h = 6.40 \text{ t/m}$$

$$K_r = 0.88 \text{ KN/mm tomado del catálogo de aisladores}$$

$$6.40 * 9,81 / 1000 < 0.88 \text{ KN/mm}$$

$$0.063 < 0.47 \quad \text{OK}$$

6.2.4 Modelamiento en ETABS de los aisladores sísmicos.

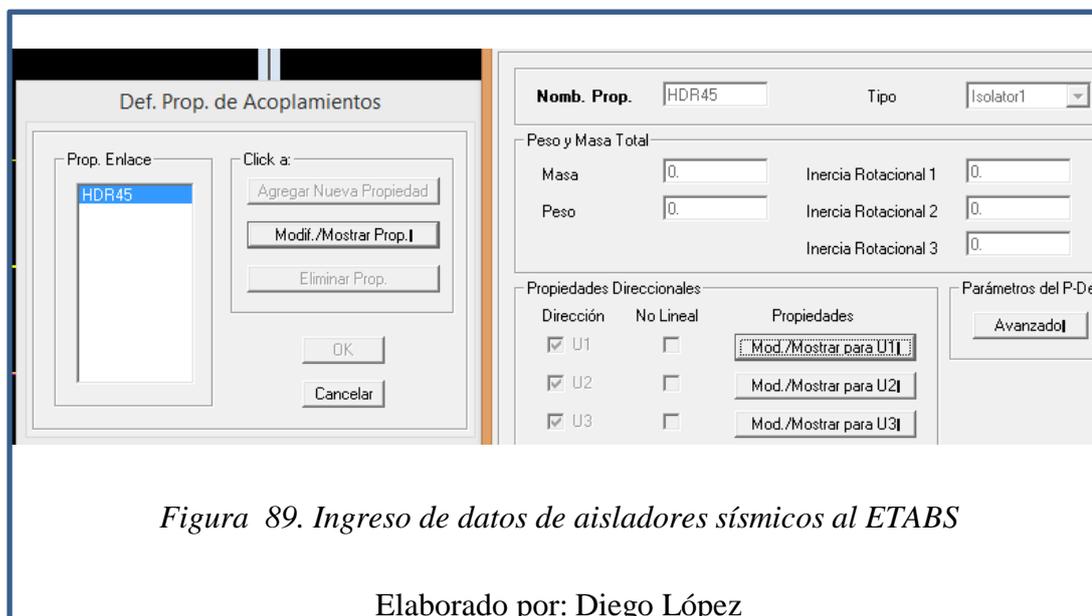


Figura 89. Ingreso de datos de aisladores sísmicos al ETABS

Elaborado por: Diego López

Como lo mencionado anteriormente este diseño está limitado al método lineal, la dirección que maneja el software ETABS para aisladores son:

U1.- Se ingresan los valores de rigidez vertical calculada. (371368.18 kg/cm)

U2 y U3.- se ingresa el valor de la rigidez horizontal total calculada (8.078 t/m = 80,78kg/cm)

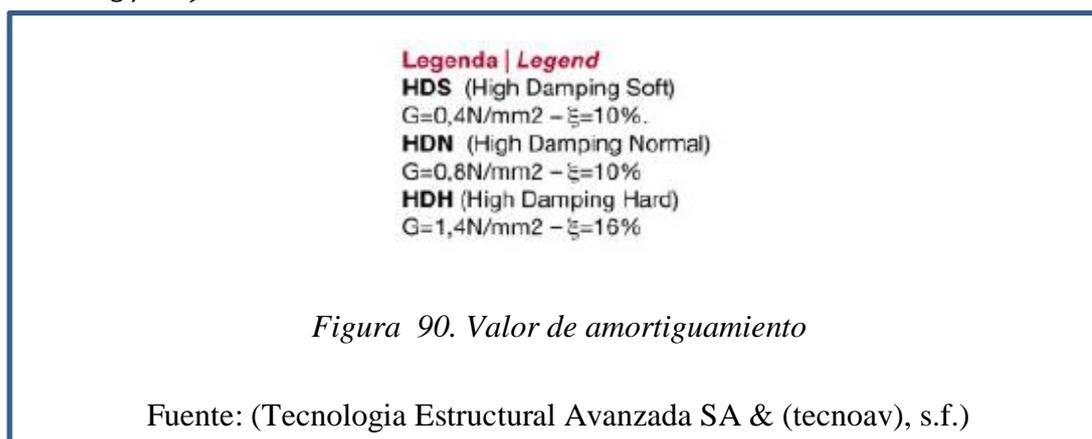


Figura 90. Valor de amortiguamiento

Fuente: (Tecnología Estructural Avanzada SA & (tecnoav), s.f.)

Amortiguamiento = 4.08 kg/cm²

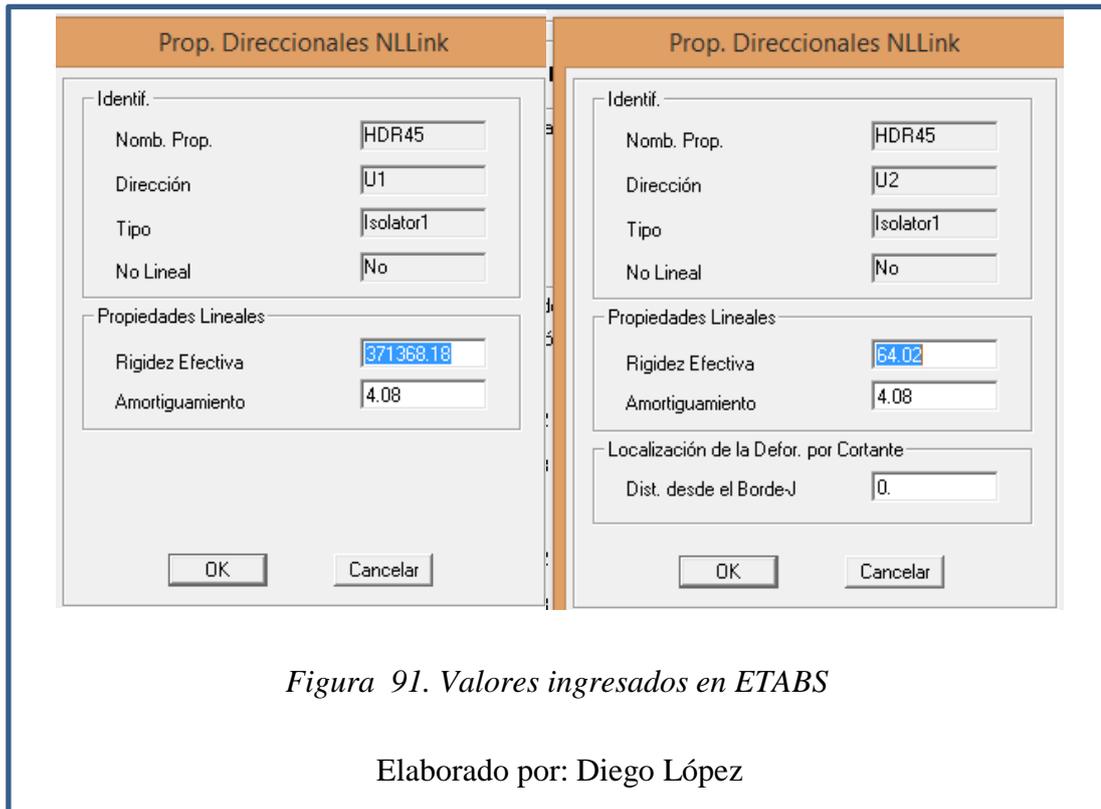


Figura 91. Valores ingresados en ETABS

Elaborado por: Diego López

6.2.5 Resultados obtenidos del ETABS con aisladores sísmicos.

Modal Participating Mass Ratios

Editar Vista

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	2.126945	7.6125	71.5356	0.0000	7.6125	71.5356	0.0000	51.0430	6.7950	20.8423
2	2.091012	92.0814	6.9436	0.0000	99.6939	78.4792	0.0000	5.1896	76.9524	0.8548
3	1.740675	0.1789	21.5199	0.0000	99.8708	99.9991	0.0000	26.1573	0.0518	78.3018
4	0.298904	0.1270	0.0000	0.0000	99.9977	99.9991	0.0000	0.0000	16.1724	0.0000
5	0.148891	0.0008	0.0000	0.0000	99.9986	99.9991	0.0000	0.0008	0.0035	0.0003
6	0.108164	0.0000	0.0005	0.0000	99.9986	99.9996	0.0000	9.7003	0.0059	0.0002
7	0.093716	0.0000	0.0004	0.0000	99.9986	99.9999	0.0000	6.5933	0.0008	0.0004
8	0.084446	0.0009	0.0000	0.0000	99.9995	99.9999	0.0000	0.0013	0.0000	0.0000
9	0.076295	0.0000	0.0000	0.0000	99.9996	99.9999	0.0000	0.0009	0.0000	0.0000
10	0.069787	0.0000	0.0000	0.0000	99.9996	99.9999	0.0000	0.3210	0.0001	0.0000
11	0.068032	0.0000	0.0000	0.0000	99.9996	99.9999	0.0000	0.1619	0.0000	0.0000
12	0.060573	0.0000	0.0000	0.0000	99.9996	99.9999	0.0000	0.0370	0.0000	0.0000

Figura 92. Resultados del periodo de vibración con aisladores sísmicos.

Elaborado por: Diego López

El periodo de vibración es de 2.129 seg,

Está dentro del valor esperado de 2 – 3 seg. En los dos sentidos, por consecuencia, pasa la primera verificación

6.2.6 Porcentaje del cortante basal con aisladores sísmicos

No existe una normativa ecuatoriana con aisladores sísmicos, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción hace referencia a un factor de repuesta de $R=2$ para cualquier tipo de estructura. NEC SE peligro sísmico, capítulo 9 (NEC-SE, 2014)

Tabla 24. Porcentaje basal

CORTE BASAL			
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Ta	2.13	Ta	2.13
Sa(Ta)	0.35	Sa(Ta)	0.35
I	1.00	I	1.00
Øp	0.90	Øp	0.90
Øe	1.00	Øe	1.00
R	2.00	R	2.00
V	0.194	V	0.194

Elaborado por: Diego López

Fuerza basal = $0,194 \times 313.2 = 60.76$ ton

	Case	Type	Story	Diaphragm	FX	FY
▶	SY	USER_COEFF	STORY10	D2	0.00	12.47
	SY	USER_COEFF	STORY9	D2	0.00	9.71
	SY	USER_COEFF	STORY8	D2	0.00	9.82
	SY	USER_COEFF	STORY7	D2	0.00	7.86
	SY	USER_COEFF	STORY6	D2	0.00	5.65
	SY	USER_COEFF	STORY5	D2	0.00	5.16
	SY	USER_COEFF	STORY4	D2	0.00	2.74
	SY	USER_COEFF	STORY3	D2	0.00	1.80
	SY	USER_COEFF	STORY2	D2	0.00	1.40
	SY	USER_COEFF	STORY1	D2	0.00	0.70
	SX	USER_COEFF	STORY10	D2	12.47	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY9	D2	9.71	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY8	D2	9.82	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY7	D2	7.86	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY6	D2	5.65	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY5	D2	5.16	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY4	D2	2.74	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY3	D2	1.80	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY2	D2	1.40	0.00
	SX	USER_COEFF	STORY1	D2	0.70	0.00

Figura 93. Fuerzas de ETABS

Elaborado por: Diego López

Fuerza basal calculado por ETABS =57.31 ton

Desplazamiento máximo permisible según el catalogo es 280mm =28cm

6.2.7 Comparación de resultados con aisladores sísmicos y sin aisladores sísmicos.

Tabla 25. Comparación de los modos de vibración

Modos de vibración		
	Con aisladores	Sin aisladores
modos	Periodo de vibración seg	
1	2.4	0.352
2	2.3	0.166
3	1.94	0.138

Elaborado por: Diego López

Tabla 26. Comparación de los desplazamientos

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS				
	Con aisladores	Sin aisladores	Con aisladores	Sin aisladores
Piso	Desplazamientos X mm		Desplazamiento Y mm	
10	267.0875	12.159	231.9005	1.918
9	266.1264	12.102	227.8872	1.918
8	266.2398	11.523	223.6327	1.874
7	255.7266	8.547	231.1641	1.848
6	254.5336	7.642	226.8269	1.624
5	253.375	7.368	222.8266	1.522
4	241.87	6.358	229.9077	1.365
3	240.233	6.172	225.4536	1.318
2	237.9261	4.314	220.9909	1.345
1	237.4557	3.692	217.4951	0.791
0	237.4441	0	217.4865	0

Elaborado por: Diego López

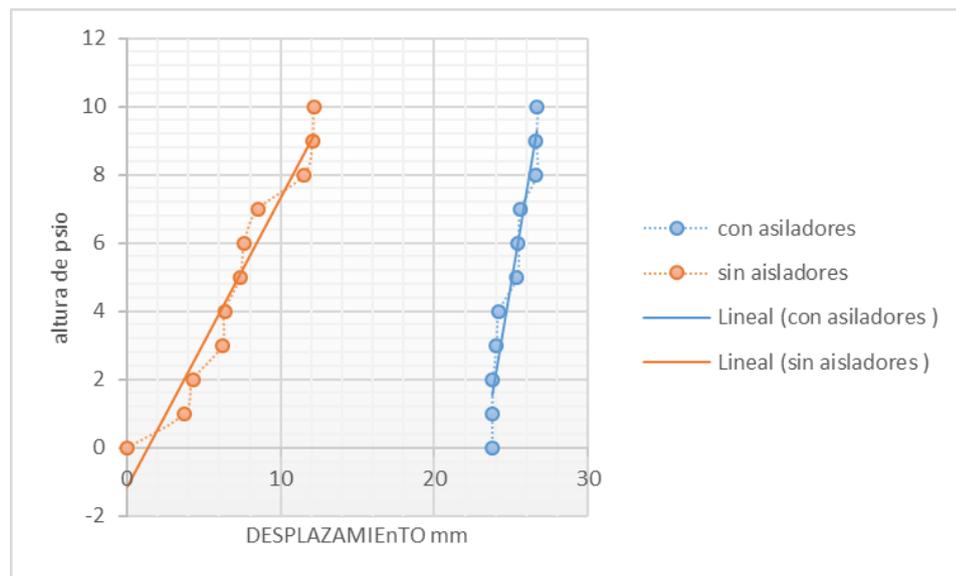


Figura 94. Comparación de desplazamiento

Elaborado por: Diego López

Como se observa en la figura el desplazamiento máximo en la base es de 23.7cm que está dentro del máximo posible por catálogo

$$23.7 < 28 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

6.3 Presupuesto por m2

6.3.1 Sin aisladores

Los análisis de precios unitarios y el presupuesto se encuentra en ANEXO VIII

Área total de construcción	493.5 m ²
Presupuesto	99647.49 dólares
Promedio	201.88 dólares/m ²

6.3.2 Con aisladores

Los análisis de precios unitarios y el presupuesto se encuentra en ANEXO VIII

Área total de construcción	493.5m ²
Presupuesto	227582.407 dólares
Promedio	461.06 dólares/m ²

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Como se observa en los cuadros del periodo de vibración con aisladores sísmicos es mayor a 2seg cumpliendo con las normas chilenas adaptadas a las normas ecuatorianas para que sea aplicable al proyecto.
- La aceleración espectral se reduce a $S_a(T_a) = 0.35(g)$ cumpliendo con el objetivo de los aisladores
- En los resultados el coeficiente del cortante basal, sin aisladores sísmico es de 0.165, y con aisladores sísmicos es de 0.194, esto debido a que la norma ecuatoriana baja el factor de reducción de respuesta a $R=2$ para cualquier tipo de estructuras, en el método lineal.
- Como se observa en la figura 94 al introducir los aislados reduce las derivas de piso. Toda la estructura está aislada del suelo aumentando el desplazamiento horizontal pero no excede al máximo permisible.

$$23.7 < 28 \text{ cm}$$

- Al introducir al proyecto aisladores sísmicos no afecta en mayor consecuencia al cronograma de construcción, pero si afecta en gran tamaño a la economía del proyecto, puesto que al construir se incrementa el precio por metro cuadrado a más del doble (117%). En estructura gris

- Este proyecto recopila los fundamentos teóricos impartidos por los docentes de la Universidad Politécnica Salesiana, cuya limitación está dada por el método lineal. Al introducir aisladores se recomienda diseñar por el método no lineal o dinámico por un profesional calificado.
- Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción la probabilidad de que se produzca un sismo de magnitud considerable (7.5 grados en la escala de Richter) es de 475 años. Y la Secretaria de Gestión de Riesgos del Ecuador analiza una vulnerabilidad en Quito de que el 80% de las edificaciones sufrirán daños irreparables, por consecuencia, al introducir los aisladores sísmicos, en este proyecto da una garantía de que un sismo de esas magnitudes que se presente en Quito la estructura no recibirá daños severos dando al dueño un ahorro económico y seguridad de vida.
- La colocación de los aisladores en la base a cualquier proyecto hace que se genere un piso adicional ya que los aisladores deben estar libres para que se desplacen sin restricciones, por consecuencia, se genera una cámara debajo de proyecto que sirve a la vez para manteniendo, monitoreo, hasta el reemplazo del aislador.
- Como recomendación se debe realizar cajas de revisión cerca de los aisladores y una caja en el suelo natural revestida de hormigón para que una persona pueda maniobrar para cambios, mantenimiento o inspección de los aisladores sísmicos.

- Se presenta planos estructurales y de detalle con planilla de acero y cantidades de materiales para una mejor interpretación en los anexos

Bibliografía

- ACI. (318). *REQUISITOS DE REGLAMENTOS PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO version español.*
- AISC. (318-08). *AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.* CHICAGO.
- DIPAC MANTA. (s.f.). SECCIONES IPE.
- GOOGLE. (s.f.). *GOOGLE IMAGEN.* Obtenido de www.google.com.ec
- google. (s.f.). *google maps.* Obtenido de <https://www.google.com.ec/maps/@-0.2445174,-78.4924301,16z>
- INEC2010, F. (s.f.). *INEC.* Obtenido de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/wp-content/descargas/Manu-lateral/Resultados-provinciales/pichincha.pdf>
- kubilosa. (s.f.). deck.
- NCh2745. (2003). *NORMA DE LA CONSTRUCCION CHILENA.* CHILE.
- NCh433. (2003). *NORMA CHILENA DE CONSTRUCCION .*
- NEC-SE. (2014). *NOMRA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION.*
- Tecnologia Estructural Avanzada SA, & (tecnoav). (s.f.). *aisladores sismicos.* Obtenido de <http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/>