

# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



## FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

### MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

---

**TEMA:** “Diseño del bloque de aulas F de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) de la ciudad de Ambato.”

---

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de cuarto nivel de Magister en  
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

**Modalidad del trabajo de titulación:** Proyecto de titulación con componentes de  
Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

**Autora:** Ing. Sandra Paulina López Sánchez

**Director:** Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador

2024

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

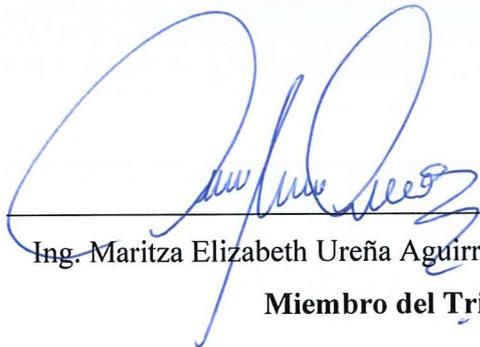
El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Myriam Marisol Bayas Altamirano, Mg. e Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de Posgrados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “DISEÑO DEL BLOQUE DE AULAS F DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEÓN MERA (LA SALLE) DE LA CIUDAD DE AMBATO”, elaborado y presentado por la señora, Ing. Sandra Paulina López Sánchez, para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.  
**Presidente y Miembro del Tribunal**



Ing. Myriam Marisol Bayas Altamirano, Mg.  
**Miembro del Tribunal**



Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg.  
**Miembro del Tribunal**

## AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación, presentado con el tema: DISEÑO DEL BLOQUE DE AULAS F DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEÓN MERA (LA SALLE) DE LA CIUDAD DE AMBATO, le corresponde exclusivamente a: Ing. Sandra Paulina López Sánchez, Autora, bajo la Dirección del Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Sandra Paulina López Sánchez

c.c.: 1803467321

**AUTORA**



Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

c.c.: 1715190938

**DIRECTOR**

## DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. Sandra Paulina López Sánchez

c.c.: 1803467321

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA .....	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánicaii	
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL de contenidos .....	v
ÍNDICE DE TABLAS .....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
DEDICATORIA.....	xvi
AGRADECIMIENTO .....	xvii
RESUMEN EJECUTIVO .....	xviii
EXECUTIVE SUMMARY .....	xx
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1.    Introducción.....	1
1.2.    Justificación.....	2
1.3.    Objetivos .....	2
CAPÍTULO II.....	4
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	4
2.1.    Antecedentes investigativos .....	4
2.2.    Marco teórico .....	7
2.2.1.    Edificios de ocupación especial (Unidades educativas).....	7
2.2.2.    Aspectos arquitectónicos de los centros educativos.....	9
•    Planificación adecuada del espacio .....	9
2.2.3.    Bloque de aulas .....	9

2.2.4.	Diseño sismorresistente de estructuras metálicas .....	9
2.2.5.	Subestructura .....	11
2.2.6.	Superestructura.....	12
2.2.7.	Características del suelo de la ciudad de Ambato.....	13
2.2.8.	Desempeño sísmico.....	14
2.2.9.	Análisis no lineal tiempo historia.....	15
Capítulo iii	.....	16
Marco metodológico	.....	16
3.1.	Ubicación .....	16
3.2.	Equipos y materiales.....	17
3.3.	Tipo de investigación.....	18
3.4.	Prueba de hipótesis .....	19
3.5.	Población o muestra.....	19
3.6.	Recolección de información.....	19
3.6.1.	Técnica documental.....	19
3.6.2.	Características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.....	19
3.6.3.	Estudio geotécnico .....	20
3.6.4.	Materiales y recurso de masa empleados en el análisis.....	20
3.6.5.	Cargas gravitacionales.....	20
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico .....	23
3.7.1	Análisis comparativo .....	23
3.7.2	Variables respuesta.....	23
Capítulo iv	.....	24
Resultados y discusión	.....	24
4.1.	Geometría específica del bloque de aulas .....	24

4.2.	Diseño de la superestructura .....	25
4.2.1.	Selección de perfiles estructurales. ....	26
4.2.1.1.	Columnas .....	26
	Columna tipo TUBULAR. ....	27
4.2.1.2.	Vigas principales .....	27
a)	Vigas principales.....	28
4.2.1.3.	Vigas secundarias .....	29
a)	Vigas secundarias tipo 1.....	29
b)	Vigas secundarias tipo 2 .....	30
4.2.2.	Diseño de conexiones.....	31
4.2.2.1.	Placa base. ....	31
4.2.2.2.	Conexión a momento viga principal a columna.....	32
4.2.3.	Análisis estático lineal.....	33
4.2.3.1.	Periodo de vibración de la estructura.....	33
4.2.3.2.	Participación de masa modal.....	34
4.2.3.3.	Torsión en planta. ....	34
4.2.3.4.	Validación del cortante estático y dinámico. ....	35
4.2.3.5.	Derivas de piso (Análisis estático lineal).....	35
4.2.3.6.	Desplazamientos (Análisis estático lineal) .....	37
4.2.4.	Análisis modal espectral.....	38
4.2.4.1.	Derivas de piso (Análisis modal espectral).....	38
4.2.4.2.	Desplazamientos (Análisis modal espectral) .....	40
4.2.4.3.	Distorsión en planta .....	41
4.2.5.	Verificación de deflexiones .....	42
4.2.6.	Estados de aceleración en los entrepisos. ....	43
4.2.8.	Análisis dinámico no lineal (Tiempo Historia).....	46

4.2.8.1.	Procedimiento de selección de registros sísmicos para el análisis Tiempo-Historia.....	46
4.2.8.2.	Asignación de las rótulas plásticas .....	52
4.2.8.5.	Resultados del análisis NDP (No linear Dynamic Procedure) mediante ASCE 41. 63	
4.2.8.6.	Respuesta estructural de cortante .....	64
4.2.8.7.	Respuesta estructural de desplazamientos .....	65
4.2.8.8.	Respuesta estructural de energía .....	68
4.2.8.9.	Histéresis de la estructura .....	69
4.2.8.10.	Respuesta estructural de velocidad.....	70
4.2.8.11.	Respuesta estructural de aceleración .....	72
4.2.8.12.	Pseudo Aceleración espectral de la estructura en dirección X.....	74
4.2.8.13.	Resultados del análisis NDP. ....	76
4.2.8.14.	Desempeño de la estructura.....	79
4.3.	Diseño de la Subestructura.....	80
4.3.1.	Cálculo y diseño de la cimentación.....	80
4.3.1.1.	Capacidad de carga del suelo. ....	80
4.3.1.2.	Diseño de zapata aislada. ....	81
4.3.1.3.	Presiones en las zapatas .....	81
4.3.1.4.	Diagrama de asentamiento .....	82
4.3.1.5.	Asentamientos diferenciales.....	83
4.3.1.6.	Cuantía de acero en el sentido Y. ....	84
4.3.1.7.	Cuantía de acero en el sentido X. ....	84
4.3.1.8.	Punzonamiento. ....	85
4.3.1.9.	Dimensiones de las cimentaciones. ....	86
Capítulo v	.....	87

Conclusiones y recomendaciones .....	87
5.1. Conclusiones .....	87
5.2. Recomendaciones .....	89
BIBLIOGRAFÍA .....	90

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de suelos de acuerdo a la NEC – SE – GC.....	13
Tabla 2. Propiedades del acero ASTM A572 G50[20].....	20
Tabla 3. Propiedades del hormigón [20].....	20
Tabla 4. Cargas gravitacionales.....	21
Tabla 5. Cálculo del Coeficiente del Cortante Basal .....	21
Tabla 6. Características generales de la estructura metálica del nuevo bloque de aulas .....	25
Tabla 7. Periodos de vibración. ....	33
Tabla 8. Comprobaciones de los periodos de vibración. ....	33
Tabla 9. Participación de masa modal. ....	34
Tabla 10. Torsión en planta.....	34
Tabla 11. Comprobación de torsión en planta.....	35
Tabla 12. Comprobación del Cortante estático y dinámico. ....	35
Tabla 13. Derivas de piso elásticas e inelásticas del análisis estático y lineal. ....	36
Tabla 14. Derivas de piso elásticas e inelásticas en análisis modal espectral. ....	39
Tabla 15. Radios presentados en el edificio.....	41
Tabla 16. Comprobaciones de aceleraciones de piso por las actividades humanas. ..	43
Tabla 17. Datos del acelerograma de acuerdo al evento sísmico. ....	47
Tabla 18. Nombre de la estación de acuerdo al nombre del sismo.....	47
Tabla 19. Selección del acelerograma.....	49
Tabla 20. Niveles de amenaza sísmica mediante la NEC. ....	54
Tabla 21. Resumen de resultados para distintas demandas mediante el ASCE 41. ...	61
Tabla 22. Resultados de desplazamiento mediante análisis tiempo historia.....	76
Tabla 23. Resultados de las derivas máximas en cada piso mediante el análisis tiempo historia.....	77

Tabla 24. Resultados del análisis tiempo historia.....	79
Tabla 25. Datos de sitio, proporcionados por el ingeniero de suelos .....	80
Tabla 26. Valores diferenciales en el eje critico de la estructura .....	83

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Aspectos del diseño de estructuras de ocupación especial.....	8
Figura 2. Ubicación y Coordenadas.....	16
Figura 3. Localización del sitio para el análisis, Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) [18].....	17
Figura 4. Fotografía del acceso a la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle). .	17
Figura 5. Definición del espectro elástico e inelástico. ....	22
Figura 6. Planta tipo para la Unidad Educativa Juan León Mera la Salle.....	24
Figura 7. Superestructura del bloque de aulas F planteado para la Unidad Educativa Juan León Mera la Salle. ....	25
Figura 8. Sección de columna .....	27
Figura 9. Geometría de las vigas principales tipo 1Viga principal tipo 1.....	28
Figura 10. Geometría de las vigas principales tipo 2.....	28
Figura 11. Geometría de las vigas secundarias tipo 1.....	29
Figura 12. Geometría de las vigas secundarias tipo 2.....	30
Figura 13. Distribución vigas principales y secundarias.....	30
Figura 14. Placa base .....	31
Figura 15. Conexiones vigas columnas.....	32
Figura 16. Derivas máximas con el caso de carga de Sismo X.....	36
Figura 17. Derivas máximas con el caso de carga de Sismo Y.....	36
Figura 18. Desplazamiento en el sentido sismo X.....	37
Figura 19. Desplazamiento en el sentido sismo Y.....	38
Figura 20. Derivas análisis modal espectral sentido X.....	39
Figura 21. Derivas análisis modal espectral sentido Y .....	39
Figura 22. Desplazamientos en X modal espectral.....	40

Figura 23. Desplazamientos en Y modal espectral.....	41
Figura 24. Deflexión obtenida en la viga de 9 m.....	42
Figura 25. Deflexión obtenida en la viga de 9 m.....	43
Figura 26. Aceleración al caminar (Walking acceleration) en el piso 4.....	44
Figura 27. Demanda – Capacidad de las vigas Principales.....	45
Figura 28. Demanda – Capacidad de las vigas Secundarias. ....	45
Figura 29. Demanda – Capacidad de las columnas .....	46
Figura 30. Aceleraciones originales de tiempo historia de los 5 registros de sismos.	48
Figura 31. Aceleraciones emparejadas de tiempo historia con los 5 registros de sismos. .....	48
Figura 32. Acelerograma con el espectro elástico de diseño, aceleración vs tiempo.	49
Figura 33. Espectro elástico. ....	49
Figura 34. Espectro de elástico con el acelerograma de Pedernales.....	50
Figura 35. Espectro de elástico con el acelerograma de Northridge. ....	50
Figura 36. Datos del acelerograma Pedernales.....	51
Figura 37. Datos del acelerograma de Northridge.....	51
Figura 38. Asignación de las rotulas plásticas en vigas de la estructura. ....	53
Figura 39. Asignación de las rótulas plásticas en las columnas de la estructura.....	53
Figura 40. Curva del cortante vs desplazamiento sentido X en el sismo de 475 años. .....	54
Figura 41. Curva del cortante vs desplazamiento sentido X en el sismo de 2500 años. .....	55
Figura 42. Curva del cortante vs desplazamiento sentido Y en el sismo de 475 años. .....	56
Figura 43. Curva del cortante vs desplazamiento sentido Y en el sismo de 2500 años. .....	57

Figura 44. Formación de las rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido X. ....	57
Figura 45. Formación de las primeras rotulas plásticas. ....	58
Figura 46. Formación de las rótulas plásticas al desplazamiento máximo de deformación en sentido Y. ....	59
Figura 47. Diagrama de momento rotación de las rótulas plásticas en sentido X.....	59
Figura 48. Respuesta de la rótula plástica de la columna. ....	60
Figura 49. Comportamiento de esfuerzo deformación de la columna. ....	61
Figura 50. Validación de acuerdo al ASCE 41 con el sismo de diseño de 475 años.	62
Figura 51. Validación de acuerdo al ASCE 41 con el sismo de diseño de 2500 años. ....	63
Figura 52. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro Pedernales.....	64
Figura 53. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro NORTHRIDGE. ....	64
Figura 54. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro KOBE. ....	65
Figura 55. Desplazamiento en el piso 4 sentido x para cada instante de tiempo. ....	66
Figura 56. Desplazamientos en los pisos 1, 2, 3 y 4 sentido x para cada instante de tiempo,.....	67
Figura 57. Energía de disipación en cada instante de tiempo. ....	68
Figura 58. Diagrama de histéresis en el sentido x ....	69
Figura 59. Respuesta estructural de velocidad en el piso 4 del edificio. ....	70
Figura 60. Respuesta estructural de velocidad en cada piso de la edificación. ....	71
Figura 61. Respuesta de aceleraciones en el piso 4. ....	72
Figura 62. Respuestas de aceleraciones en la estructura.....	73
Figura 63. PSA en sentido X obtenido con el análisis no lineal tiempo Historia.....	75
Figura 64. Resultados del análisis tiempo historia. ....	76

Figura 65. Desplazamientos de la edificación.....	77
Figura 66. Derivas de cada piso.....	78
Figura 67. Nivel de desempeño de la estructura.....	80
Figura 68. Asignación de cargas en las zapatas.....	81
Figura 69. Diagrama de presiones sobre el suelo .....	82
Figura 70. Diagrama de asentamientos .....	82
Figura 71. Cuantía de acero en el sentido Y.....	84
Figura 72. Cuantía de acero en el sentido x. ....	84
Figura 73. Punzonamiento.....	85
Figura 74. Dimensiones de las cimentaciones.....	86

## **DEDICATORIA**

Este trabajo lo dedico a la memoria eterna de mi amado padre Héctor López, cuya presencia amorosa y apoyo inquebrantable fueron la luz que iluminó mi camino hacia este logro.

Tu legado perdurara en cada página de esta tesis, como un testimonio de tu amor y sabiduría. Aunque ya no estés físicamente conmigo, tu espíritu vive en cada palabra y en cada pensamiento.

Te extraño profundamente PAPI TETO.

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer a todas las personas e instituciones que contribuyeron para la realización de este trabajo.

Agradecer a Dios por guiarme durante toda mi vida mostrándome siempre el camino de la verdad.

A mi padre Héctor López que desde el cielo siempre me bendice, y a mi mamita Narcisca Sánchez por su amor, confianza y apoyo en cada momento de esta travesía académica.

A mi esposo Fabián Oto y mis hijos Karolay, Leslie, Erick y Dylan, quienes siempre con su presencia me brindaron el apoyo incondicional, su amor ha sido mi mayor motivación.

A mis hermanos, de manera especial a José Luis López, quien no me dejó sola en la culminación de este proceso, su ayuda me permitió llegar a cumplir este sueño.

A mis docentes que compartieron sus conocimientos en este caminar, de manera especial al Ing. Wladimir Ramírez, por su orientación, paciencia y dedicación a lo largo de este trabajo, sus aportes fueron fundamentales para este proyecto.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**TEMA:**

DISEÑO DEL BLOQUE DE AULAS F DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEÓN MERA (LA SALLE) DE LA CIUDAD DE AMBATO.

**MODALIDAD DE TITULACIÓN:** Proyecto de titulación con componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

**AUTOR:** Ing. Sandra Paulina López Sánchez

**DIRECTOR:** Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

**FECHA:** Quince de abril de 2024

**RESUMEN EJECUTIVO**

La investigación se llevó a cabo con el propósito central de diseñar el bloque de aulas F de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) en la ciudad de Ambato. Este proyecto se llevó a cabo con el cumplimiento de una serie de objetivos específicos que englobaron diversos aspectos del diseño estructural y la seguridad. En primer lugar, se abordó la superestructura del bloque de aulas, optando por una estructura metálica con acero ASTM A 572 GR50. Con base de las especificaciones técnicas de las diferentes normativas, se busca alcanzar un nivel adecuado de fiabilidad en la respuesta frente a la aplicación de distintas cargas estáticas y dinámicas.

Además, se llevó a cabo un minucioso diseño de la subestructura, donde se tomaron en cuenta las particularidades geotécnicas del suelo local. Este enfoque incluyó evaluaciones geotécnicas exhaustivas para garantizar la construcción de una base sólida y segura que sustentara la estructura en su totalidad. Además, se llevó a cabo un análisis estructural utilizando métodos no lineales tanto estáticos como dinámicos, utilizando tres registros sísmicos significativos: Northridge 1994, Kobe 1995 y Pedernales 2016. Este análisis abarcó la evaluación y verificación de diversos

aspectos, incluyendo derivas, deformaciones, fuerzas cortantes, formación de articulaciones plásticas, mecanismos de falla, desplazamientos, diagramas de histéresis y capacidad de disipación de energía de la estructura. Se examinó el desempeño sísmico y la vulnerabilidad de la estructura frente a terremotos con períodos de retorno de 475 y 2500 años, anticipándose que la estructura tenga la capacidad de resistir el terremoto de diseño.

Como resultado de esta investigación y diseño exhaustivo, se ha concebido un bloque de aulas robusto y duradero que cumple con las regulaciones técnicas actuales, garantizando la seguridad de la comunidad educativa de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) en Ambato, se concluyó que el análisis dinámico no lineal determina el nivel de desempeño de la estructura.

**DESCRIPTORES:** COMPORTAMIENTO SÍSMICO, DISEÑO ESTRUCTURAL, SEGURIDAD ESTRUCTURAL, SUBESTRUCTURA, SUPERESTRUCTURA.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**THEME:**

DESIGN OF CLASSROOM BLOCK F OF THE JUAN LEÓN MERA EDUCATIVA  
JUAN LEÓN MERA (LA SALLE) IN AMBATO CITY.

**TITULATION MODALITY:** Degree project with applied research and/or development components.

**AUTHOR:** Ing. Sandra Paulina López Sánchez

**DIRECTOR:** Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

**DATE:**, April fifteen, 2024

**EXECUTIVE SUMMARY**

The research was carried out with the central purpose of designing classroom block F of the Juan León Mera school (La Salle) in the city of Ambato. This project was carried out with the fulfillment of a series of specific objectives that encompassed various aspects of structural design and safety. First of all, the superstructure of the classroom block was chosen, opting for a metallic structure with ASTM A 572 GR50 steel. Based on the technical specifications of the different standards, the aim was to achieve an adequate level of reliability in the response to the application of different static and dynamic loads.

In addition, a thorough substructure design was carried out, taking into account the geotechnical particularities of the local soil. This approach included comprehensive geotechnical evaluations to ensure the construction of a solid and safe foundation to support the entire structure. In addition, a structural analysis using both static and dynamic nonlinear methods was conducted using three significant seismic records - Northridge 1994, Kobe 1995 and Pedernales 2016. This analysis covered the

evaluation and verification of various aspects, including drifts, deformations, shear forces, plastic joint formation, failure mechanisms, displacements, hysteresis diagrams and energy dissipation capacity of the structure. The seismic performance and vulnerability of the structure to earthquakes with return periods of 475 and 2500 years were examined, anticipating that the structure has the capacity to resist the design earthquake.

As a result of this exhaustive research and design, a robust and durable classroom block has been conceived that complies with current technical regulations, guaranteeing the safety of the educational community of the Unidad Educativa Juan León Mera school (La Salle) in Ambato, it was concluded that the non-linear dynamic analysis determines the performance level of the structure.

**KEYWORDS: SEISMIC PERFORMANCE, STRUCTURAL DESIGN, STRUCTURAL SAFETY, SUBSTRUCTURE, SUPERSTRUCTURE.**

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1.1. Introducción

Debido a la alta sensibilidad de Ecuador a los terremotos, el diseño sismorresistente es fundamental, sobre todo en las estructuras de ocupación especial como las unidades educativas que albergan un número significativo de ocupantes que pueden verse seriamente afectados en caso de ocurrir un evento sísmico.

En el pasado, Ecuador ha sido testigo de terremotos desastrosos que han provocado importantes pérdidas de vidas humanas y grandes daños en las estructuras. Estos sucesos pusieron de relieve la importancia de las soluciones de diseño antisísmico para mitigar los efectos devastadores de las fuerzas sísmicas. En consecuencia, se elaboraron reglas y normas de edificación para garantizar la construcción de estructuras sismorresistentes.

A la hora de diseñar edificios sismorresistentes para ocupación especial es necesario tener en cuenta varios factores para mejorar la capacidad de los edificios de absorber y descargar la energía sísmica, los ingenieros utilizan nuevas técnicas como el aislamiento de las cimentaciones, las construcciones de estructura metálica y los sistemas de amortiguación estructural. Estas técnicas mejoran la integridad estructural, reduciendo el riesgo de colapso y protegiendo a los ocupantes durante los terremotos.

La aplicación de un diseño sismorresistente también tiene ventajas a largo plazo. Mejora la resistencia de los edificios, minimizando la necesidad de costosas reparaciones y reconstrucciones tras los terremotos. Además, de ofrecer lugares seguros tras las calamidades naturales, especialmente cuando se trata de unidades educativas es esencial establecer la confianza de la población en los lugares donde se preparan niños y adolescentes.

No se puede minimizar la importancia de la construcción sismorresistente de los edificios de ocupación especial de Ecuador, especialmente de los centros educativos. Estas construcciones deben resistir a las fuerzas sísmicas adoptando medidas de diseño robustas, protegiendo la vida humana, preservando servicios importantes y fomentando la sostenibilidad y resiliencia a largo plazo del entorno construido. Es por ello que esta investigación busca concebir un diseño estructural sismorresistente en

estructura metálica para la unidad educativa Juan León Mera “La Salle” que es de gran importancia en la ciudad de Ambato

## **1.2. Justificación**

El diseño de estructuras de acero es un aspecto crucial en la construcción de instalaciones educativas que se clasifican como construcciones de ocupación especial. La resistencia y durabilidad de este material ha sido aprovechada en muchos países para construir edificios educativos, seguros y funcionales. Las estructuras de acero ofrecen una amplia gama de ventajas, como flexibilidad en el diseño, uso eficiente del espacio y resistencia a fuerzas naturales como terremotos, vientos y corrientes de aire.

El proceso de diseño implica una cuidadosa consideración de factores como la capacidad de carga, la selección de materiales y la estética arquitectónica. Mediante el empleo de técnicas de diseño innovadoras, se pueden crear estructuras para unidades educativas seguras, rentables y visualmente atractivas que promuevan un entorno de aprendizaje propicio para los estudiantes, garantizando al mismo tiempo la sostenibilidad a largo plazo y la integridad estructural.

El presente proyecto de investigación busca generar una propuesta de diseño de un edificio de estructura metálica para el bloque F de aulas de la Unidad Educativa Juan León Mera, con un desempeño sísmico que garantice su funcionalidad y la seguridad de sus ocupantes.

La importancia del trabajo radica en fomentar las buenas prácticas de diseño estructural y cambiar el concepto de la construcción tradicional dado que el país se encuentra en una zona de elevado peligro sísmico y especialmente los edificios de ocupación especial, en este caso las unidades educativas deben estar correctamente diseñados ya que albergan una cantidad significativa de ocupantes.

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. General**

Diseñar el bloque de aulas F de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) de la ciudad de Ambato.”.

### **1.3.2. Específicos**

- Diseñar la superestructura del bloque de aulas en estructura metálica.

- Diseñar la subestructura teniendo en cuenta las características del suelo propias de la zona.
- Verificar el desempeño sísmico del bloque de aulas mediante análisis no lineal tiempo historia.

## CAPÍTULO II

### ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

#### 2.1. Antecedentes investigativos

El diseño de estructuras de ocupación especial requiere un planteamiento único para atender las necesidades y requisitos específicos. En esta clasificación se encuentran las unidades educativas, que son construcciones que exigen una cuidadosa consideración de sus aspectos funcionales, los protocolos de seguridad y equipamiento especializado.

El proceso de diseño implica la colaboración entre arquitectos, ingenieros y expertos ocupacionales para crear espacios que optimicen el flujo de trabajo, garanticen la eficacia de las operaciones y promuevan el bienestar de los estudiantes [2]. Factores como la distribución, la zonificación, la ventilación, la iluminación y la acústica se planifican meticulosamente para cumplir las normas y reglamentos del sector. Mediante la integración de sistemas especializados, tecnologías y características ergonómicas, estas estructuras se adaptan para mejorar la productividad, la seguridad y el rendimiento general [3].

El comportamiento sísmico es una consideración crítica en el diseño de edificios educativos para garantizar la seguridad de los estudiantes, el personal y los ocupantes durante los terremotos esta clase de construcciones deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales y los movimientos del terreno. En la ingeniería estructural se emplean diversas estrategias para mejorar el comportamiento sísmico de esta clase de edificios. Esto incluye el uso de sistemas estructurales adecuados en hormigón armado o acero, para proporcionar resistencia y ductilidad.

También entran en juego los dispositivos de aislamiento sísmico y disipación de energía que se utilizan para absorber y disipar la energía de los terremotos, reduciendo el impacto en la construcción [4]. Además, el correcto detallado y refuerzo de los elementos estructurales, junto con rigurosas medidas de control de calidad durante la construcción, son esenciales para garantizar la integridad del edificio durante los eventos sísmicos. Las inspecciones periódicas, el mantenimiento y los programas de rehabilitación contribuyen además a mejorar la resistencia sísmica de los edificios educativos, salvaguardando las vidas de quienes se encuentran en ellos [5].

En la búsqueda de antecedentes se han encontrado varias investigaciones que brindan una perspectiva clara sobre la construcción de edificios para unidades educativas y su desempeño sísmico

En investigaciones previas [6] se realizó un estudio sobre el comportamiento sísmico de un edificio de hormigón armado de varias plantas en el Colegio Universitario Al-Mustaqbal (MUC) de la ciudad de Al-Hilla, en Babilonia (Irak). La metodología utilizada para esta evaluación fue el enfoque FEMA P-58. El estudio incluyó la modelización matemática en 3D, análisis pushover con el software SeismoStruct y el análisis dinámico incremental o tiempo historia. Se desarrollaron curvas de fragilidad para determinar la probabilidad de daños estructurales en función de los índices de movimiento del terreno.

En el análisis dinámico el autor consideró doce movimientos de terreno, aumentando gradualmente la aceleración pico del terreno. La capacidad de deriva del edificio se evaluó en cuatro niveles de rendimiento: operativo, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso también se desarrollaron curvas de fragilidad basadas en la aceleración pico del terreno y el desplazamiento espectral elástico para diferentes niveles de deriva.

Luego de realizar la investigación [6] encontró que el edificio construido en hormigón armado presenta varias deficiencias relacionadas con el sistema estructural y es vulnerable sísmicamente, lo que demuestra que la construcción tradicional en hormigón especialmente los edificios construidos en el siglo pasado no cuentan con los requerimientos para ser sismorresistentes por lo que es necesario adoptar nuevos métodos de diseño con nuevas configuraciones estructurales y materiales de calidad que mejoren el comportamiento sísmico de los edificios.

Los edificios escolares han sido reconocidos como estructuras cruciales en los códigos sísmicos debido al riesgo potencial para los estudiantes durante los terremotos. El objetivo de su diseño, incluidos los componentes de acero y hormigón es lograr un rendimiento estructural que garantice la seguridad de las personas [7].

En este contexto [8], tras el terremoto de Ezgeleh en 2017, realizó una investigación en donde se observó que los edificios escolares con sistemas de muros de carga no confinados en zonas cercanas y distantes sufrieron los daños más graves. Sin embargo, las escuelas con sistemas de acero y hormigón armado (CR) mostraron un mejor

comportamiento sísmico y experimentaron menos daños. Este estudio examinó los sistemas estructurales utilizados en las instalaciones educativas afectadas por el terremoto, encontrando que las que se componen mayormente de acero tuvieron un mejor desempeño sísmico.

En el contexto latinoamericano también se han desarrollado algunas investigaciones como la de [9] que analizó los edificios que sufrieron daños durante el terremoto ocurrido el 19 de septiembre de 2017, el autor de esta investigación encontró que las construcciones de acero en Morelos, Puebla, y la Ciudad de México experimentaron intensas sacudidas del suelo. Aunque hubo casos de daños moderados en elementos no estructurales, el daño estructural general fue mínimo o inexistente. Sin embargo, se identificaron dos excepciones: un edificio de tres plantas en la zona sur de Ciudad de México y varias escuelas cerca del epicentro en el Estado de Morelos.

Estos edificios específicos fueron analizados en detalle para comprender su comportamiento. El estudio extrae conclusiones sobre las exigencias a las que se ven sometidas las estructuras de acero, destacando la importancia de ceñirse a los procedimientos normativos de diseño basados en las exigencias reales experimentadas [9]. Teniendo en cuenta esto es necesario que el diseño de las unidades educativas este enmarcado siempre en el cumplimiento de las diversas normativas nacionales e internacionales para garantizar un buen desempeño sísmico.

Respecto al análisis de desempeño sísmico en estructuras metálicas se encontraron otros trabajos como el de [10] donde se desarrolló un procedimiento de diseño sísmico basado en el rendimiento para estructuras de acero. Tras el terremoto de Northridge de 1994, se propuso mejorar las conexiones de acero para eliminar las fracturas frágiles en las soldaduras. El aumento de la flexibilidad de las conexiones para mejorar el comportamiento de las estructuras, haciéndolas más resistentes a las cargas sísmicas. El estudio comprendió la asignación adecuada de las rigideces parciales en las conexiones.

Para realizar estos análisis las estructuras deben modelarse mediante elementos finitos para tener en cuenta la no linealidad y las rigideces de las conexiones [11]. En las investigaciones en mención, la carga sísmica se aplicó en el dominio temporal, incorporando las principales fuentes de incertidumbre. Esta técnica de evaluación del desempeño sísmico integra varios métodos, demostrando la precisión y eficacia del

procedimiento. Esto confirma las ventajas de los análisis deterministas múltiples y pone de manifiesto el comportamiento superior del diseño posterior al sismo de Northridge que marcó un antes y un después en el diseño de edificios de acero, especialmente en las conexiones [12].

Uno de los métodos más utilizados para conocer el desempeño sísmico de los edificios es el análisis tiempo historia, en edificios con estructura de acero es un método muy utilizado para validar los diseños [13]. Consiste en estudiar la respuesta dinámica de dichas estructuras sometidas a las cargas sísmicas y otras fuerzas dependientes del tiempo. Para realizar este análisis, se efectúa un examen exhaustivo con el que se evalúa el comportamiento de los pórticos de acero sometidos a carga sísmica [14].

El análisis tiempo historia debe ser realizado en estructura de ocupación especial ya que como menciona [15] proporciona información valiosa sobre el comportamiento general de la estructura, incluidos los desplazamientos, la distribución de las tensiones y los patrones de deformación utilizando registros sísmicos de eventos pasados.

Con esto los ingenieros son capaces de deducir parámetros críticos como el desplazamiento máximo, la deriva entre pisos y los espectros de respuesta estructural. Estos hallazgos desempeñan un papel crucial en la optimización del diseño y la evaluación de la integridad estructural de los edificios de estructura de acero, garantizando su resistencia y seguridad [16].

Con los avances de la tecnología informática, este tipo de análisis para los edificios de estructura de acero experimentó mejoras significativas. La informática de alto rendimiento y los sofisticados programas de análisis permiten a los diseñadores realizar simulaciones más refinadas, incorporando diversos parámetros de diseño y escenarios de carga. Estos avances contribuyen a la mejora continua del diseño de edificios con estructura de acero, lo que en última instancia conduce a que los profesionales de la construcción calculen estructuras más seguras y robustas frente a fuerzas dinámicas de los sismos [17].

## **2.2. Marco teórico**

### **2.2.1. Edificios de ocupación especial (Unidades educativas)**

Los edificios con requisitos especiales para garantizar la seguridad y el funcionamiento de sus ocupantes se denominan "estructuras de ocupación especial". Estos edificios se

proyectan y construyen con fines particulares. Las escuelas y otros centros educativos están dentro de esta clasificación y deben ofrecer un ambiente seguro y cómodo para las actividades de enseñanza y aprendizaje.

Hay una serie de variables importantes que hay que tener en cuenta a la hora de diseñar edificios para escuelas e instalaciones educativas que se presentan de manera detallada en el organizador gráfico de la figura.1.

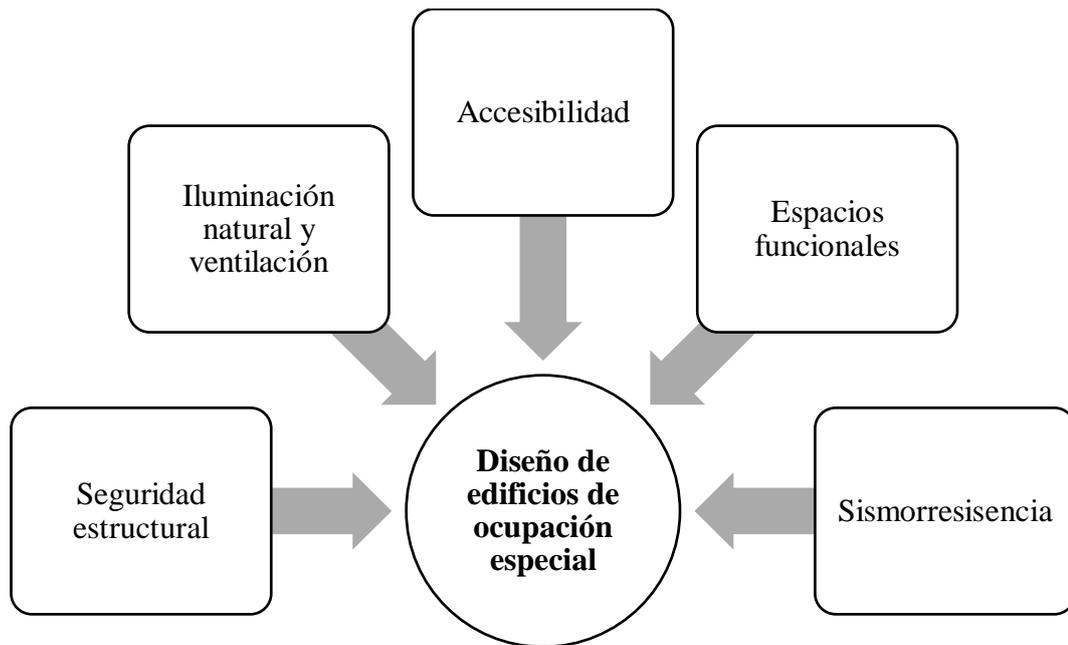


Figura 1. Aspectos del diseño de estructuras de ocupación especial.

El diseño y la construcción de la estructura de edificios de ocupación especial deben cumplir ciertas especificaciones basadas en su finalidad prevista. Garantizar la estabilidad estructural, la capacidad de carga y la resistencia a diversas presiones, como la actividad sísmica, las cargas de viento y las condiciones del suelo, son algunas de estas consideraciones. Los edificios de ocupación especial suelen requerir consideraciones estructurales inusuales, como la inclusión de amplias zonas abiertas, equipo especializado o alojamientos funcionales. Para garantizar que el edificio pueda mantener la ocupación prevista y soportar las cargas y tensiones que se darán a lo largo de su vida útil, el diseño estructural debe cumplir todas las normas y reglamentos de construcción aplicables, dando prioridad a la seguridad, la durabilidad y la funcionalidad.

### **2.2.2. Aspectos arquitectónicos de los centros educativos.**

Las instituciones educativas deben considerar aspectos en su edificación entre ellos están:

- Planificación adecuada del espacio
- Iluminación natural y ventilación

### **2.2.3. Bloque de aulas**

Un bloque de aulas generalmente se refiere a un edificio o estructura destinada a albergar varias aulas o salones de clases en una institución educativa. Estos bloques de aulas suelen ser diseñados para proporcionar un entorno de aprendizaje adecuado y seguro para los estudiantes y profesores.

En términos de estructura metálica, podría estar compuesto por una variedad de elementos, como vigas, columnas, y marcos metálicos, que brindan el soporte necesario para la construcción. Los componentes de acero estructural son comunes en la construcción de bloques de aulas debido a su resistencia, durabilidad y capacidad para crear grandes espacios sin obstrucciones.

El diseño de la estructura metálica debe tener en cuenta factores importantes como las cargas de uso, las condiciones climáticas, la capacidad sísmica y otros aspectos de seguridad. Además, la elección de los materiales y el proceso constructivo deben cumplir con las normas y regulaciones de ingeniería aplicables en la ubicación del proyecto.

La disposición interna del bloque de aulas también es un aspecto importante para considerar en el diseño de la estructura, ya que debe acomodar eficientemente el número de aulas necesarias, pasillos, escaleras y otros espacios comunes.

En resumen, es un edificio especialmente diseñado y construido para albergar espacios educativos en una institución, donde la elección y diseño de la estructura metálica son fundamentales para garantizar la seguridad y funcionalidad del establecimiento educativo.

### **2.2.4. Diseño sismorresistente de estructuras metálicas**

El diseño sismorresistente en estructuras metálicas es un enfoque clave para asegurar que los edificios y estructuras de acero sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas

durante un terremoto. Esto se logra mediante la aplicación de principios y normativas específicas establecidas en códigos de construcción sísmica.

En el contexto de Ecuador, uno de los códigos relevantes es el "Código Ecuatoriano de la Construcción", específicamente la norma NEC-SE-DS-2015 (Norma Ecuatoriana de la Construcción - Sismorresistencia - Diseño por Desempeño Sísmico). Esta norma establece los requisitos para el diseño de estructuras sismorresistentes, incluidas las estructuras metálicas, y tiene como objetivo garantizar que las construcciones sean capaces de resistir los movimientos sísmicos.

Al diseñar estructuras metálicas sismorresistentes en Ecuador, se consideran varios aspectos, entre ellos:

### **Zonificación sísmica**

El Ecuador está ubicado en una zona sísmica activa, por lo que se divide en diferentes regiones sísmicas con niveles de peligro sísmico. Los diseños deben cumplir con los requisitos específicos que dependerá de la ubicación del proyecto a ejecutarse.

### **Cargas sísmicas**

La normativa establece las cargas sísmicas que deben aplicarse en el diseño de la estructura metálica, teniendo en cuenta factores como el tipo de suelo, el peso de la construcción y otros parámetros relevantes que se deben considerar en el diseño a realizarse.

### **Capacidad de deformación**

Toda estructura debe ser capaz de absorber y disipar la energía liberada durante un sismo a través de la deformación plástica controlada. Esto garantiza que la estructura pueda mantener su integridad y evitar el colapso catastrófico.

### **Espectro de diseño NEC-SE-DS-2015**

El espectro elástico de diseño está determinado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo II, que establece de acuerdo a la ubicación geográfica de la estructura, considerando la zona sísmica del Ecuador,

### **Factor de la zona Z**

El Ecuador está clasificado por seis zonas sísmicas, de acuerdo con el mapa de distribución. El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el

sismo de diseño, misma que se presenta como fracción de la aceleración de la gravedad.

### **Perfiles del suelo**

Se considera seis tipos de perfiles de suelo: A, B, C, D, E y F; todos a excepción del F son para los 30 metros superiores y se define por la velocidad de onda de corte, número de golpes SPT y resistencia admisible, según lo establece la NEC-SE-DS-2015.

### **Coefficientes basados en el perfil del suelo $f_a$ , $f_d$ , $f_s$**

Son coeficientes de amplificación de suelo, están en función del tipo de perfil de suelo y de la zona sísmica Z, su función es amplificar las ordenadas del espectro de respuesta de aceleración, como está establecido en la NEC-SE-DS-2015.

### **Espectro elástico de diseño $S_a$**

El espectro elástico depende del factor de zona sísmica Z, tipo de suelo donde se ubica la estructura, coeficientes de amplificación del suelo; el cual está en relación con una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%; además dependen de los valores de periodo de vibración estructural, como lo indica la NEC-SE-DS-2015.

### **Verificación de la resistencia de materiales**

Es esencial utilizar acero de alta calidad y verificar que la resistencia del material cumpla con los estándares y propiedades requeridos.

El diseño sismorresistente en estructuras metálicas busca garantizar la seguridad de los ocupantes y minimizar los daños a la propiedad en caso de un terremoto. La aplicación de los códigos y normas asegura que las estructuras sean adecuadas para resistir los sísmicos que ocurrieran, en esta investigación también se utilizarán los códigos AISC 360-23, AISC 348; ASCE SEI 7.

#### **2.2.5. Subestructura**

La subestructura de un edificio es la parte de la estructura que se encuentra por debajo del nivel del suelo y proporciona el soporte necesario para la superestructura. Esta sección de la construcción está diseñada para transmitir y distribuir las cargas del edificio hacia el suelo de manera segura y eficiente.

La subestructura puede incluir componentes como cimentaciones, pilotes, losas de cimentación, muros de contención y otros elementos que trabajan en conjunto para

estabilizar y mantener la estabilidad del edificio. Estos elementos se construyen utilizando diversos materiales, tales como concreto reforzado, acero estructural o una combinación de ambos, dependiendo de las características del suelo y los requerimientos de diseño del edificio.

El diseño adecuado de la subestructura es esencial para garantizar la integridad estructural y la seguridad del edificio durante su vida útil. Se consideran factores como la capacidad del suelo para soportar las cargas, el tipo de edificio y las condiciones sísmicas y geotécnicas del lugar. Un enfoque cuidadoso en el diseño de la subestructura asegura que la carga del edificio se distribuya de manera uniforme y que se minimicen los asentamientos y posibles daños en la estructura debido a fuerzas externas como sismos o movimientos del suelo.

#### **2.2.6. Superestructura.**

La superestructura de un edificio es la parte de la construcción que se encuentra por encima del nivel del suelo y que constituye la estructura visible y funcional del edificio en sí. Es la porción del edificio donde se lleva a cabo la ocupación humana y la realización de las actividades previstas, como vivienda, oficinas, comercios o cualquier otro propósito específico.

La superestructura está diseñada y construida sobre la subestructura, que proporciona el soporte necesario desde el nivel del suelo. Los elementos principales de la superestructura pueden incluir muros exteriores, muros interiores, columnas, vigas, losas, techos y otros elementos que conforman los espacios habitables y funcionales del edificio.

En la superestructura, se consideran aspectos como la distribución de espacios, la disposición de ventanas y puertas, los sistemas eléctricos, sanitarios y de climatización, así como los acabados y materiales que conforman la apariencia y el confort del edificio.

El diseño de la superestructura se realiza teniendo en cuenta los requerimientos funcionales y estéticos del edificio, así como los códigos y normativas de construcción aplicables para asegurar la seguridad y la calidad de la edificación.

### 2.2.7. Características del suelo de la ciudad de Ambato

Las características del suelo en la ciudad de Ambato, al igual que en cualquier otra ciudad, pueden variar ampliamente debido a la diversidad geológica y geográfica del área. Sin embargo, en términos generales, la ciudad de Ambato se encuentra en una región ubicada en los Andes, lo que implica ciertas características comunes del suelo:

**Suelos volcánicos:** Dada la ubicación en la cordillera de los Andes, los suelos de Ambato suelen ser de origen volcánico. Estos suelos pueden tener una composición rica en minerales y nutrientes, lo que los hace adecuados para la agricultura.

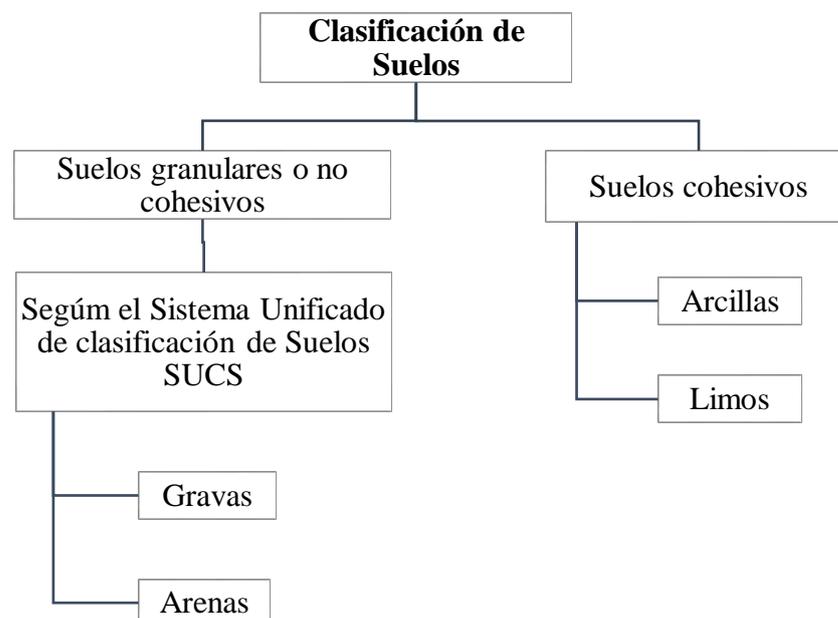
**Suelos coluviales:** Debido a la topografía montañosa de la región, algunos suelos en Ambato son de origen coluvial, es decir, son depositados por la acción de la gravedad al descender los sedimentos y materiales desde laderas y montañas cercanas.

**Suelos agrícolas:** La fertilidad de muchos suelos en Ambato los hace aptos para la agricultura. La ciudad es conocida por su producción agrícola, incluyendo productos como maíz, papa, frutas y flores.

**Suelos susceptibles a la erosión:** La topografía montañosa y las intensas lluvias que ocurren en ciertas épocas del año pueden hacer que algunos suelos en la región sean susceptibles a la erosión.

En la NEC 2015 de geotécnica y cimentaciones, a los suelos los clasifica en dos grupos en granulares o no cohesivos y en cohesivos.

Tabla 1. Clasificación de suelos de acuerdo a la NEC – SE – GC.



Riesgo sísmico y de licuefacción: La ciudad de Ambato se encuentra en una zona sísmica activa, lo que significa que los suelos pueden tener cierta vulnerabilidad a los efectos de los sismos, y algunos suelos saturados de agua pueden experimentar licuefacción durante movimientos sísmicos intensos.

Es importante destacar que estas características son generales y que la variabilidad en el suelo puede ser significativa incluso dentro de la misma ciudad. Los estudios geotécnicos específicos y análisis detallados son necesarios para determinar las características precisas del suelo en áreas específicas de Ambato antes de llevar a cabo cualquier proyecto de construcción o desarrollo.

#### **2.2.8. Desempeño sísmico**

El desempeño sísmico se refiere a la capacidad de una estructura o edificación para resistir y recuperarse de las fuerzas generadas por un terremoto o movimiento sísmico. Es una medida de la capacidad de una construcción para mantener su integridad estructural, minimizar daños y proteger la vida y la seguridad de las personas que la ocupan durante y después de un sismo.

El desempeño sísmico de una estructura depende de varios factores, como el diseño y la calidad de la construcción, los materiales utilizados, la ubicación geográfica y la intensidad del sismo. Se evalúa a través de análisis y simulaciones que consideran el comportamiento de la estructura ante diferentes niveles de fuerzas sísmicas.

Las estructuras diseñadas para tener un buen desempeño sísmico generalmente están construidas siguiendo normas y códigos específicos de sismorresistencia. Estos códigos establecen criterios de diseño para garantizar que las edificaciones sean lo suficientemente robustas y flexibles para absorber las fuerzas sísmicas sin colapsar.

El objetivo del diseño sismorresistente y del análisis del desempeño sísmico es reducir al mínimo la posibilidad de daños catastróficos o colapso de la estructura durante un sismo y permitir que la estructura sea reparable y reutilizable después del evento sísmico. El desempeño sísmico adecuado es fundamental para garantizar la seguridad y la resiliencia de las construcciones en áreas propensas a terremotos y es una parte esencial de la ingeniería de estructuras en zonas sísmicas.

### **2.2.9. Análisis no lineal tiempo historia**

El análisis no lineal tiempo historia es una técnica avanzada utilizada en ingeniería estructural para evaluar el comportamiento de una estructura durante un sismo. A diferencia del análisis lineal, que considera respuestas proporcionales ante las cargas, el análisis no lineal tiempo historia tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la estructura ante grandes deformaciones y fuerzas.

En este tipo de análisis, se utilizan registros reales de aceleraciones sísmicas registradas en sismos pasados (historia de tiempo), y se aplican esas aceleraciones como cargas a la estructura para simular su respuesta dinámica durante el sismo. Esto permite evaluar cómo la estructura se comportaría en condiciones de carga realistas y cómo responde ante diferentes niveles de intensidad sísmica.

El análisis no lineal tiempo historia es especialmente útil para estructuras complejas, como puentes, rascacielos y otras construcciones de gran altura, donde el comportamiento no lineal de los materiales y las conexiones puede tener un impacto significativo en su respuesta sísmica.

Este tipo de análisis proporciona información detallada sobre las deformaciones, tensiones, desplazamientos y fuerzas internas que experimenta la estructura durante un sismo, lo que permite a los ingenieros evaluar la capacidad de resistencia y la seguridad sísmica de la construcción. También puede ayudar a identificar posibles puntos débiles o áreas que requieren refuerzos para mejorar el desempeño sísmico de la estructura.

El análisis no lineal tiempo historia es una herramienta valiosa en el diseño y la evaluación de estructuras en zonas sísmicas, ya que proporciona una visión más realista y precisa del comportamiento estructural durante eventos sísmicos reales, lo que conduce a un diseño más seguro y resiliente de las construcciones.

## CAPÍTULO III

### MARCO METODOLÓGICO

#### 3.1.Ubicación

El estudio se realizó en la Unidad Educativa "Juan León Mera", ubicada en la Parroquia Huachi Chico del Cantón Ambato de la provincia de Tungurahua. En este caso, se aprovecharon los atributos del tipo de suelo que está presente en el lugar donde se planifica la construcción de la edificación. Una parte considerable del terreno de la escuela -alrededor de una cuadra ya está ocupada por otros bloques de aulas. La figura 2 muestra una perspectiva general de la ubicación de la escuela.

Los cursos de educación general y bachillerato se imparten en las aulas del centro educativo en modalidad presencial en la mañana. Debido a su ubicación en una de las zonas más concurridas de la ciudad, el número de estudiantes es notable.



Figura 2. Ubicación y Coordenadas.

El proyecto se encuentra en las coordenadas de posicionamiento geográfico son:

Coordenadas X: 764355.6972; Y: 9859977.2215 Sistema de proyección DATUM WGS 84 ZONA 17 S.

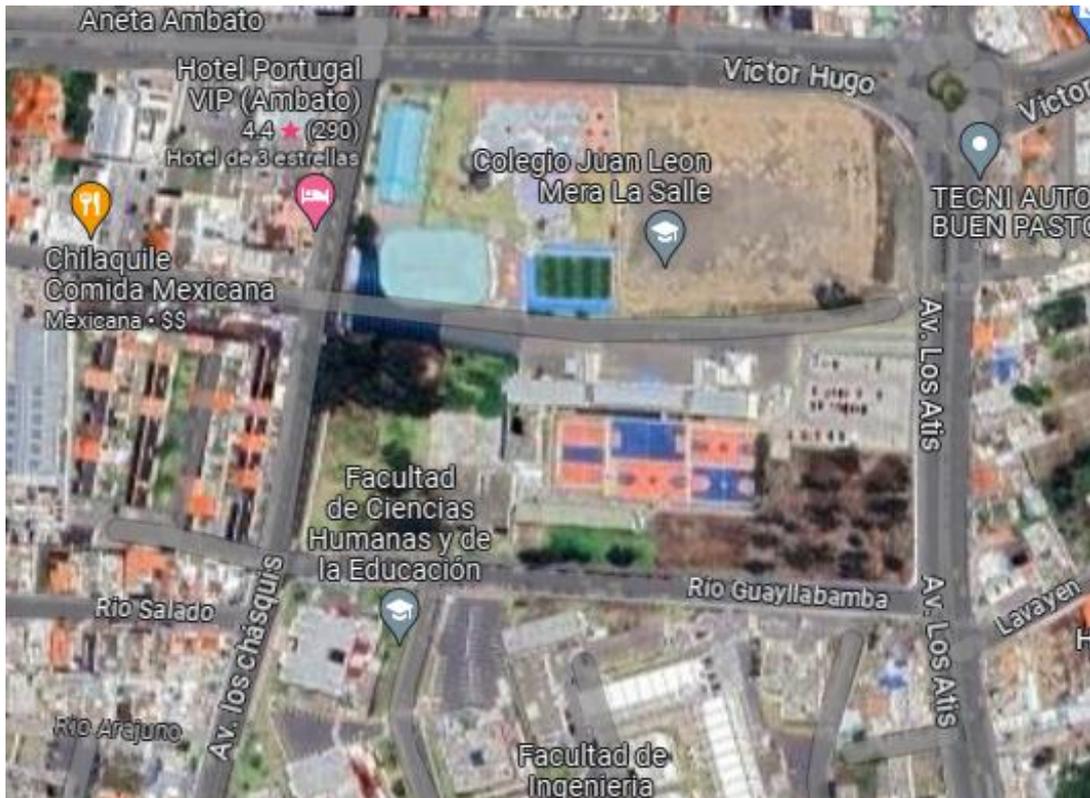


Figura 3. Localización del sitio para el análisis, Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) [18].



Figura 4. Fotografía del acceso a la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle).

### 3.2. Equipos y materiales

Para la presente investigación fue necesario contar con documentación como el estudio de suelos que se presenta en anexo 3, adicionalmente se requirió de una configuración

arquitectónica sencilla basada en los criterios que requiere el Ministerio de Educación para los bloques de aulas.

Los recursos para la inspección técnica del sitio donde se emplazará la edificación fueron

- Cinta de medición
- Medidor Laser
- Cámara fotográfica.

En el diseño sismorresistente de la edificación se requirió de un computador con los siguientes requisitos:

- Procesador Intel i7
- 16 GB de memoria RAM.

Las normas empleadas en el análisis y diseño de la edificación fueron la NEC-SE-DS-2015, ASCE/SEI 41-13, y la AISC 360-16, mientras que para el diseño sismorresistente se usó la AISC 341-16 y la norma AISC 358-18 para el dimensionamiento de las conexiones; se utilizó el programa de cálculo estructural mediante elementos finitos.

### **3.3.Tipo de investigación**

**Descriptiva:** La investigación fue descriptiva porque se caracterizó la influencia de las características de los sismos en el comportamiento estructural de la edificación de estructura metálica del bloque de aulas, con esta investigación se presentaron los rasgos más importantes y diferenciadores de los tipos de análisis para la continuidad en futuras investigaciones, como un punto de partida en el diseño sismorresistente de edificios de centros educativos [19].

**Exploratoria:** Los hallazgos de esta investigación proporcionan un marco de referencia para el diseño sismorresistente de próximas edificaciones en la región central del país, ya que el análisis estructural del diseño del edificio permitió conocer su comportamiento sísmico mediante un análisis tiempo historia en su configuración de pórtico resistente a momento. [19].

**Cuantitativa:** Dado que para comprobar la hipótesis se utilizaron datos discretos y continuos, el enfoque de la investigación fue cuantitativo. Estos corresponden a aceleraciones, desplazamientos, derivas de piso y cortante basal; para ello se analizaron datos completamente cuantitativos.[19].

## **Aplicada.**

El enfoque de investigación aplicada implica la utilización de conocimientos teóricos y metodológicos para abordar problemas prácticos específicos. En el contexto del diseño del bloque de aulas F de la Unidad Educativa La Salle del cantón Ambato, este enfoque se centraría en la aplicación de principios de arquitectura, ingeniería y pedagogía para desarrollar un espacio educativo óptimo que cumpla con las necesidades y requerimientos de los estudiantes, docentes y personal administrativo de la institución. Este proceso implica la identificación de desafíos concretos relacionados con la infraestructura educativa, así como la búsqueda de soluciones efectivas y viables que mejoren la calidad del entorno de aprendizaje.

### **3.4.Prueba de hipótesis**

¿El diseño sismorresistente aplicado en el bloque de aulas F de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) en la ciudad de Ambato mejorará significativamente la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas y reducir el riesgo de daños estructurales durante eventos sísmicos?

### **3.5.Población o muestra**

En la investigación no se aplica una población de estudio debido a que se enfoca en el diseño de una estructura en específico, se podría considerar como el estudio de un caso en particular. Por ese motivo no se realizan cálculos de muestreo probabilístico.

### **3.6.Recolección de información**

#### **3.6.1. Técnica documental**

Se empleó esta técnica para recopilar información relevante en el estudio, especialmente, de artículos académicos, normativas, libros, revistas e información del sector en donde se aplicará el análisis. Adicionalmente, se recopiló de forma documental la información del sitio como el estudio de suelos y los anexos con los cálculos desarrollados.

#### **3.6.2. Características arquitectónicas, elementos constitutivos y condiciones de carga planteadas para el estudio.**

Las condiciones de carga se definieron mediante los lineamientos del Ministerio de Educación en la Norma Técnica y Estándares e Infraestructura Educativa.

La edificación en análisis consta de aulas, baterías sanitarias hombres y mujeres, salas de laboratorios y oficinas administrativas

### 3.6.3. Estudio geotécnico

Se realizó un estudio geotécnico en la zona donde se va a llevar a cabo la construcción de la edificación, mediante una exploración directa por el ensayo de penetración estándar SPT, para conocer el tipo de suelo que existe en el lugar, además de la capacidad portante del suelo y poder elegir el tipo de cimentación adecuada y sea capaz de soportar el peso de la superestructura y evitar los asentamientos, este estudio se lo realizo mediante sondeos como se muestra en el anexo 3, de acuerdo al estudio el tipo de suelo es SM arena limosa sueltas y densas, con el cual se realizara el diseño de la edificación.

### 3.6.4. Materiales y recurso de masa empleados en el análisis

Para el diseño de la edificación de estructura metálica y los cálculos de predimensionamiento se seleccionó el acero ASTM A572 G50 que se presentan en la Tabla 2. Para la subestructura se toma en cuenta las propiedades del hormigón que se indica en la Tabla 3, estos aspectos se definen a detalle en el software de cálculo estructural.

Tabla 2. Propiedades del acero ASTM A572 G50[20].

Propiedad	Valor	Unidades
Peso por unidad de volumen	<b>7849,05</b>	kgf/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	<b>2038902</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
Límite elástico Fy	<b>3515,35</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia última Fu	<b>4569,95</b>	Kgf/cm <sup>2</sup>

Tabla 3. Propiedades del hormigón [20].

Propiedad	Valor	Unidades
Peso por unidad de volumen	<b>2402,77</b>	kgf/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	<b>202944,30</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a compresión f'c	<b>240,00</b>	kgf/cm <sup>2</sup>

### 3.6.5. Cargas gravitacionales

Para el caso de las cargas vivas, lo considerado para unidades educativas los valores de carga por unidad de área se muestran en la tabla 9 de la NEC SE CG [24]. Donde

se asignaron las cargas correspondientes a 2 kN/m<sup>2</sup> para aulas, 4 kN/m<sup>2</sup> en pasillos, además se seleccionó 0,7 kN/m<sup>2</sup> para la cubierta inaccesible.

Para las cargas muertas se mantuvo el peso propio de los elementos estructurales y se adicionó un peso correspondiente a los acabados, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, mamposterías, cielo raso, empleando valores determinados en la tabla 8 de la NEC SE CG[24], y se procedió a realizar el cálculo de acuerdo con el procedimiento que se encuentra a continuación.

Piso de baldosa de cerámica: 0.20kN/m<sup>2</sup>

Paredes ladrillo: 14kN/m<sup>3</sup> ; en 1 m<sup>2</sup> entran 22 bloques\*0.08826kN=1.94kN/m<sup>2</sup>

Vidrio templado: 26kN/m<sup>3</sup>; en espesor de 0,010m=0.26kN/m<sup>2</sup>

Por lo tanto, la suma es 2.4kN/m<sup>2</sup> = 0.245tn/ m<sup>2</sup>

Tabla 4. Cargas gravitacionales

Nivel	ACM (t/m <sup>2</sup> )	CV (t/m <sup>2</sup> )
N + 12.00	0.1	0.2
N + 9.00	0.245	0.2
N + 6.00	0.245	0.2
N + 3.00	0.245	0.2

### 3.6.6. Cargas sísmicas

El espectro sísmico de NEC 15 se utilizó para determinar los esfuerzos de diseño mediante una hoja de cálculo realizada por el autor de acuerdo a los parámetros establecidos en la NEC SE DS.

Tabla 5. Cálculo del Coeficiente del Cortante Basal

Modificación del espectro NEC 15 - Cortante Basal de diseño			
Referencia			Referencia
Ct	0.073		NEC.SE.DS 6.3.3
hn	12 [m]		NEC.SE.DS 6.3.3
α	0.75		NEC.SE.DS 6.3.3
Ta	<b>0.4707</b> [s]		NEC.SE.DS 6.3.3
Tc	<b>0.6981</b> [s]		NEC.SE.DS 3.3.1
Sa	<b>1.1904</b> [g]		NEC.SE.DS 3.3.1
Coeficiente de cortante			
Cc	<b>0.3095</b>		NEC.SE.DS 6.3.2

$T_a := Ct \cdot h_n^\alpha$   
 $T_c := 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$   
 Cuando  $T_a < T_c$ :  
 $S_a := \eta \cdot Z \cdot F_a$

Coeficientes de sitio		
Tipo	D	Referencia
I	1.3	NEC.SE.DS 4.1
f <sub>i p</sub>	1	NEC.SE.DS 5.2.2
f <sub>i e</sub>	1	NEC.SE.DS 5.2.2
R	5	NEC.SE.DS 6.3.4.d
η	2.48	NEC.SE.DS 3.3.1
Z	0.4	NEC.SE.DS 3.1
F <sub>a</sub>	1.2	NEC.SE.DS 3.2.2.a
F <sub>d</sub>	1.19	NEC.SE.DS 3.2.2.b
F <sub>s</sub>	1.28	NEC.SE.DS 3.2.2.c
r	1	NEC.SE.DS 3.3.1
Factor k	1.1	NEC.SE.DS 6.3.5

En el capítulo de peligro sísmico de la NEC se establecen diferentes criterios para la definición del factor de reducción de resistencia  $R$  y se indica que en estructuras con pórticos resistentes a momentos la puntuación es 8. Sin embargo, en este caso se está diseñando una edificación con un sistema de pórticos y por ese motivo se emplea un  $R$  de 5 de acuerdo a la experiencia.

Con los parámetros anteriores se construyó el espectro elástico e inelásticos para 475 años mostrado en la figura 5, donde se considera en el eje de las abscisas diferentes tiempos.

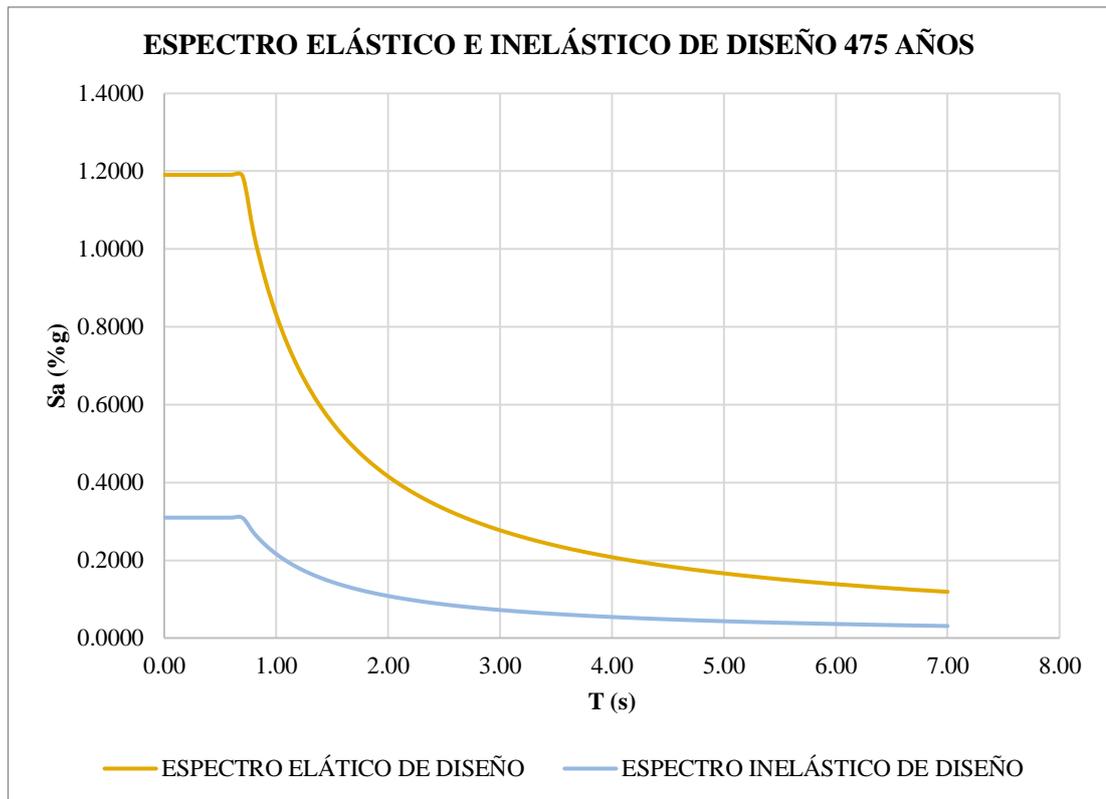


Figura 5. Definición del espectro elástico e inelástico.

### 3.6.7. Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga se plantearon las combinaciones básicas que se plantean en la normativa NEC 15 y en la ASCE 7-16. En las ecuaciones 3-1 a 3-7 se presentan las combinaciones de carga que se aplicaron para la edificación diseñada, basadas en el método LRFD o diseño por factores de carga y resistencia [22].

$$C1 = 1,4D \quad \text{Ec. 1}$$

$$C2 = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr \quad \text{Ec. 2}$$

$$C3 = 1,2D + 1,6Lr + L \quad \text{Ec. 3}$$

$$C4 = 1,2D + L + 0,5 Lr \quad \text{Ec. 4}$$

$$C5 = 1,2 D + E + L \quad \text{Ec. 5}$$

$$C6 = 0,9D \quad \text{Ec. 6}$$

$$C7 = 0,9D + E \quad \text{Ec. 7}$$

Estas fórmulas contemplan la siguiente nomenclatura:

*D*: carga permanente o carga muerta

*E*: Carga de sismo

*L*: Sobrecarga (carga viva)

*Lr*: Sobrecarga cubierta (carga viva)

*S*: Carga de granizo

*W*: Carga de viento

En las cargas sísmicas se consideró el sismo tanto en sentido X como en sentido Y.

### **3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico**

#### **3.7.1 Análisis comparativo**

Para comparar los resultados del diseño con los obtenidos en los análisis NSP y NDP, con ello si la estructura es sismorresistente.

#### **3.7.2 Variables respuesta**

El Diseño del bloque de aulas F en estructura metálica para la unidad educativa Juan León Mera la Salle es sismorresistente.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. Geometría específica del bloque de aulas

El bloque de aulas diseñado para la unidad educativa Juan León Mera La Salle está concebido como un edificio destinado exclusivamente a facilitar espacios de enseñanza y aprendizaje.

Este diseño incluye aulas de dimensiones variadas, pasillos corredores y baños, conformando el entorno principal para la interacción educativa. Estas aulas fueron planificadas para albergar a estudiantes y permitir la comunicación efectiva con los profesores, con capacidades diferentes para adaptarse a diversos grupos estudiantiles.

Los pasillos y corredores desempeñan un papel crucial al facilitar la circulación dentro del bloque, permitiendo el acceso a las distintas aulas e instalaciones. La inclusión de baños adecuados es prioritaria, garantizando instalaciones sanitarias accesibles tanto para estudiantes como para profesores. Además, se contempla una oficina para el personal docente e inspección, brindando un espacio para reuniones, preparación de materiales y tareas administrativas cercanas al entorno estudiantil.

La importancia de zonas al aire libre y áreas de descanso para los estudiantes se enfatiza, con la inclusión de una amplia área verde y pasillos con lugares de descanso.

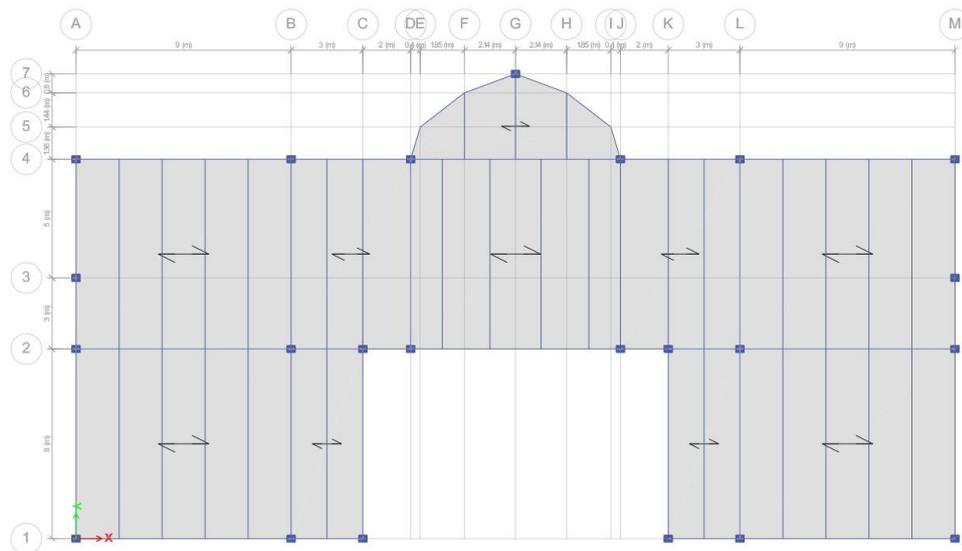


Figura 6. Planta tipo para la Unidad Educativa Juan León Mera la Salle.

En la figura 6 se visualiza la distribución de las columnas y las vigas tanto principales como secundarias.

#### 4.2. Diseño de la superestructura

Para el diseño de la superestructura se lo realizó mediante un software de análisis estructural, hasta obtener las secciones de columnas, vigas principales, vigas secundarias y losas adecuadas para esta estructura.

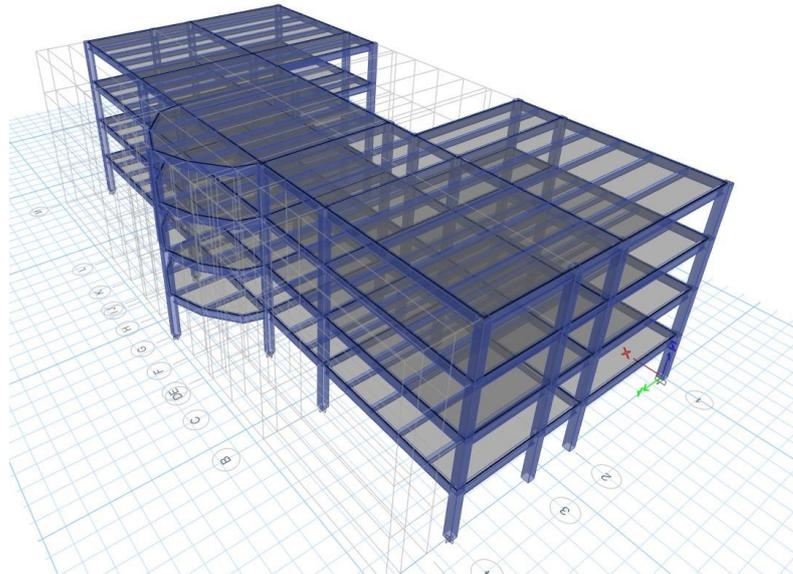


Figura 7. Superestructura del bloque de aulas F planteado para la Unidad Educativa Juan León Mera la Salle.

Las características generales de la superestructura se muestran detalladamente en la tabla 6.

Tabla 6. Características generales de la estructura metálica del nuevo bloque de aulas

Tipología	Pórtico de acero resistente a momento	
Número de pisos	4	
IRREGULARIDAD	Planta	Elevación
	N/A	N/A
Material de las columnas	Acero ASTM A572 G50	

Material de las vigas principales	Acero ASTM A572 G50
Material de las vigas secundarias	Perfil IPE
	Acero ASTM A572 G50
Altura entre pisos	3.0 m
Altura máxima	12.0 m
Uso	Unidad educativa Ocupación especial I=1.3
Tipo de losa	Deck metálico

#### 4.2.1. Selección de perfiles estructurales.

##### 4.2.1.1. Columnas

En las columnas se emplearon perfiles del tipo TUBULAR, la selección de los perfiles para las columnas en el edificio se realizó aplicando las normas AISC 360-16 y AISC 341, los perfiles seleccionados son compactos y de alta ductilidad aptos para soportar adecuadamente la demanda sísmica que se espera en el edificio.

Las propiedades de sección de las columnas que se emplearon en el diseño del bloque de aulas se presentan en la figura 8.

En el diseño de las columnas se contempló resistencia a la compresión, torsión y flexo-torsión y se verificó que se garantice una resistencia al pandeo por flexión elástico e inelástico.

## Columna tipo TUBULAR.

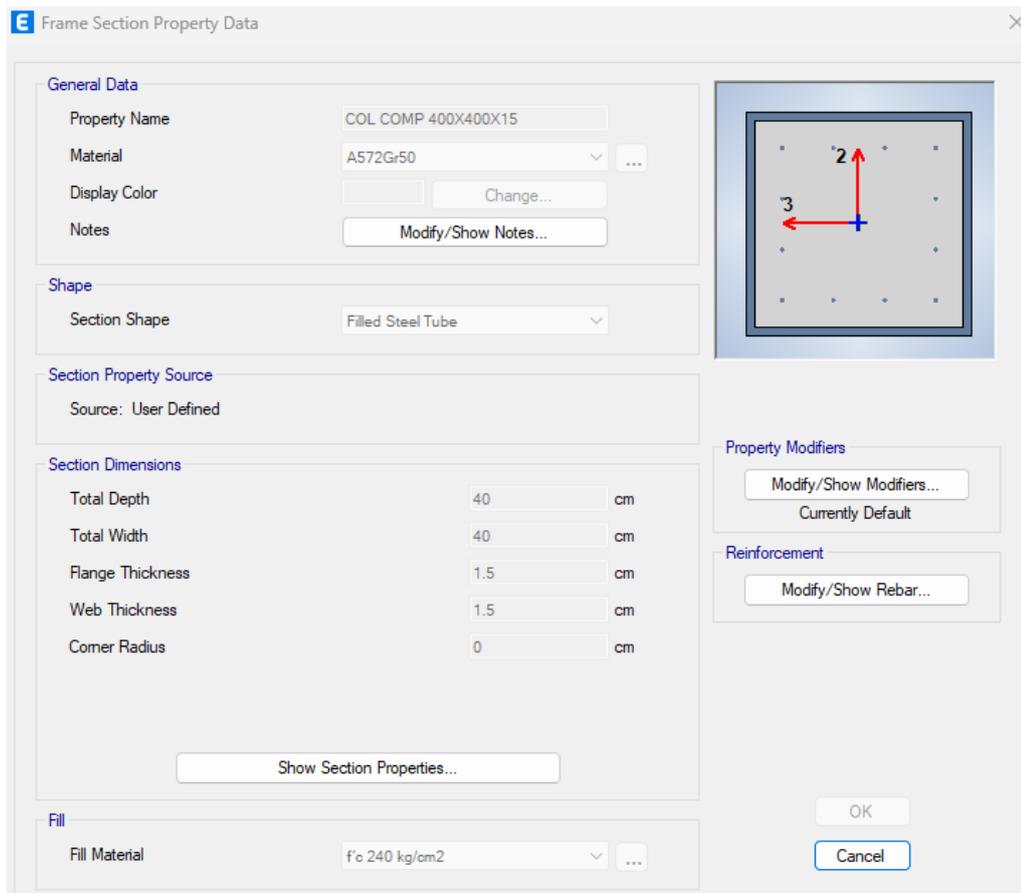


Figura 8. Sección de columna

### 4.2.1.2. Vigas principales

Se contempló en el diseño dos tipos de vigas principales, el diseño del mismo modo que el de las columnas contempló los criterios expuestos en la norma AISC 360-16.

En el diseño se verificó la resistencia de los perfiles, límites de ancho espesor, elementos compactos de alta ductilidad y pandeo lateral torsional, las propiedades de las vigas se presentan de forma detallada en las figuras 9 y 10.

## a) Vigas principales

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: IPE450

Material: A992Fy50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel I/Wide Flange

**Section Property Source**

Source: Euro

Convert To User Defined

**Section Dimensions**

Total Depth	45	cm
Top Flange Width	19	cm
Top Flange Thickness	1.46	cm
Web Thickness	0.94	cm
Bottom Flange Width	19	cm
Bottom Flange Thickness	1.46	cm
Fillet Radius	2.1	cm

Show Section Properties...

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

OK  
Cancel

Figura 9. Geometría de las vigas principales tipo 1 Viga principal tipo 1

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: IPE 450 ESP

Material: A572Gr50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel I/Wide Flange

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Total Depth	45	cm
Top Flange Width	22	cm
Top Flange Thickness	1.5	cm
Web Thickness	1.2	cm
Bottom Flange Width	22	cm
Bottom Flange Thickness	1.5	cm
Fillet Radius	0	cm

Show Section Properties...

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

OK  
Cancel

Figura 10. Geometría de las vigas principales tipo 2.

### 4.2.1.3. Vigas secundarias

Las vigas secundarias se diseñaron dos tipos de vigas en base a los parámetros de resistencia estipulados en el código AISC 360-16, a diferencia de las vigas principales, las vigas secundarias se diseñan a corte.

Las propiedades geométricas de los dos tipos de vigas secundarias seleccionadas se presentan de forma detallada en las figuras 11 y 12.

#### a) Vigas secundarias tipo 1.

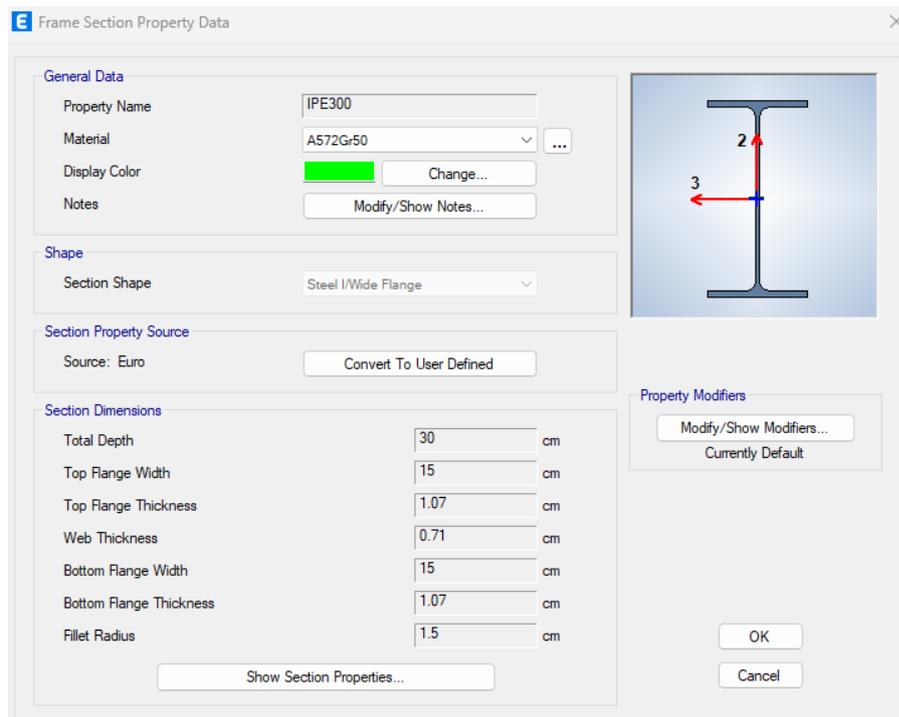


Figura 11. Geometría de las vigas secundarias tipo 1.

## b) Vigas secundarias tipo 2

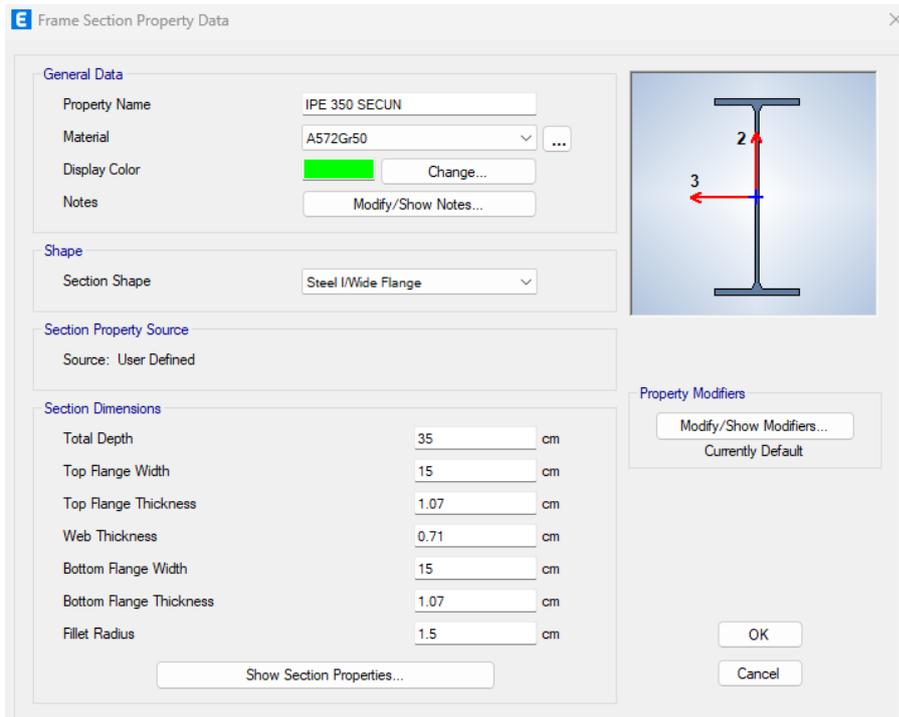


Figura 12. Geometría de las vigas secundarias tipo 2.

Las vigas tanto principales y secundarias con sus respectivas secciones del edificio están expuestas en la siguiente figura:

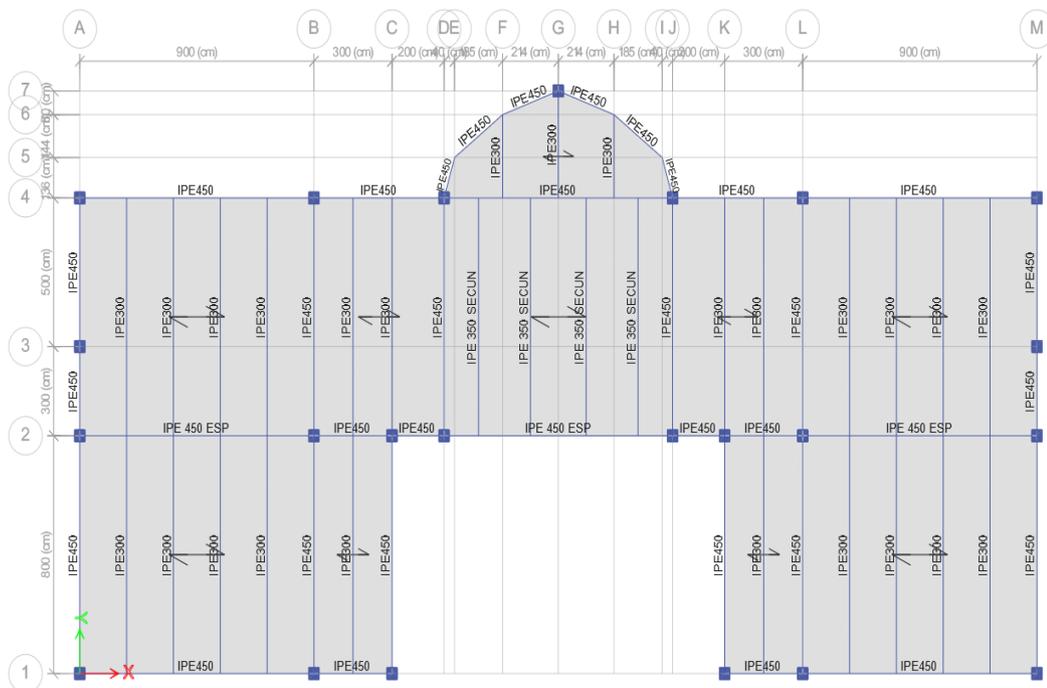


Figura 13. Distribución vigas principales y secundarias

## 4.2.2. Diseño de conexiones

### 4.2.2.1. Placa base.

El diseño de la placa base a momento implicó realizar un análisis de las cargas verticales y horizontales actuantes sobre la columna, considerando momentos flexionantes significativos. Se seleccionó un material apropiado, y se calcularon las dimensiones necesarias de la placa para resistir las cargas y momentos aplicados, teniendo en cuenta la capacidad de resistencia a la flexión y la capacidad de carga del suelo.

Además, se diseñaron conexiones adecuadas entre la placa base, la columna y la cimentación para garantizar la estabilidad y la transferencia eficiente de cargas y momentos. La verificación de la seguridad y estabilidad se realiza según criterios de diseño específicos y normativas estructurales como la AISC 360-16, asegurando la integridad estructural y la capacidad de carga de la columna en situaciones donde se esperan momentos importantes.

El detalle del cálculo para la placa base se encuentra en el anexo 2, la placa diseñada para esta estructura tiene las siguientes medidas:

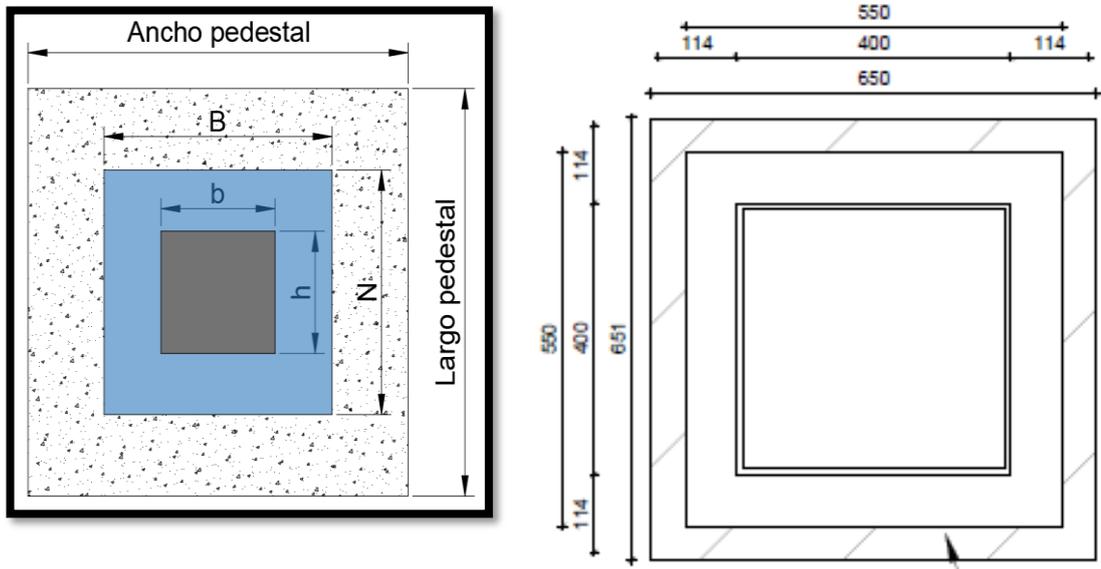


Figura 14. Placa base

Largo columna  $h=40\text{cm}$ .

Ancho columna  $b=40\text{cm}$ .

Largo placa  $N=55\text{cm}$ .

Ancho placa  $B=55\text{cm}$ .

Espesor placa  $e=2.5$  cm.

Largo pedestal  $LP=65$  cm.

Ancho pedestal  $LP=65$  cm.

En el diseño se obtuvo una placa base de  $550 \times 550$  mm con los detalles de agujeros para pernos de anclaje, el espesor es 2.5 cm y los pernos de anclaje seleccionados son grado B7 ASTM A193, diámetro  $5/8''$  y longitud anclada de 45 cm.

#### 4.2.2.2. Conexión a momento viga principal a columna

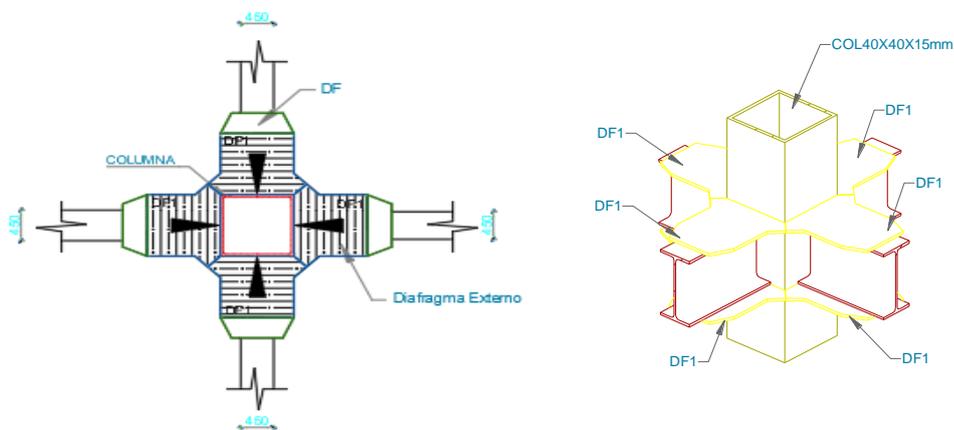


Figura 15. Conexiones vigas columnas.

El cálculo detallado de la conexión a momento se presenta en el anexo 2 se realizó en base a los códigos AISC 358, en este caso se optó por una conexión con diafragma externos.

Del análisis se obtuvo las siguientes dimensiones:

***td***: 1.60 cm

***Lnerv***: 45 cm

***hd***: 4.95 cm

Donde:

***td***: Espesor del diafragama.

***Lnerv***: Longitud de hasta la rotula plástica.

***hd***: Altura de diafragma.

Además, se analizó la teoría columna fuerte viga débil, con lo que se aprobó el tipo de conexión.

#### 4.2.3. Análisis estático lineal

Para el análisis estático se aplicaron las condiciones de carga sísmica y se evaluó el comportamiento de la edificación en función de las variables de respuesta de dinámica estructural.

##### 4.2.3.1. Periodo de vibración de la estructura.

Tabla 7. Periodos de vibración.

Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.594	1.685	10.585	112.034
Modal	2	0.575	1.739	10.924	119.341
Modal	3	0.482	2.073	13.023	169.610
Modal	4	0.173	5.774	36.281	1316.306
Modal	5	0.166	6.024	37.848	1432.445
Modal	6	0.157	6.360	39.964	1597.135
Modal	7	0.145	6.893	43.311	1875.854
Modal	8	0.107	9.389	58.990	3479.807
Modal	9	0.084	11.919	74.890	5608.521
Modal	10	0.082	12.134	76.238	5812.165
Modal	11	0.076	13.228	83.113	6907.804
Modal	12	0.075	13.306	83.607	6990.039

Se puede observar que el periodo de vibración en el modo fundamental es de 0.594 s, de acuerdo a la NEC 2015 el periodo calculado no debe ser mayor en un 30% al periodo de vibración calculado, con lo cual queda demostrado el cumplimiento de la normativa en el análisis de la estructura.

Tabla 8. Comprobaciones de los periodos de vibración.

<b>T<sub>a</sub></b>	0.471	<b>OK</b>
<b>T<sub>máx</sub> (30%)</b>	0.612	
<b>T Modol</b>	0.594	

#### 4.2.3.2.Participación de masa modal.

Tabla 9. Participación de masa modal.

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0.594	0	0.795	0	0	0.795	0
Modal	2	0.575	0.7736	0	0	0.7736	0.795	0
Modal	3	0.482	0.0292	0	0	0.8028	0.795	0
Modal	4	0.173	0	0.1296	0	0.8028	0.9247	0
Modal	5	0.166	0.1231	0	0	0.9258	0.9247	0
Modal	6	0.157	0	0.0000153	0	0.9258	0.9247	0
Modal	7	0.145	0.0056	0	0	0.9314	0.9247	0
Modal	8	0.107	0	0.0032	0	0.9314	0.9279	0
Modal	9	0.084	0	0.0522	0	0.9314	0.9801	0
Modal	10	0.082	0.0492	0	0	0.9806	0.9801	0
Modal	11	0.076	0.0002	0	0	0.9808	0.9801	0
Modal	12	0.075	0.0018	0	0	0.9827	0.9801	0

Se puede observar que en el 4to modo de vibración se cumple al menos 90% de masa participativa acumulada, por lo tanto, para garantizar un menor costo computacional de análisis de la estructura se pueden bajar los modos de vibración calculada previamente.

#### 4.2.3.3.Torsión en planta.

Tabla 10. Torsión en planta.

Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.594	0.000	0.795	0.000	0.795	0.234	0.000	0.000
Modal	2	0.575	0.774	0.000	0.774	0.795	0.000	0.218	0.029
Modal	3	0.482	0.029	0.000	0.803	0.795	0.000	0.008	0.781
Modal	4	0.173	0.000	0.130	0.803	0.925	0.542	0.000	0.000
Modal	5	0.166	0.123	0.000	0.926	0.925	0.000	0.552	0.006
Modal	6	0.157	0.000	0.000	0.926	0.925	0.002	0.000	0.000
Modal	7	0.145	0.006	0.000	0.931	0.925	0.000	0.027	0.117
Modal	8	0.107	0.000	0.003	0.931	0.928	0.017	0.000	0.000
Modal	9	0.084	0.000	0.052	0.931	0.980	0.136	0.000	0.000
Modal	10	0.082	0.049	0.000	0.981	0.980	0.000	0.127	0.002
Modal	11	0.076	0.000	0.000	0.981	0.980	0.000	0.001	0.005
Modal	12	0.075	0.002	0.000	0.983	0.980	0.000	0.005	0.042

Al tomar en cuenta los movimientos en los 3 primeros modos de vibración, y el giro en el eje Z de la edificación se puede observar que el porcentaje de torsión más alto se da en el modo 3, esto nos muestra que la estructura se comporta de una manera óptima

al moverse de forma traslacional en los 2 primeros modos (X e Y) y que el tercer modo sea de torsión.

Tabla 11. Comprobación de torsión en planta.

<i>Modo</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>	<i>% TORSIÓN 1</i>	<i>&lt;= 30%</i>
				$\frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100$	
<i>1</i>	0.000	0.795	0.000	0.00%	<i>Traslacional</i>
<i>2</i>	0.774	0.000	0.029	3.74%	<i>Traslacional</i>
<i>3</i>	0.029	0.000	0.781	2672.95%	<i>Torsión</i>

#### 4.2.3.4. Validación del cortante estático y dinámico.

Tabla 12. Comprobación del Cortante estático y dinámico.

TIPO	Vx	Vy
	(ton)	(ton)
Estático	335.54	335.54
Dinámico	266.38	268.53
80% Estático	79%	80%
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Dentro del programa de elementos finitos se tienen los valores de los cortantes por fuerzas estáticas y por fuerzas dinámicas, como establece la NEC, en estructuras regulares debe ser al menos el 80% del cortante estático, por lo que se observa que en el sentido X se cumple con el 79%, y en el sentido Y es el 80% por lo que se cumple con la validación de los cortantes, valores indicados en la tabla 11.

#### 4.2.3.5. Derivas de piso (Análisis estático lineal)

Se tomó en consideración un valor del coeficiente de cortante igual a 0,3095. En la Tabla 13, figuras 16 y 17 se encuentran los resultados del análisis estático lineal, se presentan los valores de derivas máximas tanto elásticas como inelásticas y se encontró que están dentro del límite establecido por la NEC del 2% para sistemas estructurales de acero.

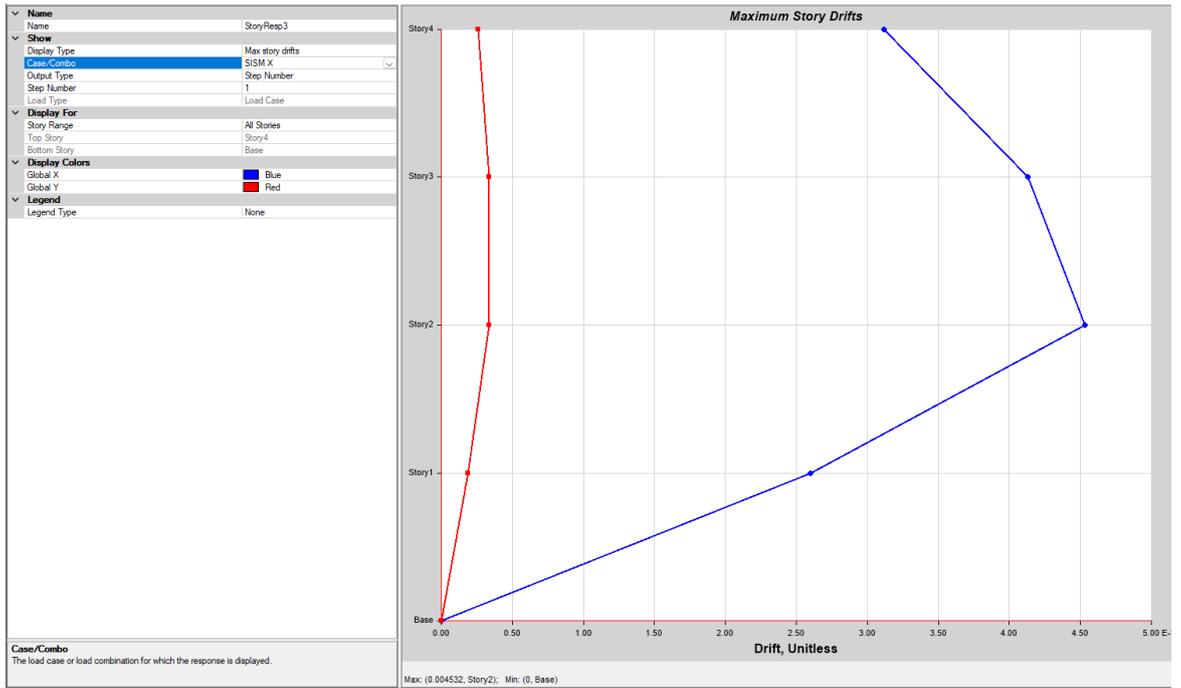


Figura 16. Derivas máximas con el caso de carga de Sismo X

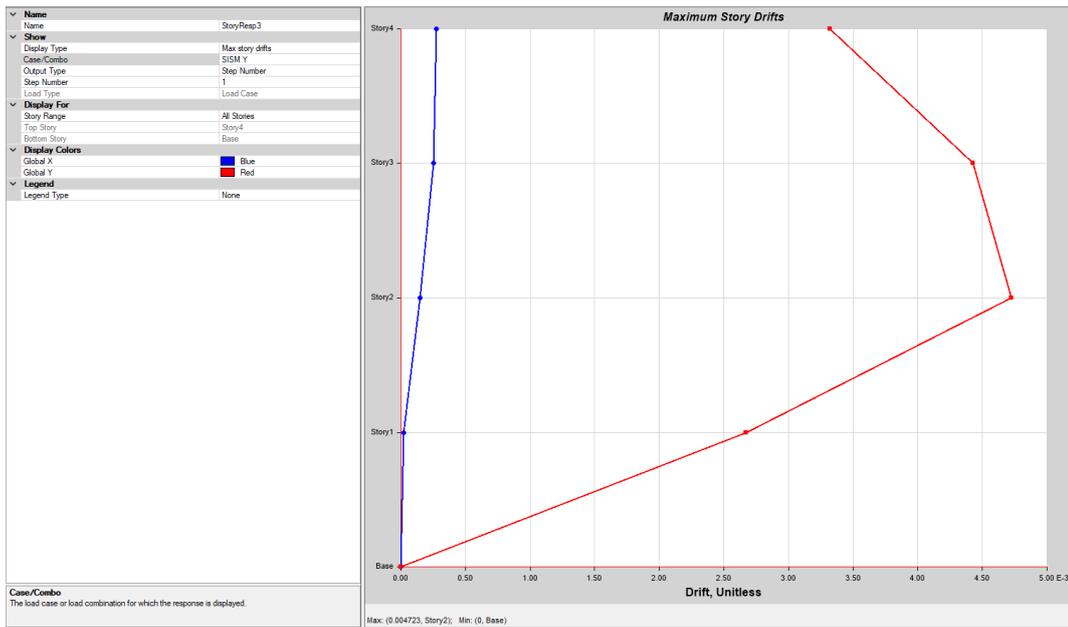


Figura 17. Derivas máximas con el caso de carga de Sismo Y

Tabla 13. Derivas de piso elásticas e inelásticas del análisis estático y lineal.

DERIVAS DE PISO			
Estático Lineal			
SIS X	0.00453	1.70%	CUMPLE
SIS Y	0.00472	1.77%	CUMPLE

#### 4.2.3.6.Desplazamientos (Análisis estático lineal)

En un análisis estático lineal de estructuras, los desplazamientos indican la magnitud y dirección de los movimientos de los nodos o puntos de la estructura. Estos desplazamientos son el resultado de aplicar cargas externas al sistema estructural, y el análisis estático lineal asume que las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas.

Estos desplazamientos se calculan a través de métodos de análisis estructural que involucran ecuaciones de equilibrio y relaciones de deformación. Los desplazamientos son esenciales para evaluar la respuesta estructural, la seguridad y la estabilidad de la estructura bajo las cargas aplicadas.

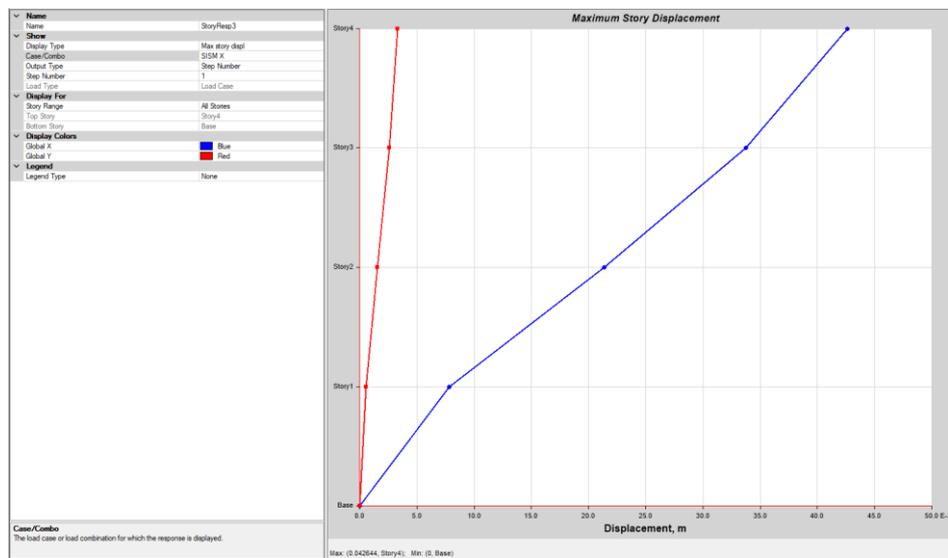


Figura 18. Desplazamiento en el sentido sismo X.

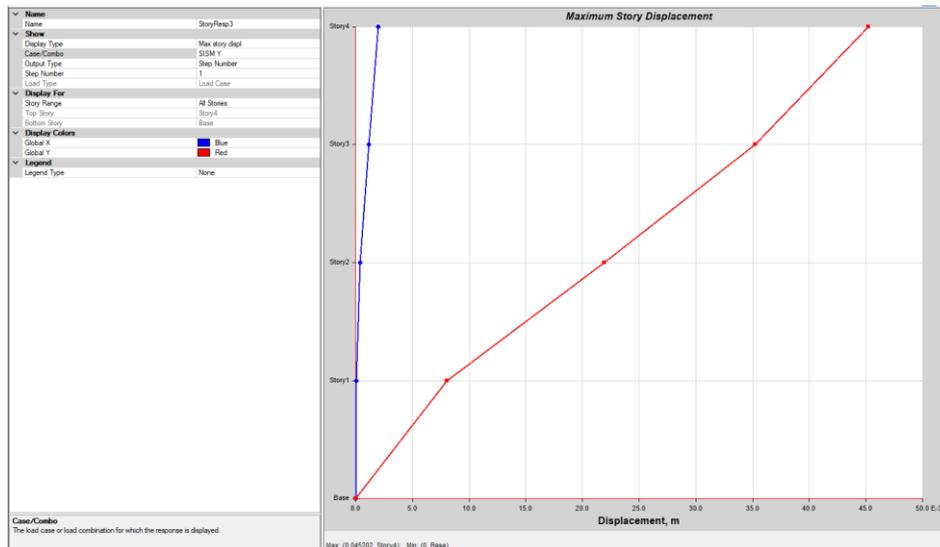


Figura 19. Desplazamiento en el sentido sismo Y.

En las figuras 18 y 19 se presentan los resultados de desplazamientos en sentido X e Y, en los dos sentidos de movimiento el desplazamiento máximo se encontró en el Story 4. Para el sentido de sismo X se presentó un valor máximo de 4.26 cm en el eje X, mientras que en el sentido de sismo Y se presentó un desplazamiento máximo de 4.52 cm en el eje Y.

#### 4.2.4. Análisis modal espectral

##### 4.2.4.1. Derivas de piso (Análisis modal espectral)

En la Tabla 14 se encuentran los resultados del análisis modal espectral, se presentan los valores de derivas máximas tanto elásticas como inelásticas y se encontró que están dentro del límite establecido por la NEC del 2% para sistemas estructurales de acero.

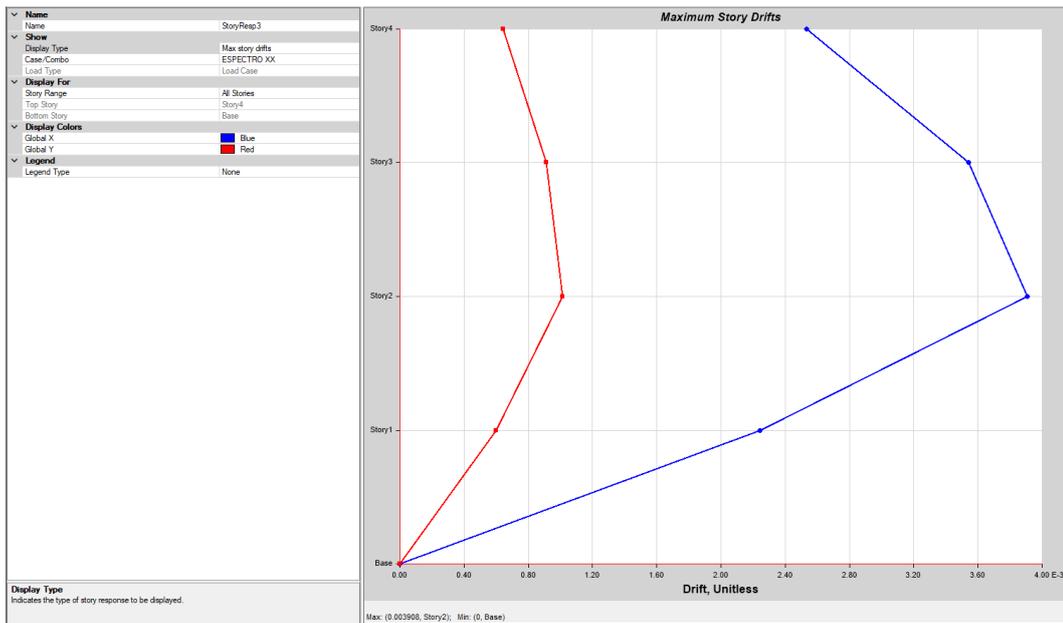


Figura 20. Derivas análisis modal espectral sentido X

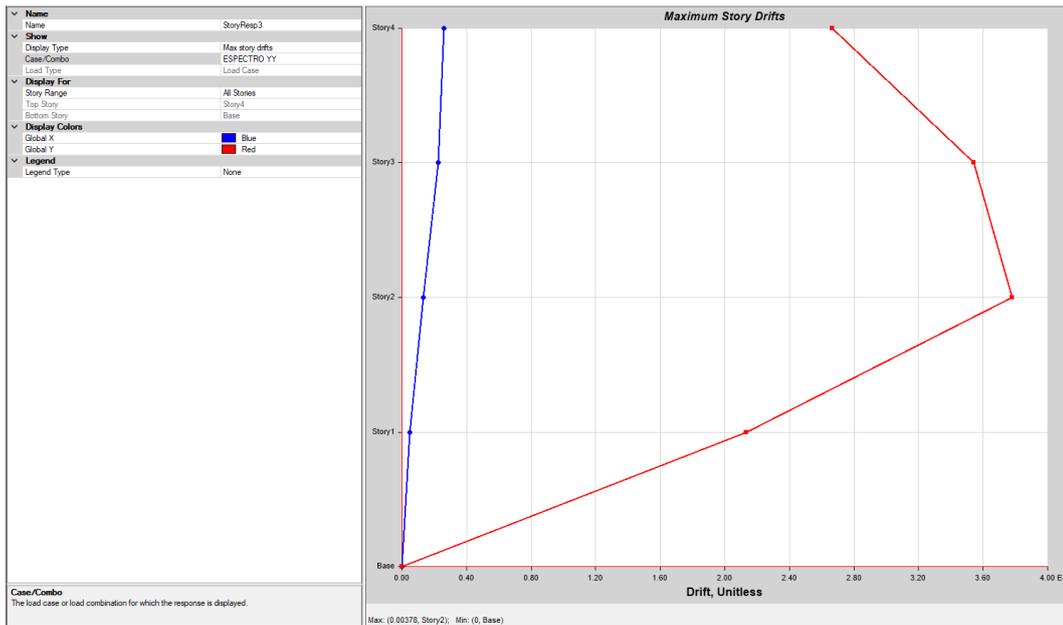


Figura 21. Derivas análisis modal espectral sentido Y

Tabla 14. Derivas de piso elásticas e inelásticas en análisis modal espectral.

DERIVAS DE PISO			
<i>Modal Espectral</i>			
<i>ESP X</i>	0.00391	1.47%	CUMPLE
<i>ESP Y</i>	0.00378	1.42%	CUMPLE

Se evaluaron los resultados de sismo en X e Y. En los dos sentidos las derivas se encuentran por debajo del 2%. El valor máximo en sentido X es del 1.47% mientras que en el sentido Y es de 1.42%, cumpliendo con lo determinado en la NEC.

#### 4.2.4.2.Desplazamientos (Análisis modal espectral)

Los desplazamientos representan las respuestas modales de la estructura ante vibraciones armónicas en diferentes modos de vibración. Cada modo de vibración tiene asociado un conjunto de desplazamientos modales que describe la característica de deformación de la estructura en ese modo específico. Estos desplazamientos modales indican las amplitudes y direcciones de movimiento predominantes en cada modo de vibración, proporcionando una comprensión detallada de cómo la estructura responde a excitaciones sísmicas u otras cargas dinámicas.

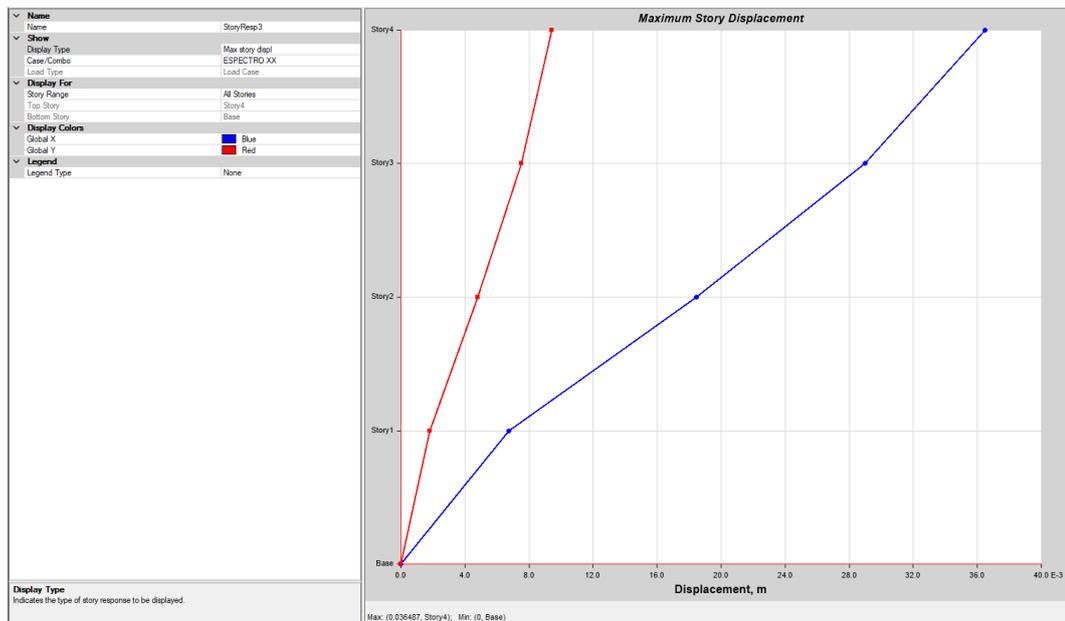


Figura 22. Desplazamientos en X modal espectral.

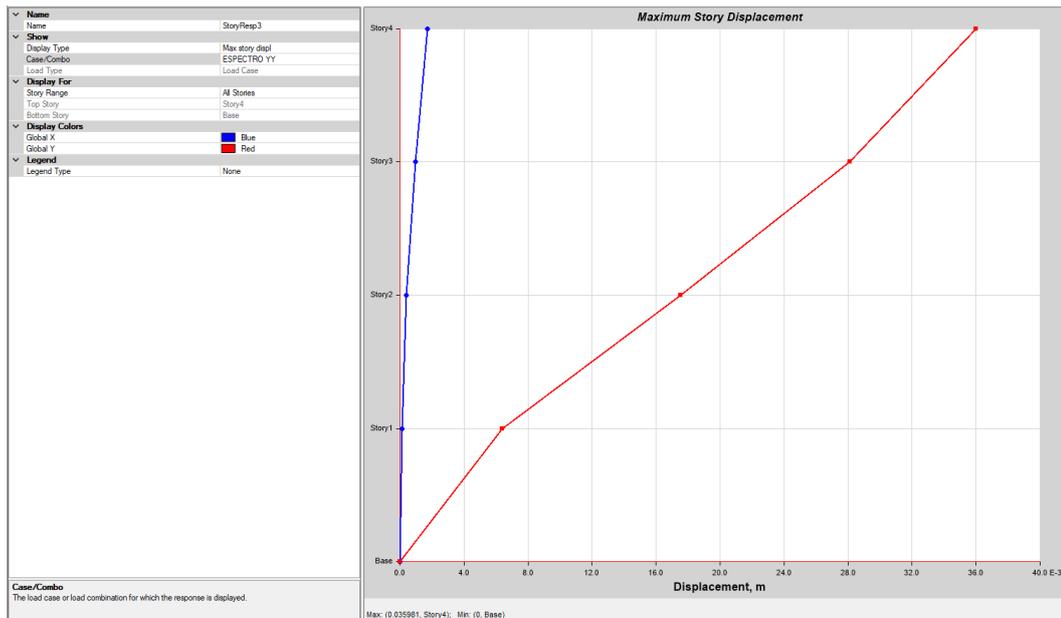


Figura 23. Desplazamientos en Y modal espectral.

En las figuras 22 y 23 se presentan los resultados de desplazamientos en sentido X e Y. En los dos sentidos de movimiento el desplazamiento máximo. Para el sentido de sismo X se presentó un valor máximo de 3,65 cm en el eje X y en el eje Y un valor de 3,60 cm, en el piso superior.

#### 4.2.4.3. Distorsión en planta

El radio debe ser mayor o igual que 1 para controlar la irregularidad torsional en planta, esto se lo debe realizar en el piso más crítico.

Tabla 15. Radios presentados en el edificio.

Story Max Over Avg Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
							m	m		
Story4	SISM X	LinStatic	Step By Step	1		X	0.009343	0.008639	1.082	OK
Story4	SISM X	LinStatic	Step By Step	2		X	0.009343	0.008639	1.082	OK
Story4	SISM X	LinStatic	Step By Step	3		X	0.009343	0.008639	1.082	OK
Story4	SISM Y	LinStatic	Step By Step	1		Y	0.009966	0.009351	1.066	OK
Story4	SISM Y	LinStatic	Step By Step	2		Y	0.009966	0.009351	1.066	OK
Story4	SISM Y	LinStatic	Step By Step	3		Y	0.009966	0.009351	1.066	OK
Story3	SISM X	LinStatic	Step By Step	1		X	0.012385	0.011853	1.045	OK
Story3	SISM X	LinStatic	Step By Step	2		X	0.012385	0.011853	1.045	OK
Story3	SISM X	LinStatic	Step By Step	3		X	0.012385	0.011853	1.045	OK
Story3	SISM Y	LinStatic	Step By Step	1		Y	0.013284	0.012826	1.036	OK
Story3	SISM Y	LinStatic	Step By Step	2		Y	0.013284	0.012826	1.036	OK
Story3	SISM Y	LinStatic	Step By Step	3		Y	0.013284	0.012826	1.036	OK
Story2	SISM X	LinStatic	Step By Step	1		X	0.013595	0.013002	1.046	OK
Story2	SISM X	LinStatic	Step By Step	2		X	0.013595	0.013002	1.046	OK
Story2	SISM X	LinStatic	Step By Step	3		X	0.013595	0.013002	1.046	OK
Story2	SISM Y	LinStatic	Step By Step	1		Y	0.014169	0.013781	1.028	OK
Story2	SISM Y	LinStatic	Step By Step	2		Y	0.014169	0.013781	1.028	OK
Story2	SISM Y	LinStatic	Step By Step	3		Y	0.014169	0.013781	1.028	OK
Story1	SISM X	LinStatic	Step By Step	1		X	0.007794	0.007375	1.057	OK
Story1	SISM X	LinStatic	Step By Step	2		X	0.007794	0.007375	1.057	OK
Story1	SISM X	LinStatic	Step By Step	3		X	0.007794	0.007375	1.057	OK
Story1	SISM Y	LinStatic	Step By Step	1		Y	0.008018	0.007879	1.018	OK
Story1	SISM Y	LinStatic	Step By Step	2		Y	0.008018	0.007879	1.018	OK
Story1	SISM Y	LinStatic	Step By Step	3		Y	0.008018	0.007879	1.018	OK

#### 4.2.5. Verificación de deflexiones

Según la AISC DESIGN GUIDE 3, en su tabla 1 establece los límites de las deflexiones diferenciando por carga viva y por combinaciones; esta normativa distingue de la siguiente forma: carga viva LIVE  $L/360$ , tenemos los siguientes resultados:

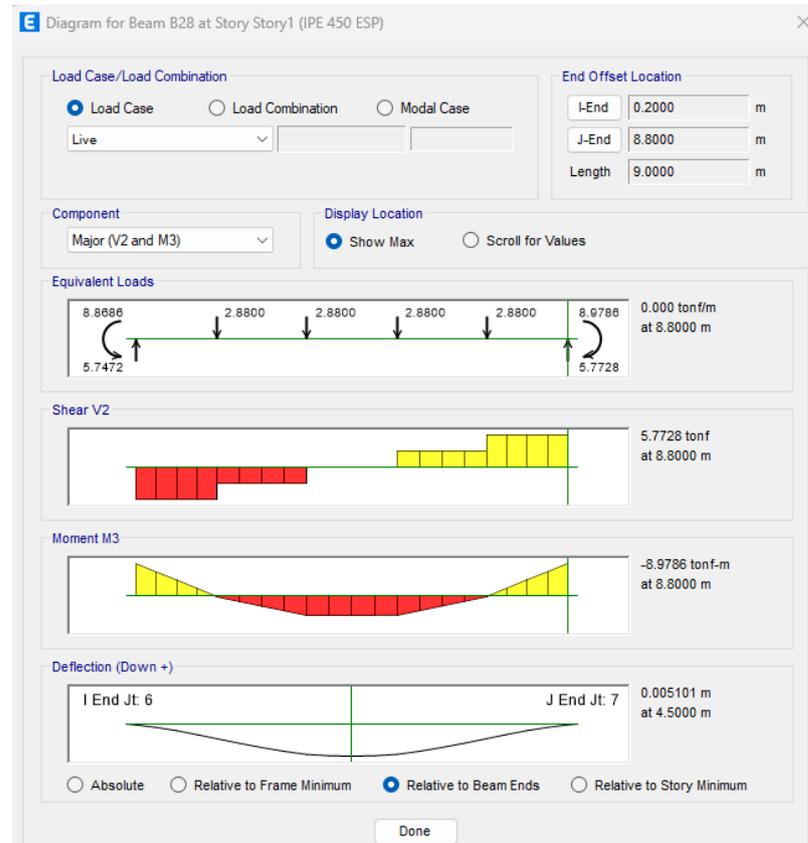


Figura 24. Deflexión obtenida en la viga de 9 m

En la figura 24 se visualiza una deflexión de 0.0051 m (0.51 cm), y considerando que la deflexión admisible con carga viva es de  $L/360$  se tiene  $900/360$  lo que da como resultado un valor permisible de deflexión de 2.50 cm como máximo. Entonces el valor reflejado en la estructura no es superado por el valor calculado razón por la cual cumple los parámetros de deflexión.

Y, para la combinación de carga DEAD+LIVE es  $L/240$ , para esto se consideró las cargas de servicio para su verificación.



Figura 25. Deflexión obtenida en la viga de 9 m

Para esta viga se obtiene una deflexión de 0.007436 m (0.74 cm) considerando que la deflexión admisible es de  $L/240$  se tiene  $900/240$  lo que da como resultado un valor permisible de deflexión de 3.75 cm como máximo. Entonces el valor reflejado en la estructura no es superado por el valor calculado razón por la cual cumple los parámetros de deflexión.

#### 4.2.6. Estados de aceleración en los entrepisos.

De acuerdo al AISC DESING GUIDE 11, recomienda los límites de tolerancia para la construcción de pisos controlando los límites de aceleración, lo que depende de la ocupación en relación de las actividades que cumplen las personas, para nuestro estudio es 0,5%g.

Tabla 16. Comprobaciones de aceleraciones de piso por las actividades humanas.

<i>Piso</i>	<i>Aceleración</i>	<i>Límite de aceleración</i>	
1	0.00350	0.005	CUMPLE
2	0.00349	0.005	CUMPLE
3	0.00346	0.005	CUMPLE
4	0.00350	0.005	CUMPLE

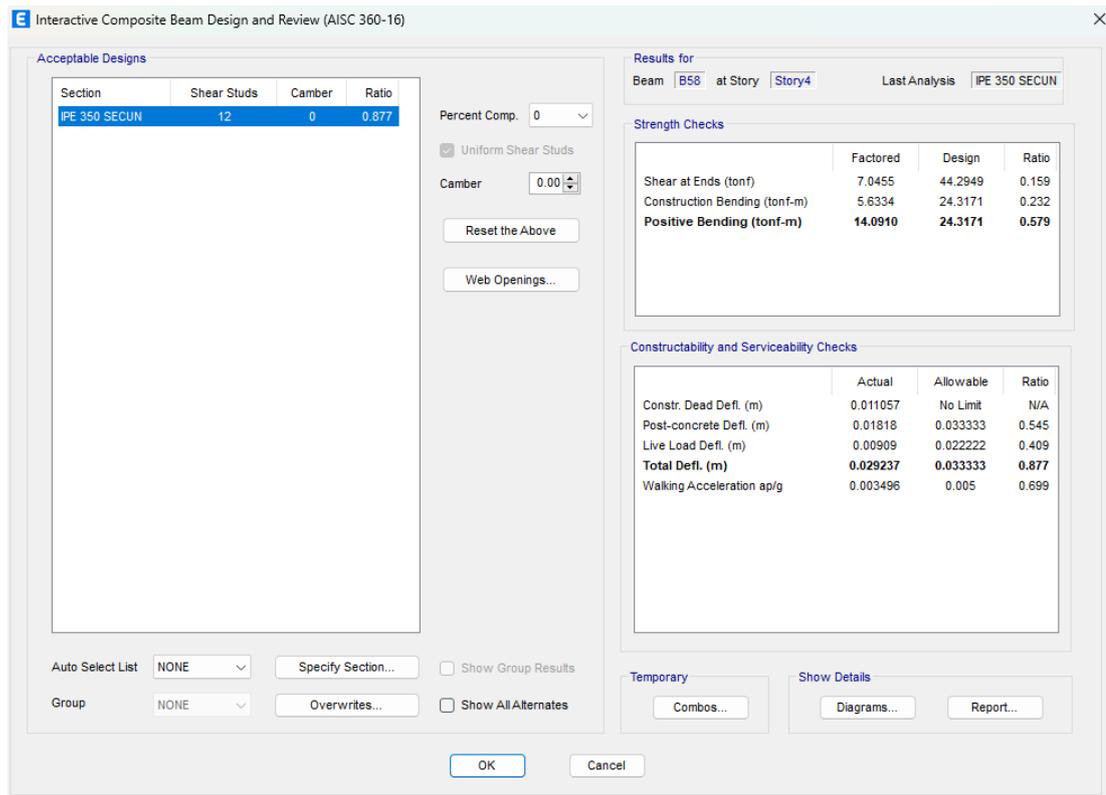


Figura 26. Aceleración al caminar (Walking acceleration) en el piso 4.

En la figura 26 se visualiza los resultados de la aceleración en el piso 4, donde nos despliega el valor de 0.003496 g, cumpliendo la norma técnica.

#### 4.2.7. Análisis demanda capacidad de los elementos de la estructura del edificio.

En las figuras 27 y 28, se presenta la relación Demanda – Capacidad (D/C), para los elementos de la estructura, los cuales deben ser menores a 1, en vigas principales la viga más crítica tiene 0.828, y en las vigas secundarias un valor de 0.912 como valor máximo.

En la figura 29, se presenta la relación Demanda – Capacidad (D/C), las columnas los cuales deben ser menores a 1, evidenciando que efectivamente todas la columnas están dentro de los rangos aceptables.

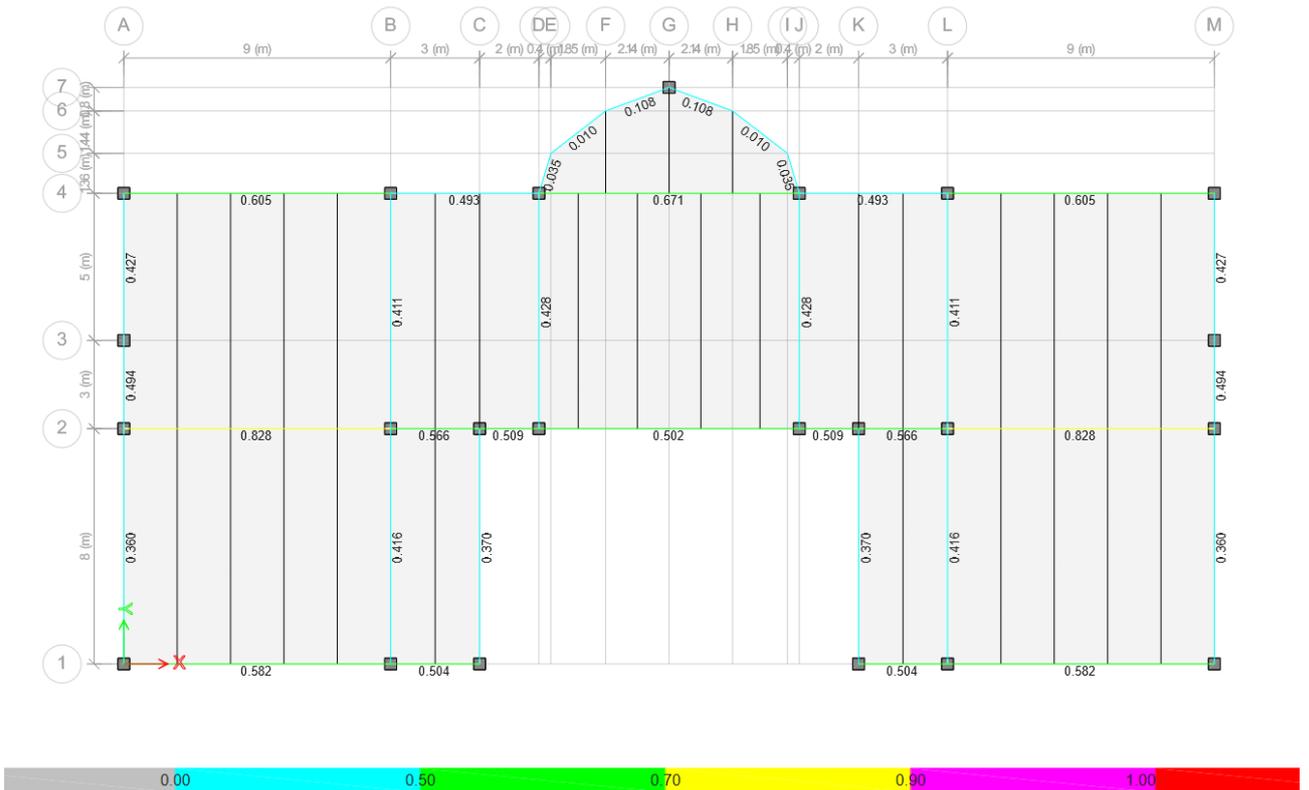


Figura 27. Demanda – Capacidad de las vigas Principales.

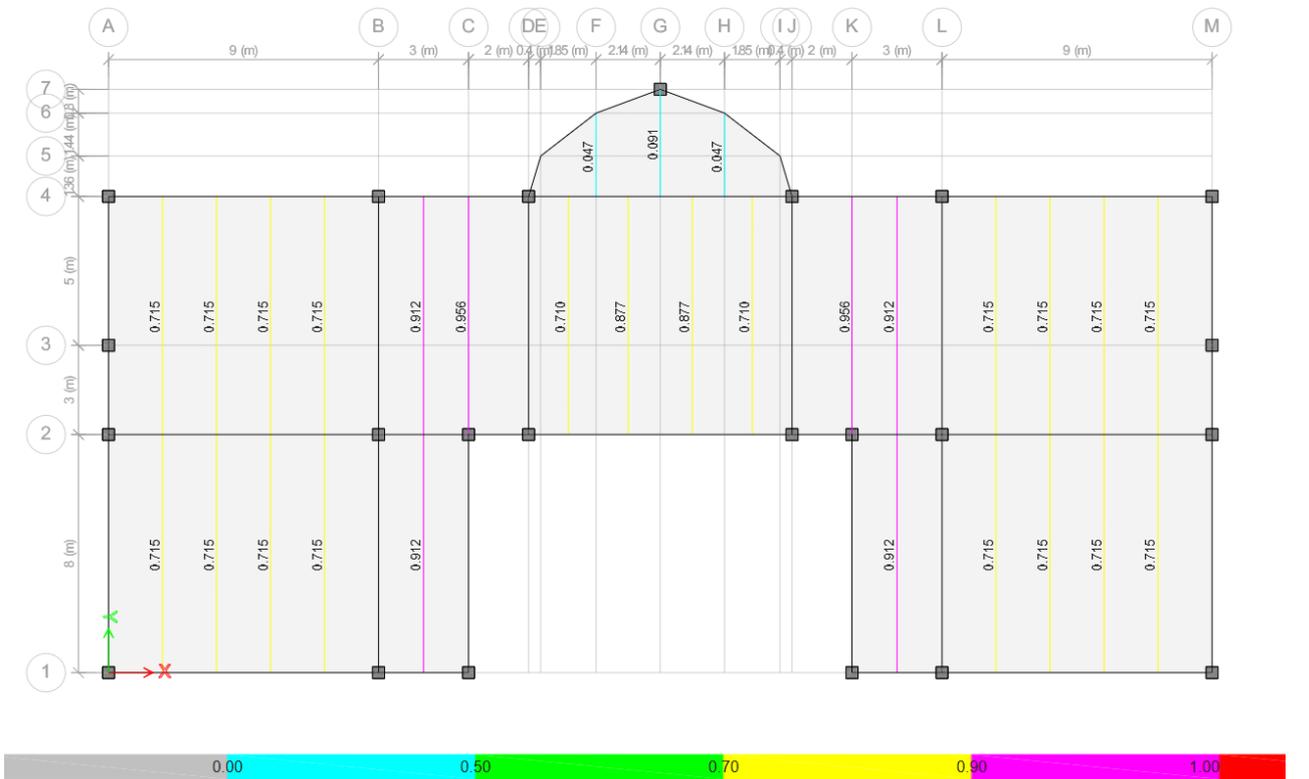


Figura 28. Demanda – Capacidad de las vigas Secundarias.

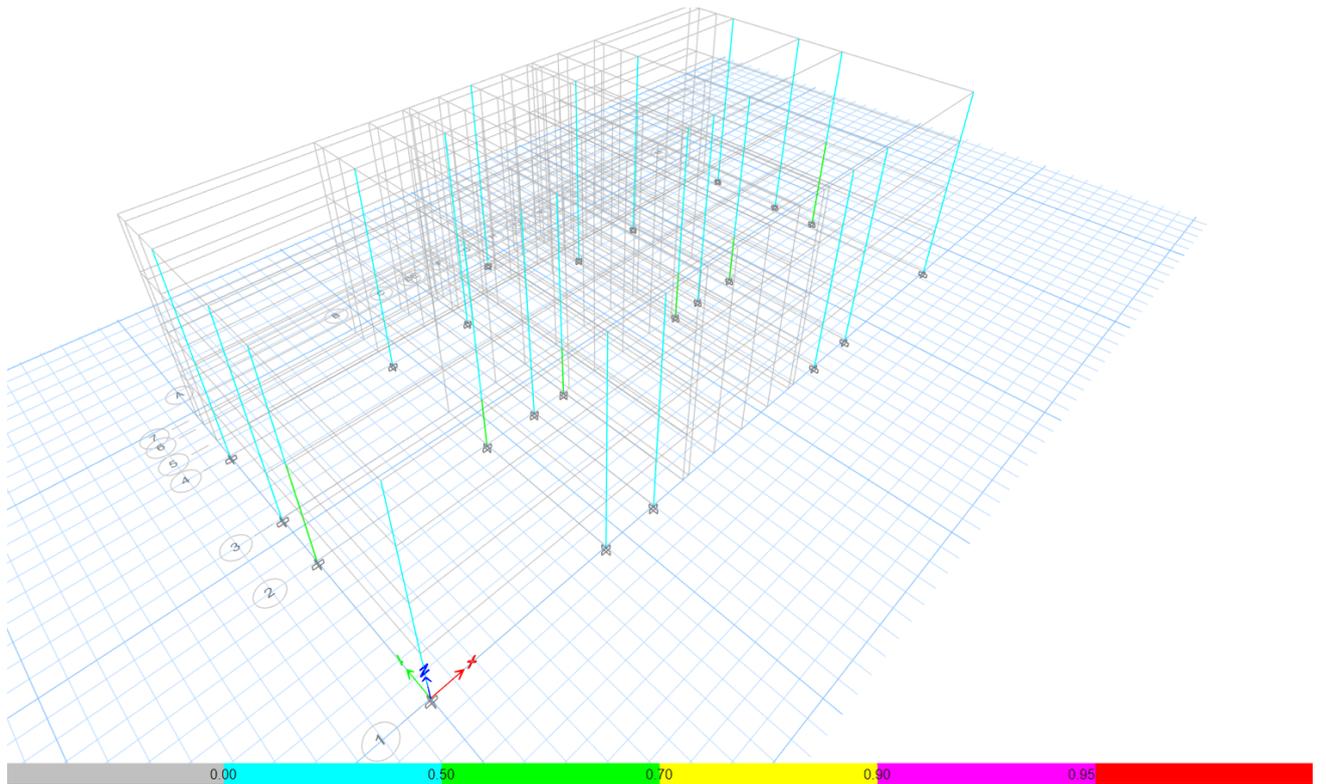


Figura 29. Demanda – Capacidad de las columnas

#### 4.2.8. Análisis dinámico no lineal (Tiempo Historia)

##### 4.2.8.1. Procedimiento de selección de registros sísmicos para el análisis Tiempo-Historia.

Según la NEC, el análisis tiempo-historia requiere una selectividad de los datos de acelerogramas los que deben cumplir con características de magnitud, distancia a la falla, mecanismo de falla, y efectos del suelo; en nuestro país solamente se cuenta con un registro del acelerográfica que le pertenece al del 16 de abril de 2016.

La recomendación del código ASCE 7-16 [23] es trabajar con no menos de 3 registros sísmicos con características de magnitud, distancia de falla, mecanismos de falla y efectos relacionados con el suelo consistentes con el sismo de diseño, sin embargo, dependiendo la disponibilidad de datos también se abre la posibilidad de trabajar con 7 registros teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Se debe realizar con el espectro sísmico de respuesta elástico.
- Si el análisis se realiza con 3 registros se tomará para el diseño el de la respuesta máxima.
- Si se realiza con 7 o más se utilizará el valor promedio.

Los registros utilizados para este estudio y sus características son las siguientes:

Tabla 17. Datos del acelerograma de acuerdo al evento sísmico.

<b>INFORMACIÓN EVENTOS SÍSMICO</b>					
<b>Ítem</b>	<b>NOMBRE DEL EVENTO SÍSMICO</b>	<b>FECHA</b>	<b>PAÍS</b>	<b>Magnitud (M<sub>ww</sub>)</b>	<b>Mecanismo de falla</b>
<b>1</b>	NORTHRIDGE	17/01/1994	USA	6,4	Cortical
<b>2</b>	LANDERS92	28/06/1992	USA	7,2	Cortical
<b>3</b>	LOMA PRIETA	17/10/1989	USA	6,9	Cortical
<b>4</b>	KOBE	17/01/1995	JAPON	7.3	Cortical
<b>5</b>	PEDERNALES	16/04/2016	ECUADOR	7.8	Cortical

Tabla 18. Nombre de la estación de acuerdo al nombre del sismo.

<b>INFORMACIÓN EVENTOS SÍSMICO</b>	
<b>Ítem</b>	<b>NOMBRE DE LA ESTACIÓN</b>
<b>1</b>	PACOIMA DAM UPPER LEFT ABUTMEN
<b>2</b>	BIG BEAR LAKE
<b>3</b>	CORRALITOS - EUREKA CANYON ROAD
<b>4</b>	SHIN - KOBE
<b>5</b>	MUISNE

En las tablas 17 y 18 se evidencia los registros de los acelerogramas con los cuales se realizará este estudio.

Inmediatamente se realizó el procedimiento de selección y realizando comparaciones en un software seleccionado, conforme lo determina la NEC., en esta grafica se encuentra ingresados los cinco primeros registros, procesando los registros de los cinco sismos en un software seleccionado, del cual se refleja los resultados siguientes:

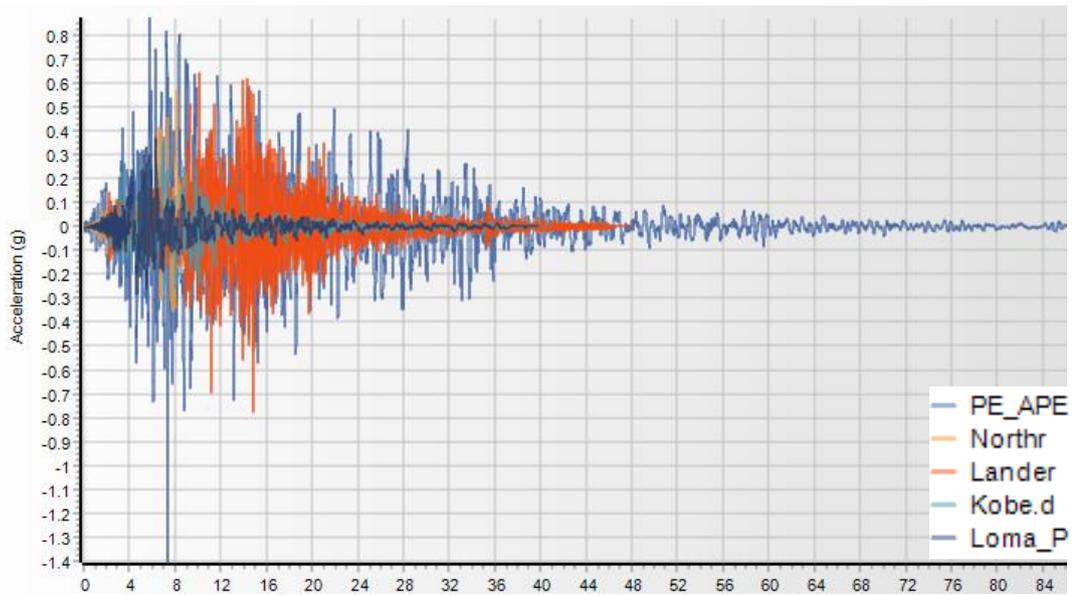


Figura 30. Aceleraciones originales de tiempo historia de los 5 registros de sismos.

Al momento de realizar el matching de las aceleraciones tiempo historia resultando que el sismo de Pedernales, Northbidge y Kobe, son los más representativos porque su PGA están correlacionados.

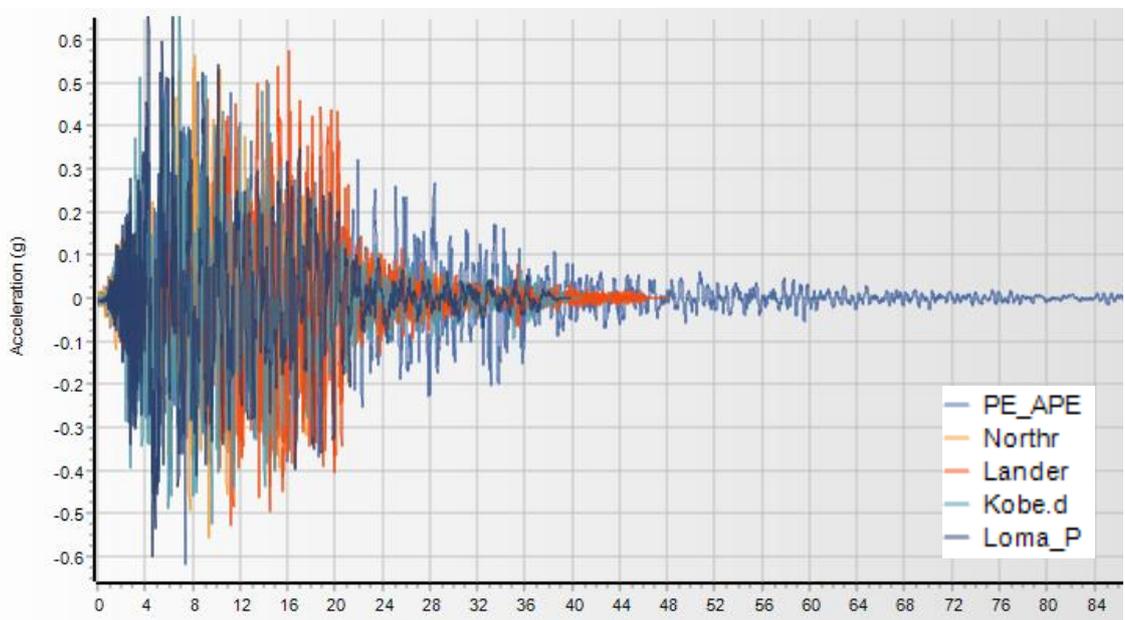


Figura 31. Aceleraciones emparejadas de tiempo historia con los 5 registros de sismos.

Tabla 19. Selección del acelerograma.

INFORMACIÓN EVENTOS SÍSMICO						
Ítem	Distancia al epicentro Km	Profundidad (Km)	PGA (g)	Tipo de suelo	Vel. Onda de corte (m/s)	Decisión
1	19.2	18	1.53	D	626	SI
2	46.5	45.8	0.19	D	430	NO
3	7.1	18	0.64	D	462	NO
4	20	16	0.80	D	462	SI
5	37.8	17	1.40	D	626	SI

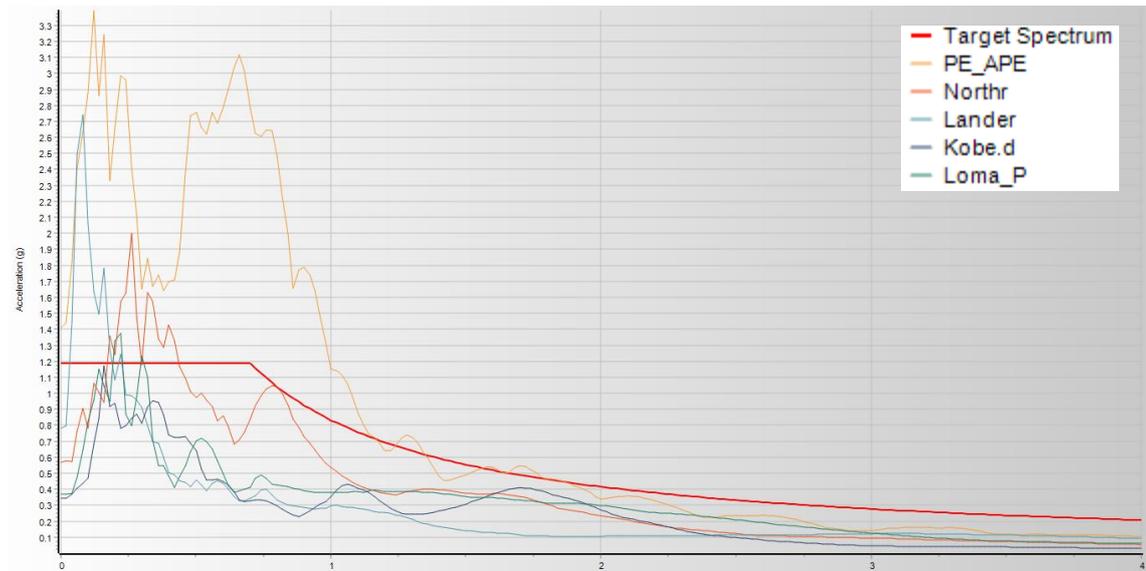


Figura 32. Acelerograma con el espectro elástico de diseño, aceleración vs tiempo.

Una vez que se han elegido los 3 acelerogramas mostrado en la tabla 19, se procede a definir el espectro elástico, también se deben ingresar los registros de cada componente (EO – NS) del acelerograma y este no debe estar debajo del valor máximo y mínimo del periodo máximo de la estructura que se obtuvo en el análisis modal y los mismo que son establecido por la NEC, verificando los registros dentro del rango  $0.2 \cdot T$  y  $1.5 \cdot T$  siendo T el periodo, lo cual se presenta en las figuras 34 y 35.

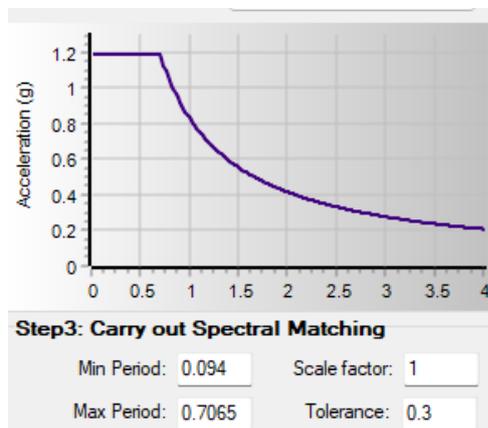


Figura 33. Espectro elástico.

Se verificó que todos los parámetros especificados anteriormente con el sismo de Pedernales cumplan como se puede observar en el siguiente gráfico.

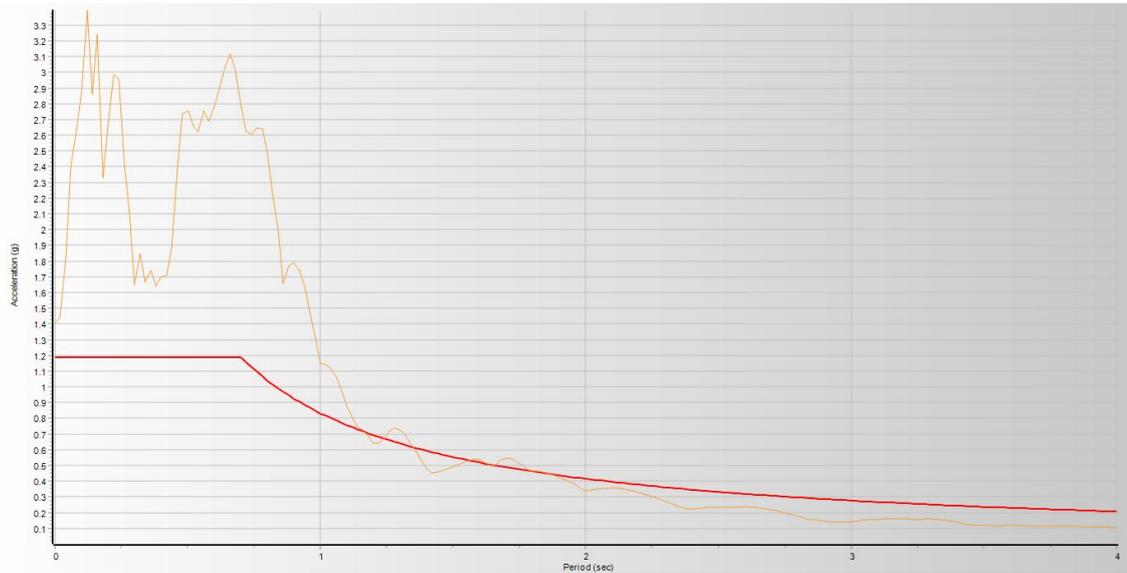


Figura 34. Espectro de elástico con el acelerograma de Pedernales.

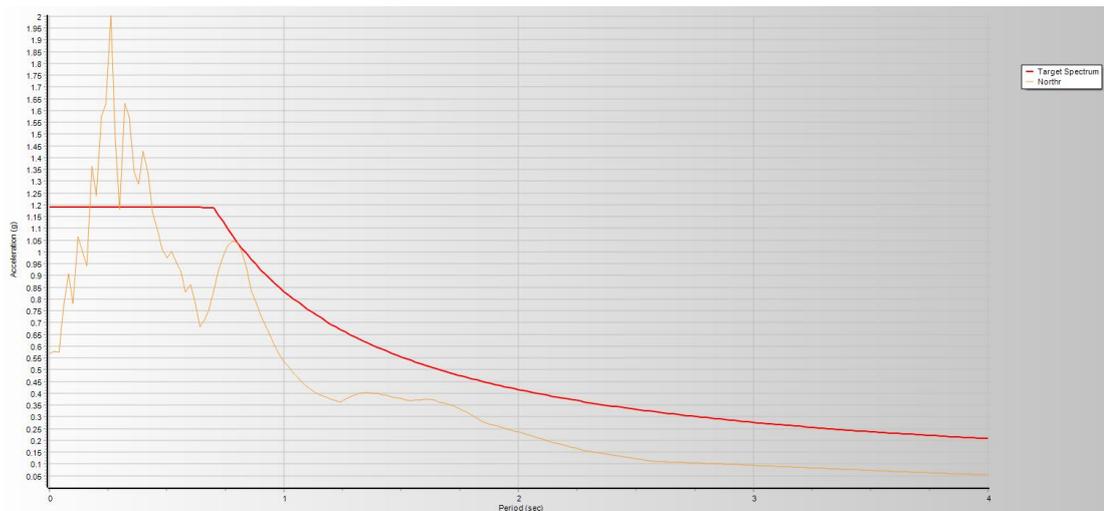


Figura 35. Espectro de elástico con el acelerograma de Northridge.

En las figuras 34 y 35 se muestran las gráficas resultantes con los registros de Pedernales y Northridge, con lo cual visualizamos que el sismo de Pedernales es el que más altos PGA presenta.

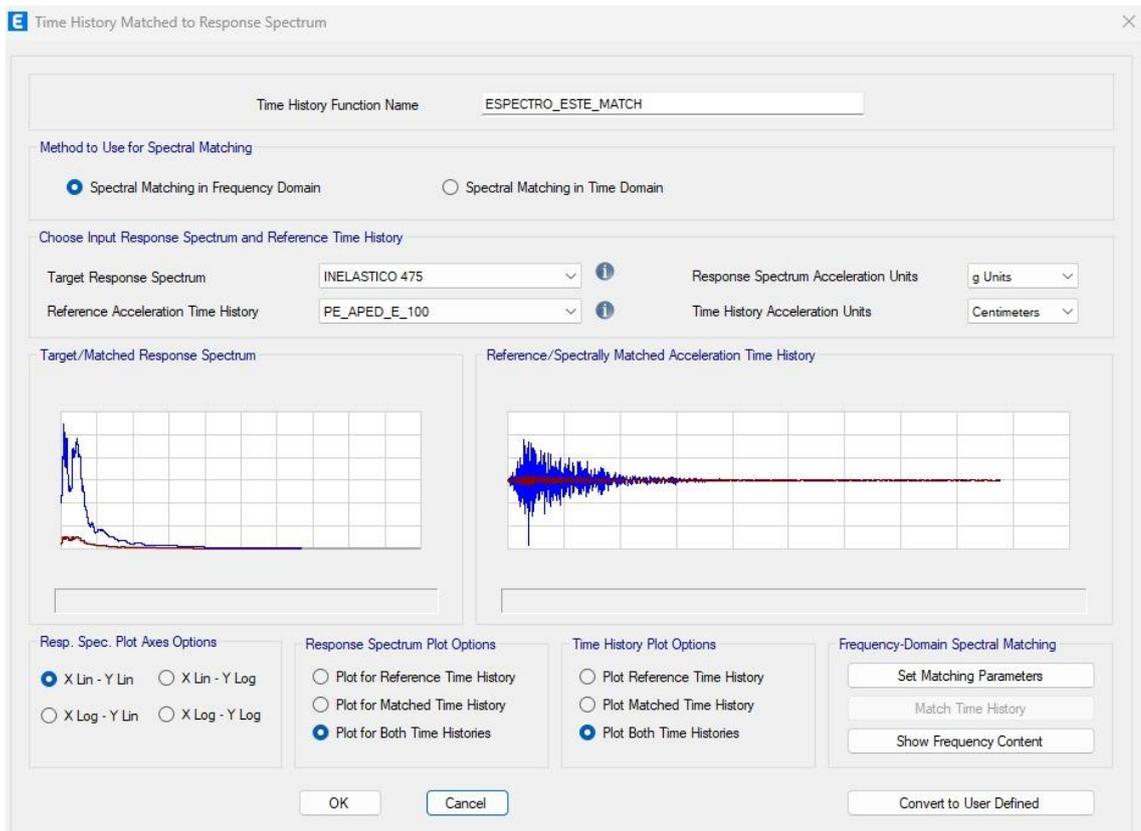


Figura 36. Datos del acelerograma Pedernales.

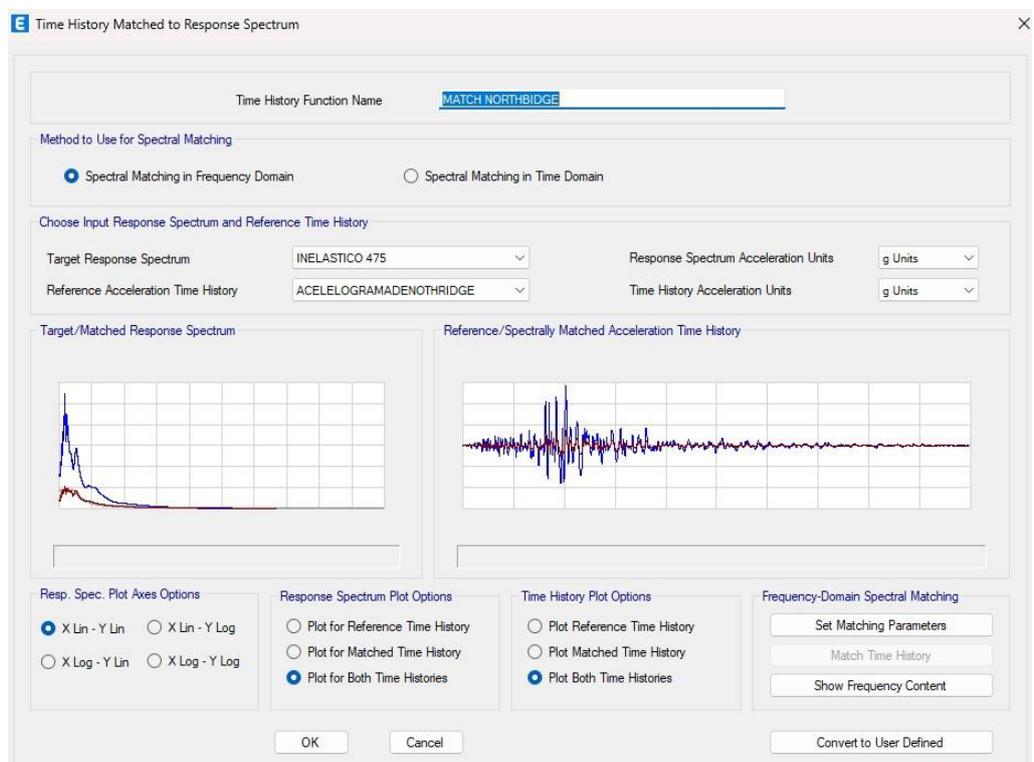


Figura 37. Datos del acelerograma de Northridge.

Las figuras 36 y 37 presentan los registros ya ingresados al software donde se está realizando el análisis dinámico no lineal de la estructura.

#### **4.2.8.2. Asignación de las rótulas plásticas**

Las rótulas plásticas son comúnmente utilizadas en sistemas estructurales para permitir la redistribución de esfuerzos y mejorar la capacidad de resistencia y ductilidad de la estructura. Estas conexiones son particularmente valiosas en estructuras sometidas a cargas sísmicas, ya que pueden absorber y disipar energía durante eventos sísmicos al permitir que ciertas partes de la estructura se deformen plásticamente sin un colapso catastrófico.

Las rótulas plásticas para el modelo estructural planteado fueron asignadas tanto en vigas como en columnas, se tomaron valores de rotación plástica (a, b, c) y los criterios de aceptación IO (ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida), CP (Prevención de colapso), en base a modelos automáticos que genera el software de cálculo estructural teniendo como base el código ASCE 41-17 (Parámetros de modelización y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas y pilares de acero estructural - Acciones de flexión vigas y pilares de acero estructural) el programa considera el modelo para los diagramas de momento y rotación como indica la norma. Los valores calculados para las vigas se obtienen mediante las siguientes ecuaciones que relacionan el peralte de la viga, el ancho de la columna y la luz de la viga

$$hl1 = hc/2/lv$$

$$hl2 = 100 - hl1$$

Donde:

hl1: Longitud de la rótula plástica desde el eje de la columna lado 1

hl2: Longitud de la rótula plástica desde el eje de la columna lado 2

hc: Altura del perfil de columna

lv=luz de la viga

Mientras que para las columnas se utiliza el siguiente modelo matemático.

$$hs = 1 - (h/ht)$$

hs: Altura de la rótula plástica de columna desde el piso

h: Altura del perfil de columna

h: Altura de entrepiso.

Para obtener las diferentes rótulas plásticas en los tramos de vigas típicas tanto en el eje x como en el eje y previa a su asignación mediante el software.

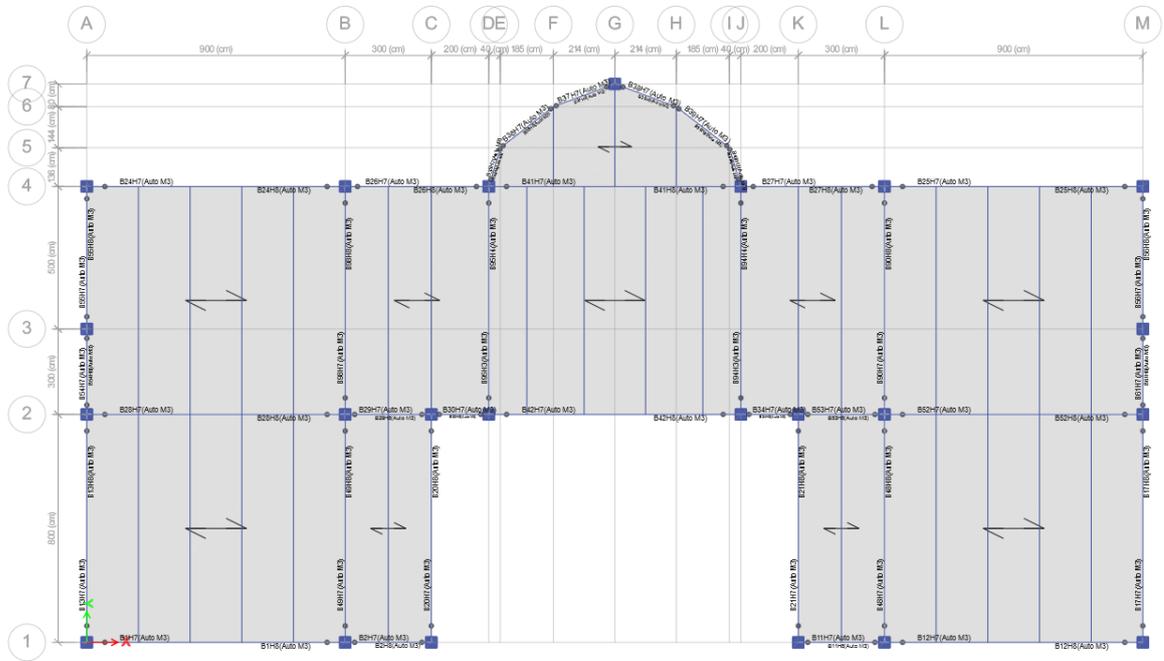


Figura 38. Asignación de las rótulas plásticas en vigas de la estructura.

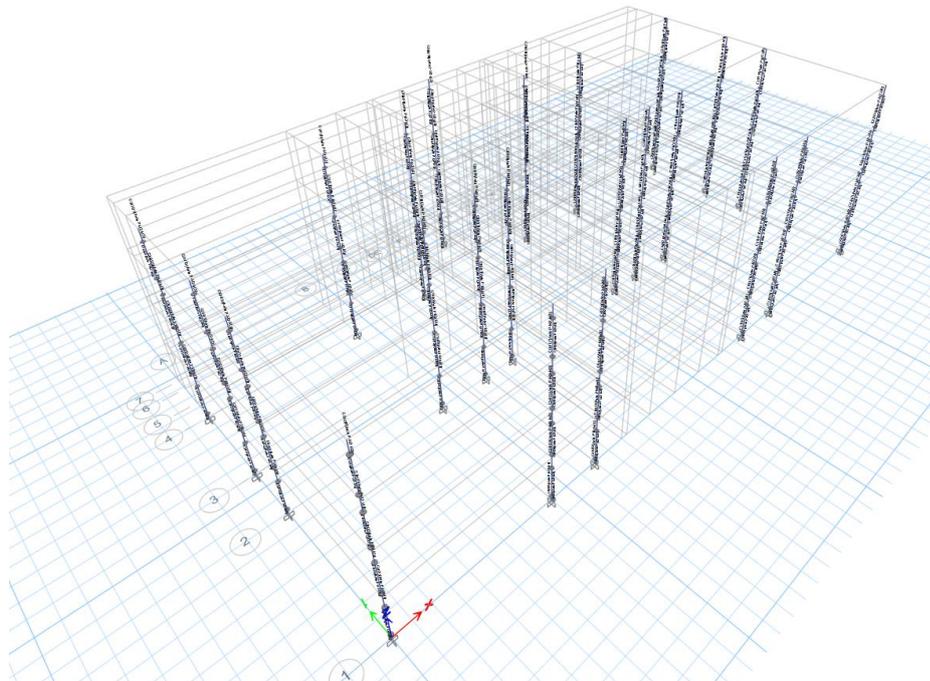


Figura 39. Asignación de las rótulas plásticas en las columnas de la estructura.

### 4.2.8.3. Resultados obtenidos en el No linear static procedure (NSP) mediante ASCE 41.

Se consideró distintos niveles de amenazas como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 20. Niveles de amenaza sísmica mediante la NEC.

Ítem	Eventos Sísmicos	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50.00%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20.00%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10.00%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2.00%	2500	0.00040

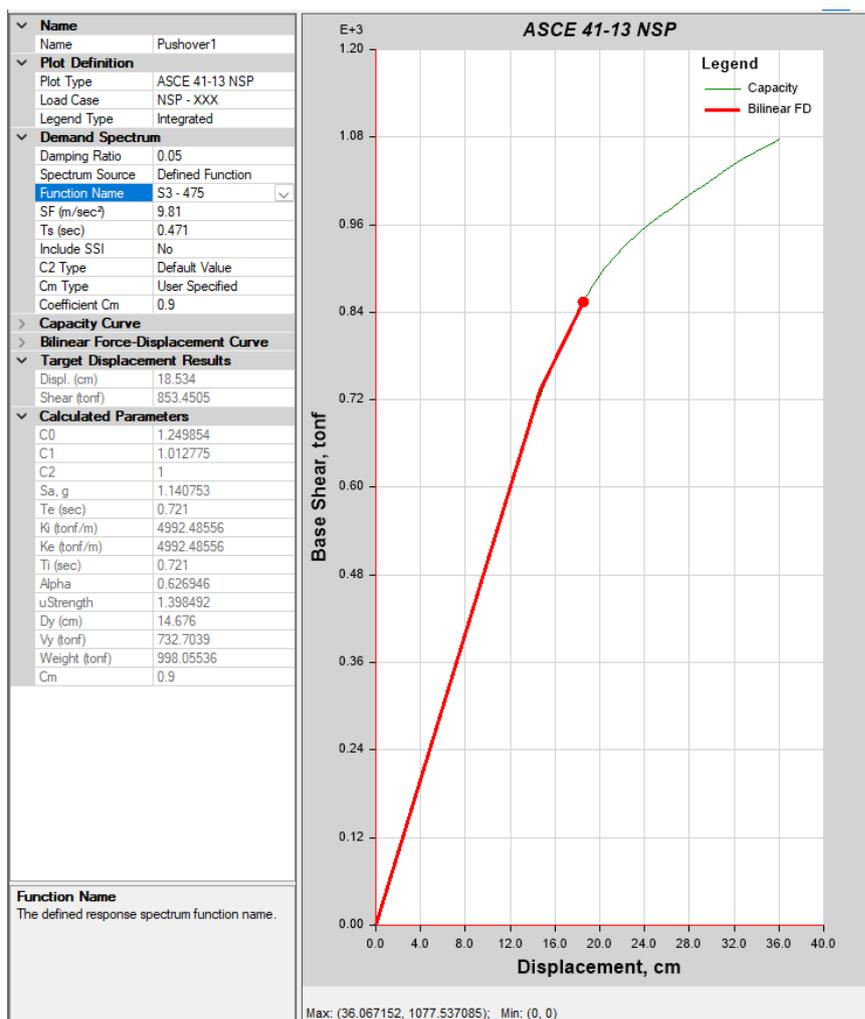


Figura 40. Curva del cortante vs desplazamiento sentido X en el sismo de 475 años.

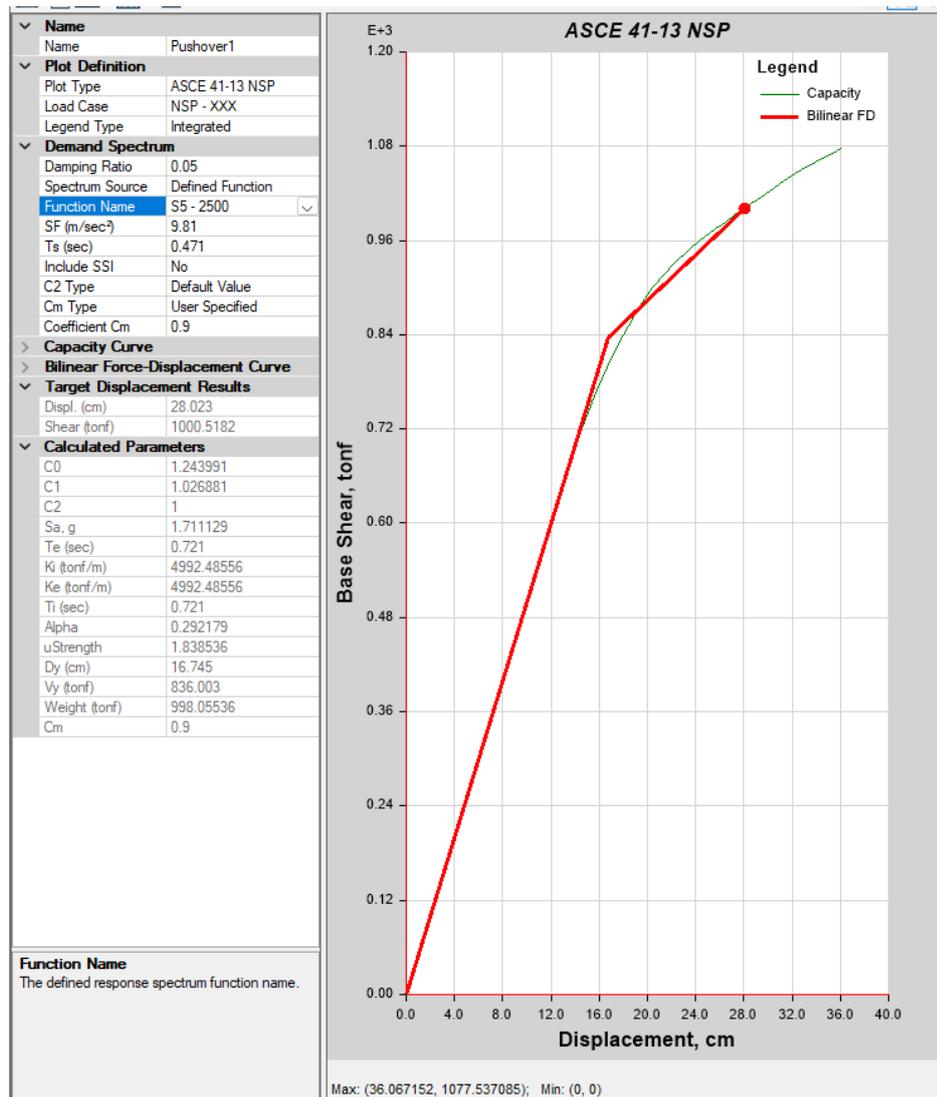


Figura 41. Curva del cortante vs desplazamiento sentido X en el sismo de 2500 años.

En las figuras 40 y 41, se muestra una representación en verde de la capacidad de resistencia de un sistema de un grado de libertad (SDOF) en el eje "X" frente a una fuerza externa. Esta curva se extiende al rango inelástico sin una disminución significativa en su resistencia, lo que sugiere una buena ductilidad del sistema. Además, el área bajo esta curva indica la cantidad de energía que el sistema puede disipar, siendo mayor cuanto más grande sea dicha área. Después de aproximadamente 36 cm de desplazamiento, se observa una disminución en la rigidez del sistema, lo que eventualmente llevaría al colapso. Por otro lado, la curva roja representa la demanda sísmica esperada para un evento con un periodo de retorno de 475 y 2500 años. Si la

curva de capacidad es capaz de contener completamente la curva de demanda, entonces el sistema alcanza un punto de desempeño satisfactorio.

De la misma forma se realizó un análisis en el sentido Y con los sismos a 475 y 2500 años.

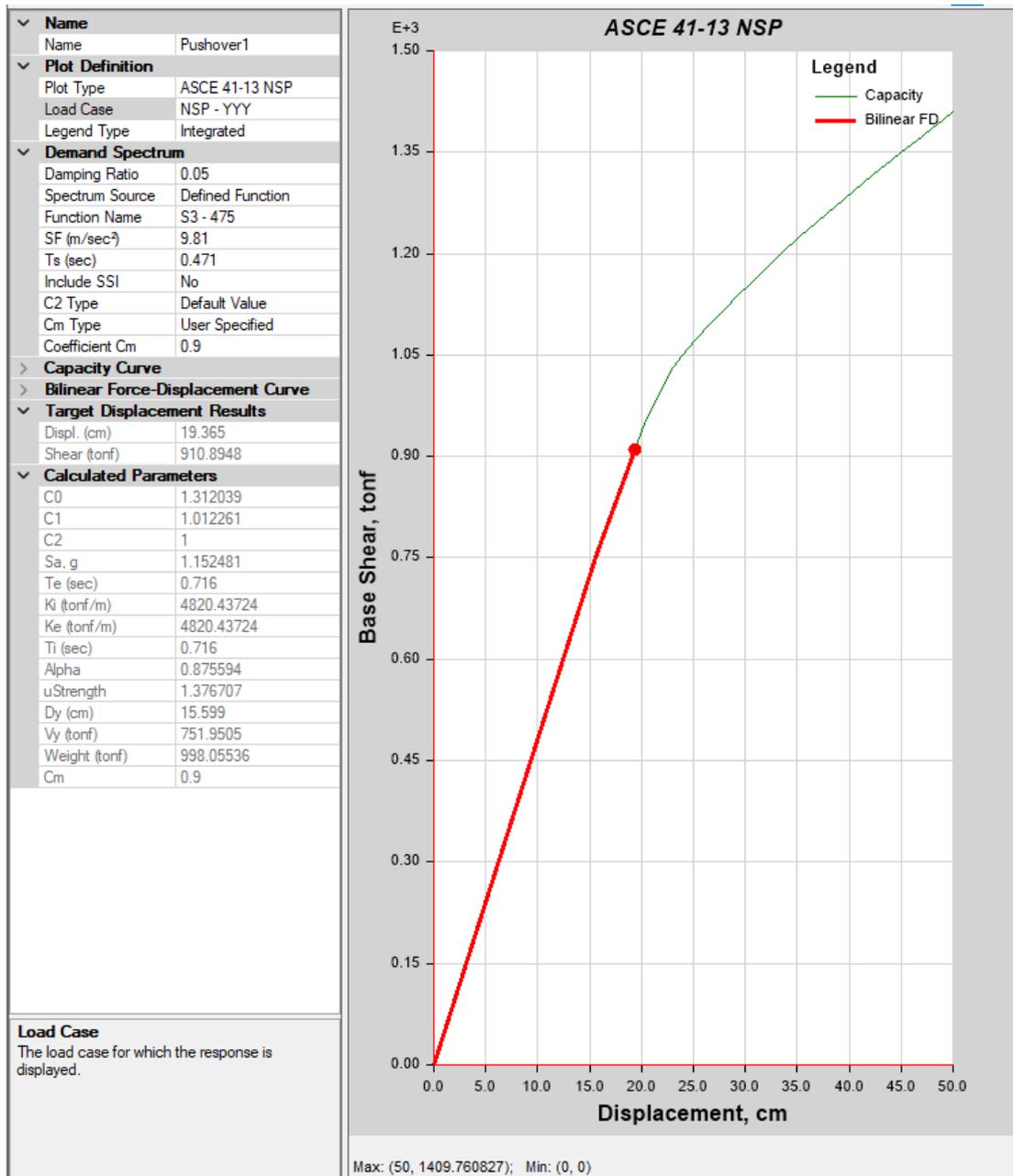


Figura 42. Curva del cortante vs desplazamiento sentido Y en el sismo de 475 años.

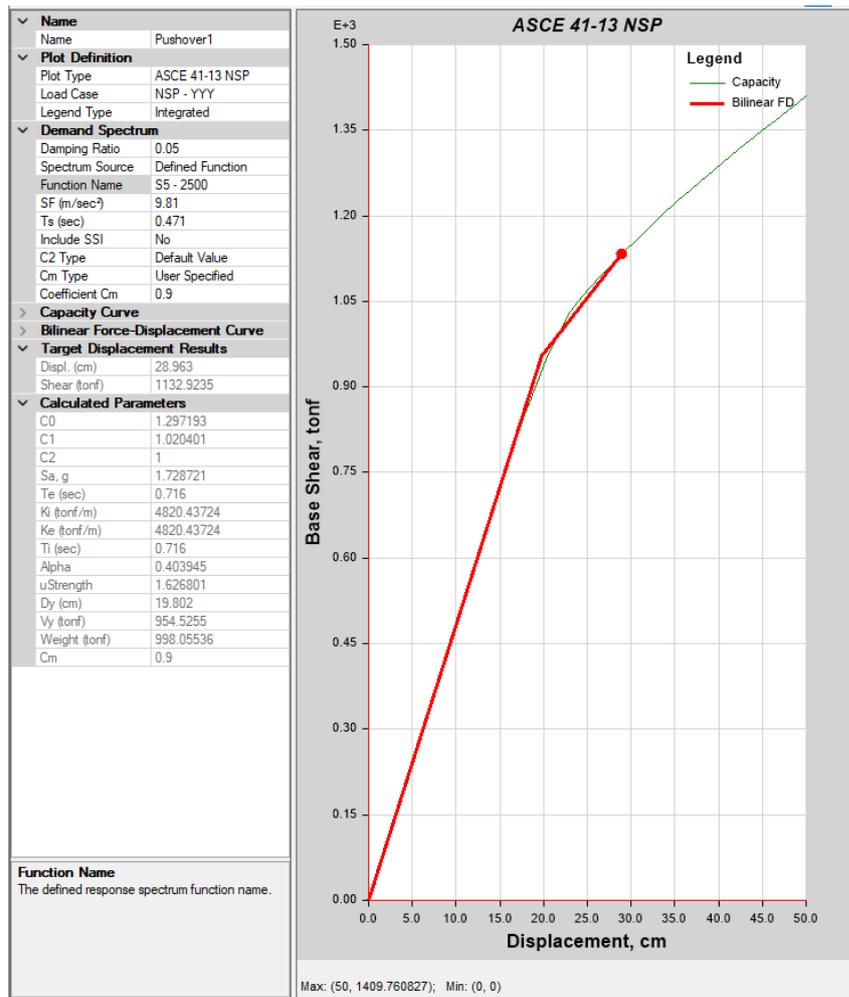


Figura 43. Curva del cortante vs desplazamiento sentido Y en el sismo de 2500 años.

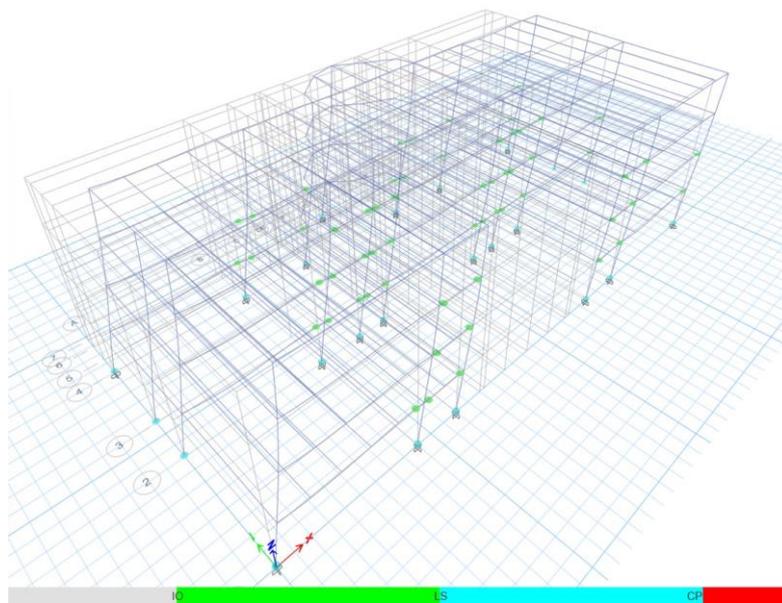


Figura 44. Formación de las rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido X.

En la figura 43 se puede observar la formación de rótulas plásticas en las vigas, indicando un desplazamiento de 18 cm en el último piso durante el paso 24 de 42. Esto demuestra que las vigas están cumpliendo con la filosofía de diseño establecida. El desplazamiento requerido para cumplir con la demanda especificada (475 años) es de 30 cm.

En cuanto al análisis para un sismo de diseño, se observa la formación de 65 rótulas plásticas en la condición de (A - IO) - Ocupación inmediata, y 23 rótulas plásticas en la condición de (IO - LS) - Seguridad de vida. Esto significa que el edificio se mantiene operativo bajo condiciones de seguridad adecuadas durante y después del evento sísmico.

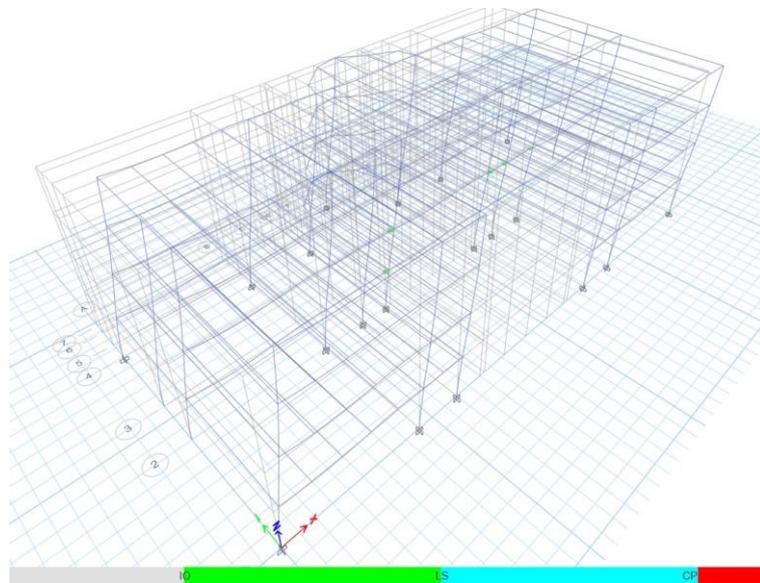


Figura 45. Formación de las primeras rotulas plásticas.

En la figura 45 se presenta la gráfica de formación de rótulas plásticas en el edificio a los 5.00 cm de desplazamiento positivo en el nivel superior de la estructura en sentido X se observa que la rótula se clasifica en la ocupación inmediata evaluada con el registro aceleró gráfico seleccionado.

Por otro lado, se pueden ver rótulas plásticas formándose como medida preventiva ante un posible colapso, tanto en vigas como en columnas. Esto ocurre cuando el desplazamiento alcanza los 32 cm en el paso 39 de 42. Para alcanzar dicho desplazamiento (32 cm), se necesitaría un sismo con un periodo de retorno superior a los 2500 años.

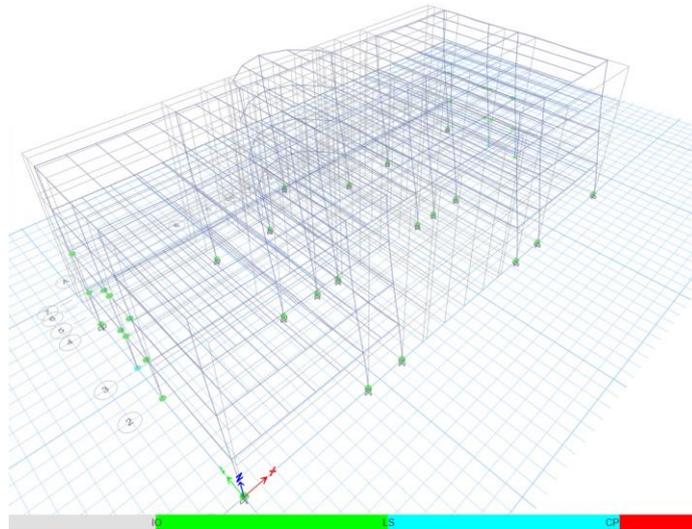


Figura 46. Formación de las rótulas plásticas al desplazamiento máximo de deformación en sentido Y.

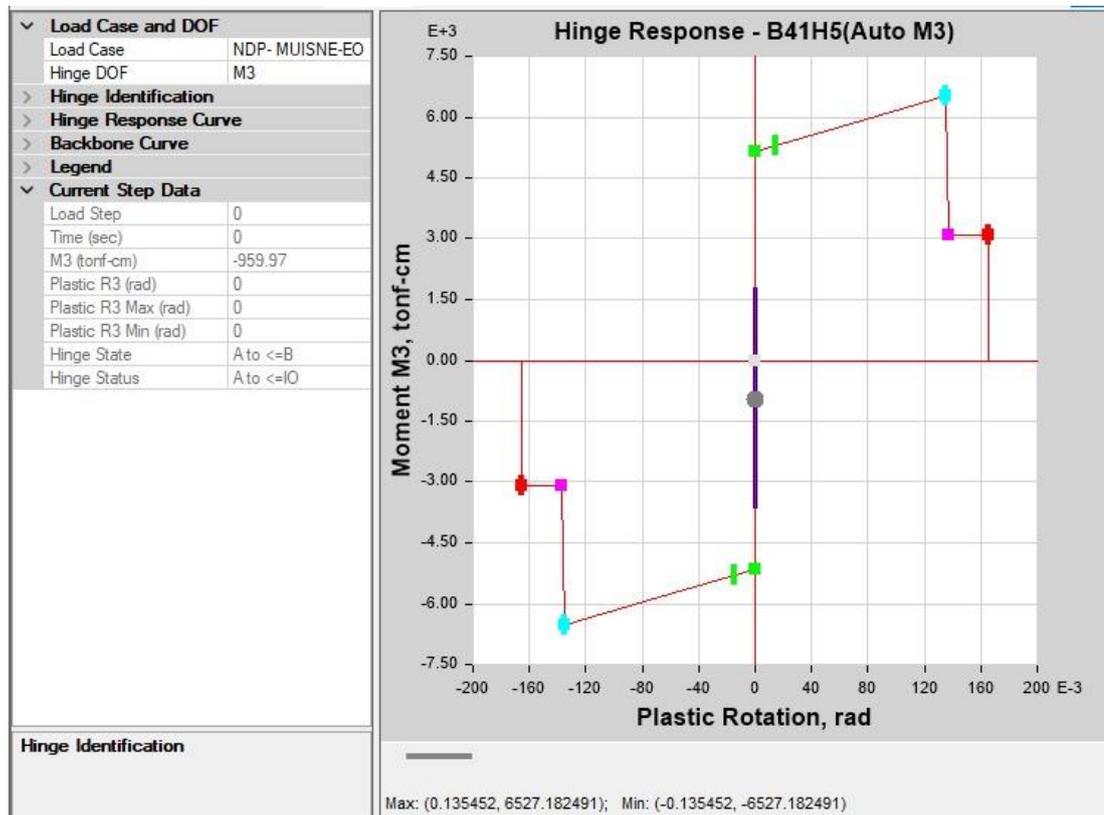


Figura 47. Diagrama de momento rotación de las rótulas plásticas en sentido X

En los diagramas de momento-rotación de la rótula plástica, se representa la relación entre el momento aplicado (carga) y la rotación en la conexión o elemento estructural. A medida que se aplica un momento, la rotación aumenta gradualmente. Cuando se alcanza el momento plástico, la rotación comienza a aumentar de manera significativa,

lo que indica que la rótula ha entrado en su régimen plástico y que la capacidad de carga de la conexión se mantiene, pero a expensas de una deformación permanente.

La pendiente del diagrama en este punto representa la rigidez de la rótula plástica. La capacidad de carga máxima se alcanza antes de que la rotación alcance un valor inaceptable, y esto se utiliza para determinar la capacidad y la seguridad de la conexión o el elemento estructural en el diseño y análisis estructural. La rótula plástica ocurre en las vigas y presenta un momento plástico máximo de 65.27 tonf-m, es decir que las secciones de vigas principales pueden resistir este momento sometidas a una carga sísmica significativa como la del terremoto de Pedernales de 2016, sin fallar prematuramente ni sufrir deformación permanente.

Las articulaciones plásticas, como se representan en el modelo analítico mediante el método de las fibras, muestran una mayor capacidad de rotación, lo que contribuye a una mayor resistencia en el comportamiento global de la estructura antes de la falla.

Es importante destacar que se debe considerar el nivel máximo de rendimiento alcanzado por la articulación durante el análisis, a pesar de que el nivel de daño fue más alto en los casos en los que se aplicaron las tablas del ASCE 41.

La rótula plástica en la columna mostrada el nivel de daño corresponde a ocupación inmediata (IO), la columna soporta los límites de prevención de colapso.

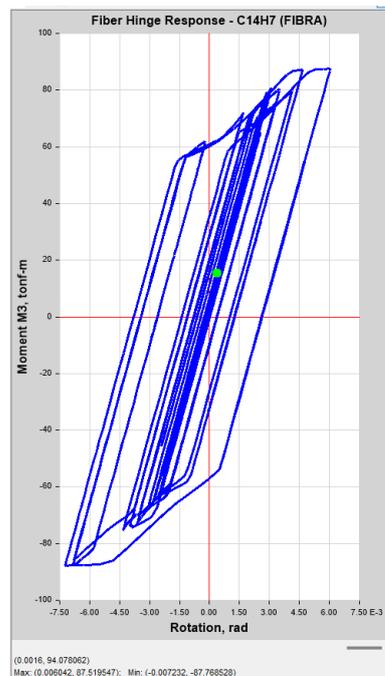


Figura 48. Respuesta de la rótula plástica de la columna.



Figura 49. Comportamiento de esfuerzo deformación de la columna.

Tabla 21. Resumen de resultados para distintas demandas mediante el ASCE 41.

Eventos Sísmicos	Desplazamiento de demanda (cm)		Cortante de demanda (tonf)		Ductilidad	
	x	y	x	y	x	y
Frecuente (menor) 72	10.54	12.35	501.89	552.15	1.204	1.25
Ocasional (moderado) 225	14.772	15.466	730.790	742.835	1.229	1.293
Raro (severo) 1500	18.534	19.365	853.451	910.895	1.398	1.377
Muy raro (extremo) 2500	28.023	28.963	1000.518	1132.924	1.839	1.627

#### 4.2.8.4. Validación de No linear static procedure (NSP) mediante ASCE 41

De acuerdo con lo establecido en la sección 7.3.2.1 y la 7.4.3.3 del ASCE 41, es fundamental cumplir con los criterios básicos para validar el análisis por NSP (análisis estático no lineal). A continuación, se presenta el cálculo correspondiente. Si no se satisfacen estas condiciones, se debe realizar un NDP (análisis dinámico no lineal). Dado que el edificio no presenta irregularidades en planta ni en elevación, y además el período de vibración se sitúa en torno a 1 segundo, cumplen todas las condiciones necesarias para validar el análisis estático no lineal.

El las figuras 50 y 51 realizamos la validación del NSP según la ASCE 41 para sismos de diseño de 475 y 2500 años, con el objetivo de comprobar la relación  $\mu_{strength} > \mu_{m\acute{a}x}$ , para los sentidos X y Y.

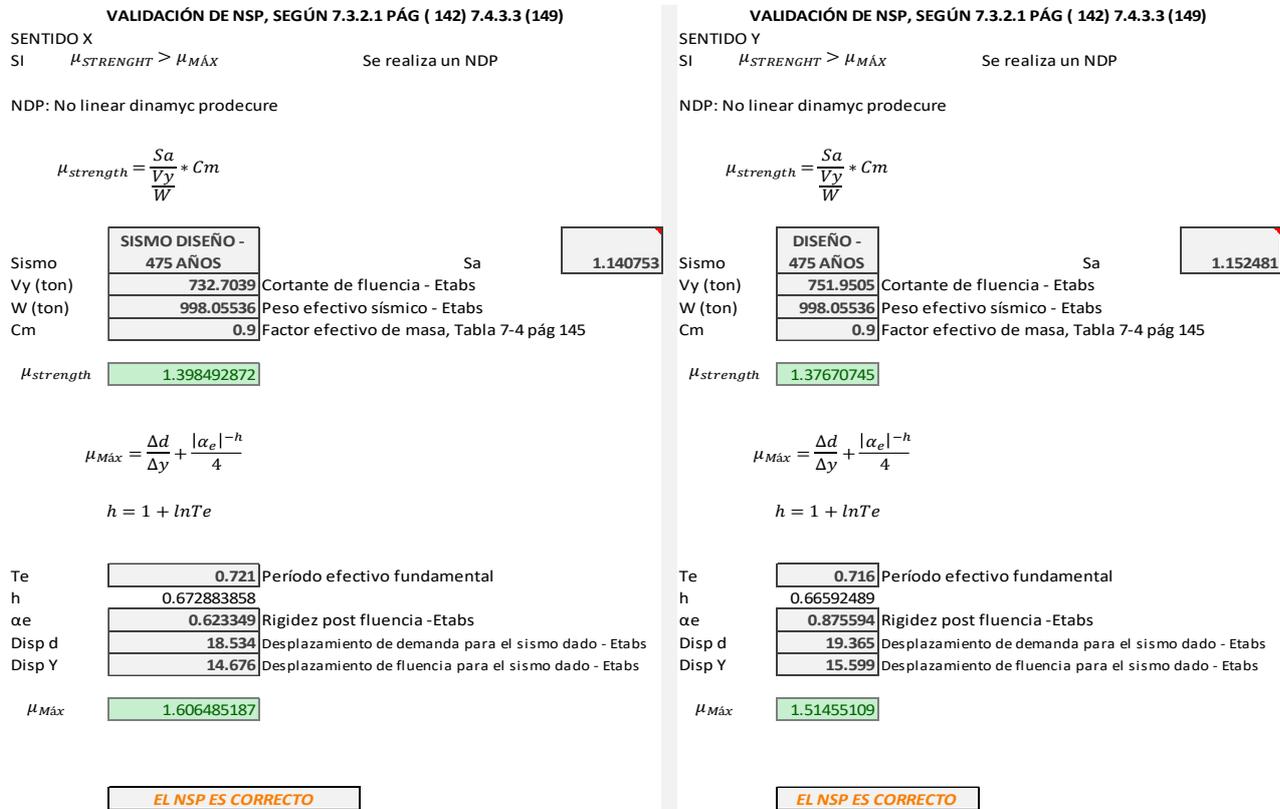


Figura 50. Validación de acuerdo al ASCE 41 con el sismo de diseño de 475 años.

**VALIDACIÓN DE NSP, SEGÚN 7.3.2.1 PÁG ( 142) 7.4.3.3 (149)**

SENTIDO X

SI  $\mu_{STRENGTH} > \mu_{MÁX}$

Se realiza un NDP

NDP: No linear dynamic procedure

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{\frac{V_y}{W}} * Cm$$

Sismo	SISMO 2500 AÑOS	Sa	1.711129
Vy (ton)	836.003	Cortante de fluencia - Etabs	
W (ton)	998.05536	Peso efectivo sísmico - Etabs	
Cm	0.9	Factor efectivo de masa, Tabla 7-4 pág 145	

$\mu_{strength}$  1.838535655

$$\mu_{Máx} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

$$h = 1 + \ln Te$$

Te	0.721	Período efectivo fundamental
h	0.672883858	
$\alpha_e$	0.292179	Rigidez post fluencia -Etabs
Disp d	28.023	Desplazamiento de demanda para el sismo dado - Etabs
Disp Y	16.745	Desplazamiento de fluencia para el sismo dado - Etabs

$\mu_{Máx}$  2.245646394

EL NSP ES CORRECTO

**VALIDACIÓN DE NSP, SEGÚN 7.3.2.1 PÁG ( 142) 7.4.3.3 (149)**

SENTIDO Y

SI  $\mu_{STRENGTH} > \mu_{MÁX}$

Se realiza un NDP

NDP: No linear dynamic procedure

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{\frac{V_y}{W}} * Cm$$

Sismo	SISMO 2500 AÑOS	Sa	1.728721
Vy (ton)	954.5255	Cortante de fluencia - Etabs	
W (ton)	998.05536	Peso efectivo sísmico - Etabs	
Cm	0.9	Factor efectivo de masa, Tabla 7-4 pág 145	

$\mu_{strength}$  1.62680131

$$\mu_{Máx} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

$$h = 1 + \ln Te$$

Te	0.716	Período efectivo fundamental
h	0.66592489	
$\alpha_e$	0.403945	Rigidez post fluencia -Etabs
Disp d	28.963	Desplazamiento de demanda para el sismo dado - Etabs
Disp Y	19.802	Desplazamiento de fluencia para el sismo dado - Etabs

$\mu_{Máx}$  1.91982331

EL NSP ES CORRECTO

Figura 51. Validación de acuerdo al ASCE 41 con el sismo de diseño de 2500 años.

Según el NSP especificado en el AISC 41,  $\mu_{strength} > \mu_{max}$  se debe realizar un NDP (No linear Dynamic Procedure) y se valida el NSP, para el estudio el NSP es correcto, por lo que se valida la relación.

**4.2.8.5. Resultados del análisis NDP (No linear Dynamic Procedure) mediante ASCE 41.**

En este apartado del estudio se analizaron y se consideraron lo siguiente:

Se consideraron ondas sísmicas a través de acelerogramas los mismos que fueron escalados, en vista que su duración puede ser en un tiempo considerable, lo cual fue disminuido su duración en cada acelerograma ya que la onda sísmica no es representativa y ejerce desplazamientos despreciables.

Para disponer de una ilustración se mostraron gráficos y con ellas tablas de resumen, realizando en cada uno de los registros analizados.

De los tres registros seleccionados se han escalado para un espectro elástico de diseño de (475 años).

#### 4.2.8.6. Respuesta estructural de cortante

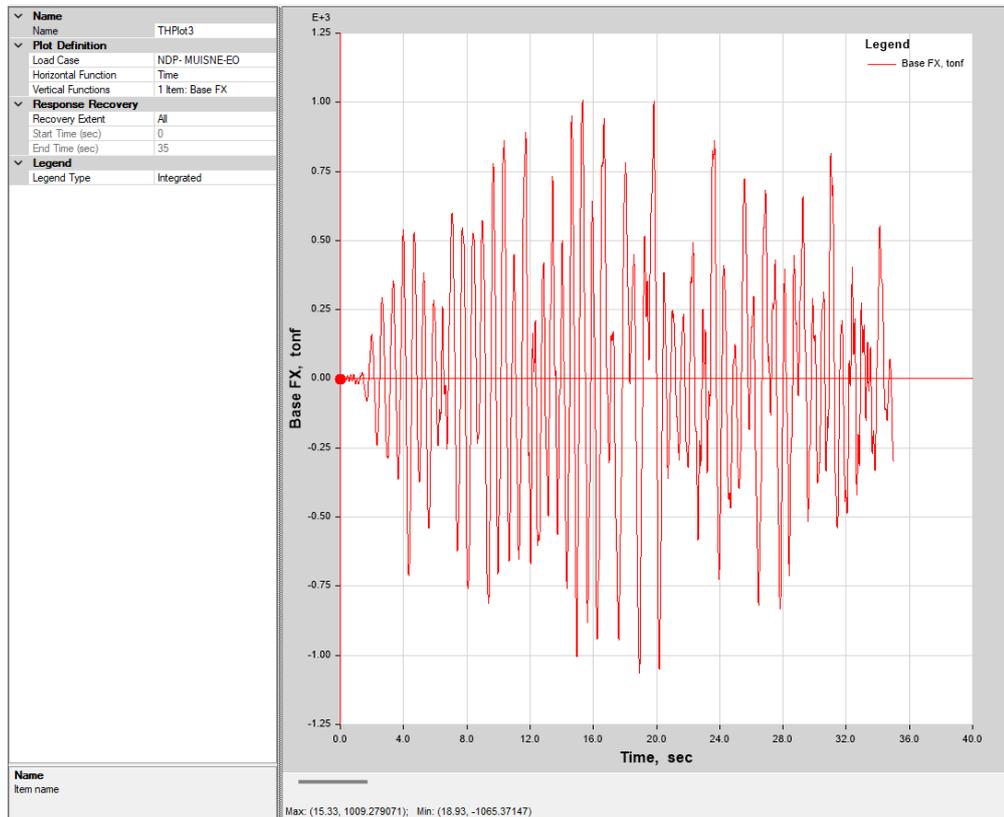


Figura 52. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro Pedernales.

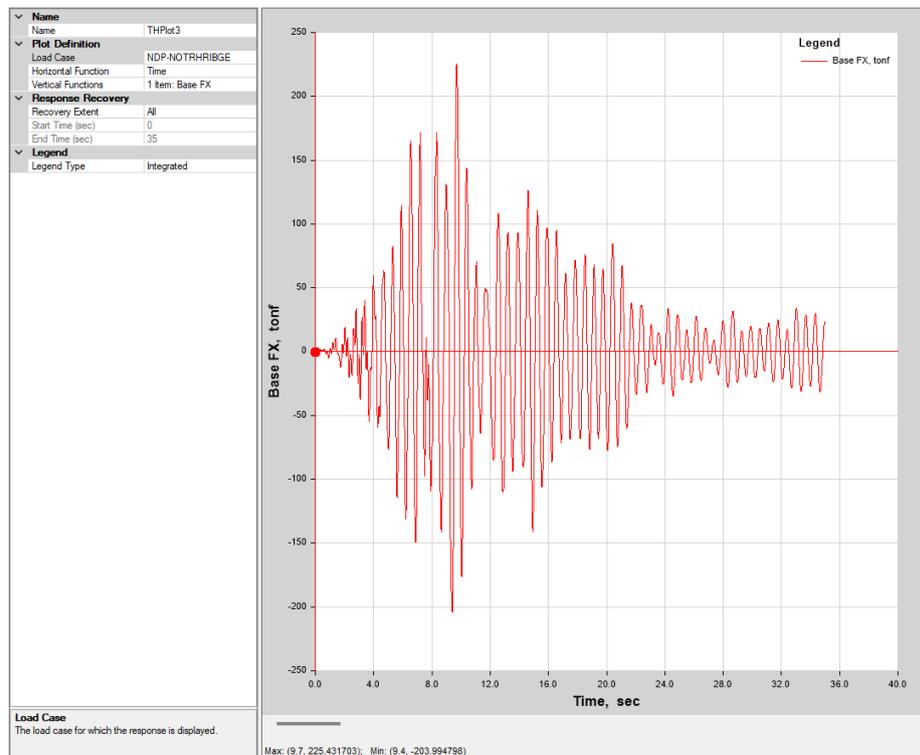


Figura 53. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro NORTHBRIDGE.

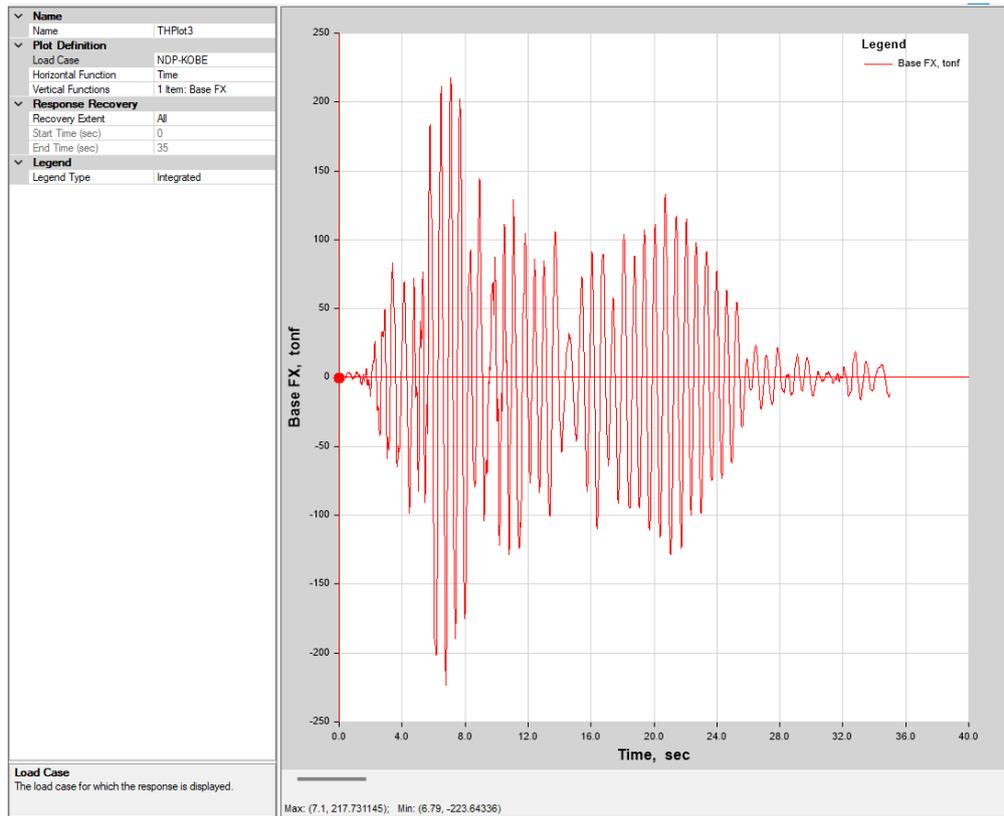


Figura 54. Cortante en el base sentido x para cada instante de tiempo, Registro KOBE.

En las figuras 52, 53 y 54 se presentan los cortantes en función del tiempo, los máximos cortantes de cada sismo son: PEDERNALES con 1065,37 ton., NORTHRIDGE con 225,43 ton., y KOBE con 223,64 ton

#### 4.2.8.7. Respuesta estructural de desplazamientos

La respuesta de desplazamientos es uno de los resultados más importantes del análisis de tiempo historia. Representa cómo se desplaza la estructura en función del tiempo durante un terremoto. Este resultado puede presentarse en forma de gráficos que muestran los desplazamientos en cada punto de la estructura a lo largo del tiempo.

Dado que los datos de la estructura obtenidos son bastante extensos, lo adecuado es resumir dichos datos en gráficos que permitan conocer cómo se comporta cada piso del edificio evaluado con el acelerograma seleccionado.

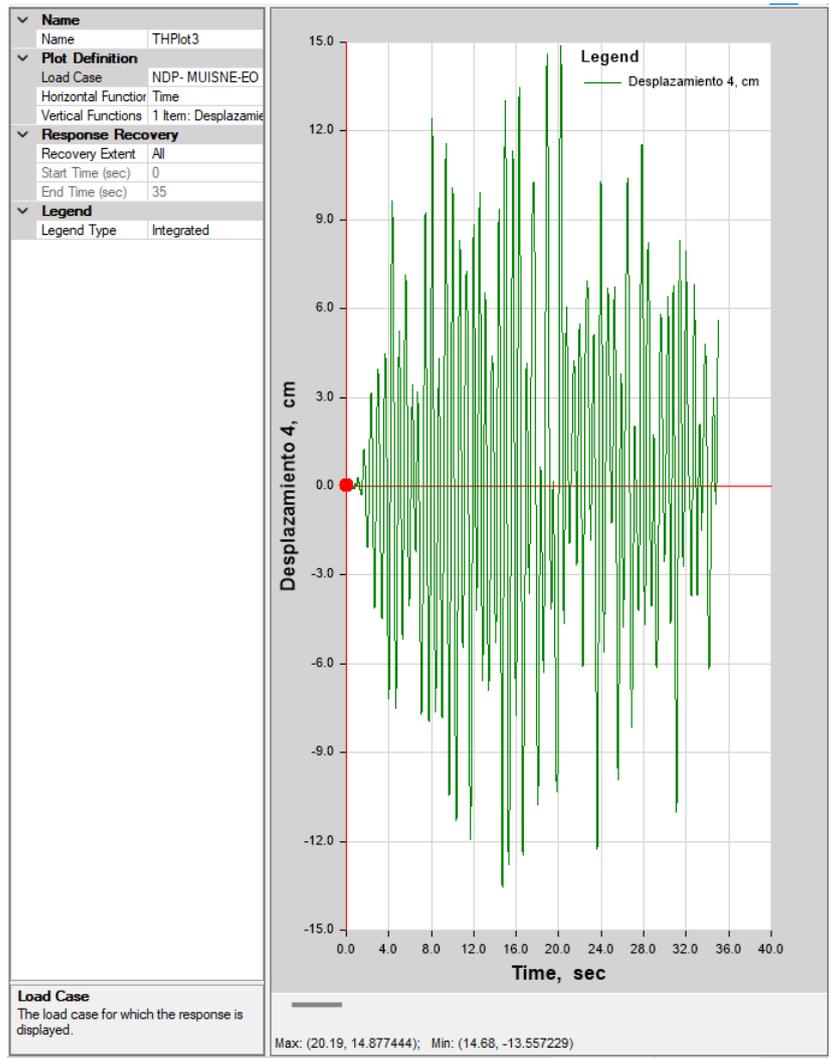


Figura 55. Desplazamiento en el piso 4 sentido x para cada instante de tiempo.

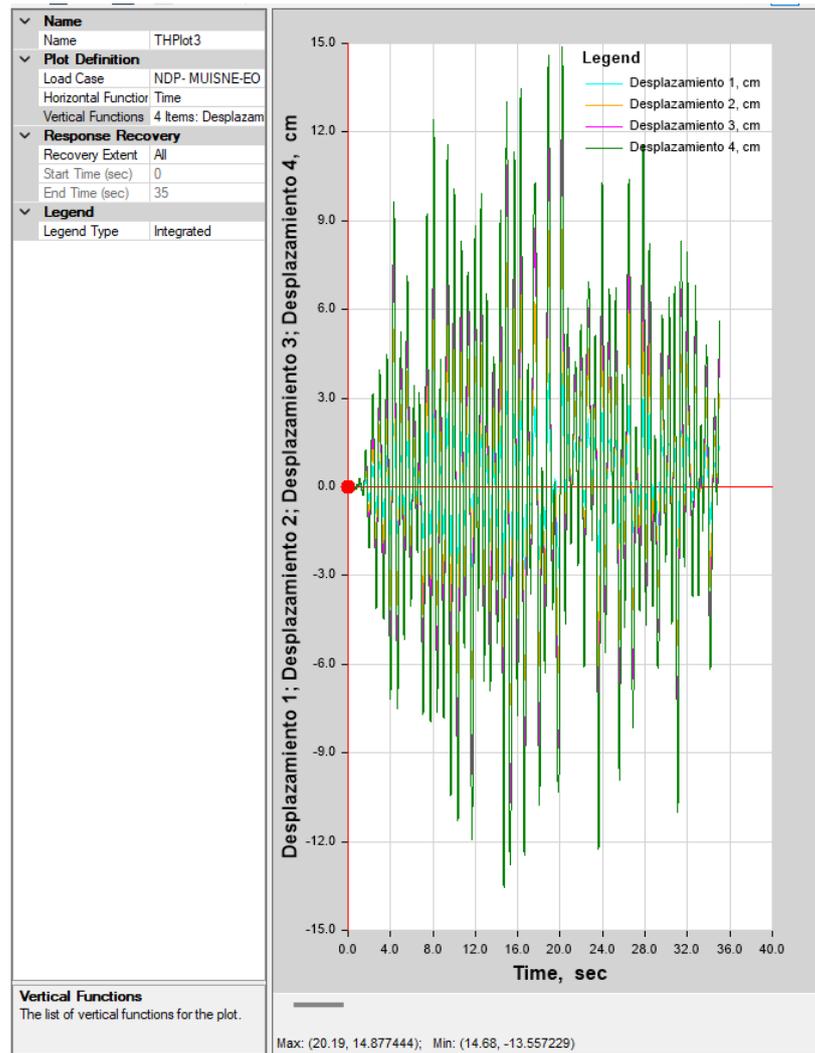


Figura 56. Desplazamientos en los pisos 1, 2, 3 y 4 sentido x para cada instante de tiempo, En la figura de respuesta estructural de desplazamientos, en la cual se pueden apreciar notables fluctuaciones en el nivel superior del edificio. Se destaca un pico de desplazamiento alcanzando máximo 14.87 centímetros en 20,19 segundos.

Los desplazamientos de los niveles inferiores del edificio, se reducen a medida que se descende en la estructura, lo cual sugiere una distribución de la carga adecuada y una estabilidad general del edificio.

No obstante, es importante subrayar la necesidad de enfocarse en fortalecer los elementos estructurales del último piso para prevenir posibles colapsos debido a desplazamientos excesivos.

#### 4.2.8. Respuesta estructural de energía

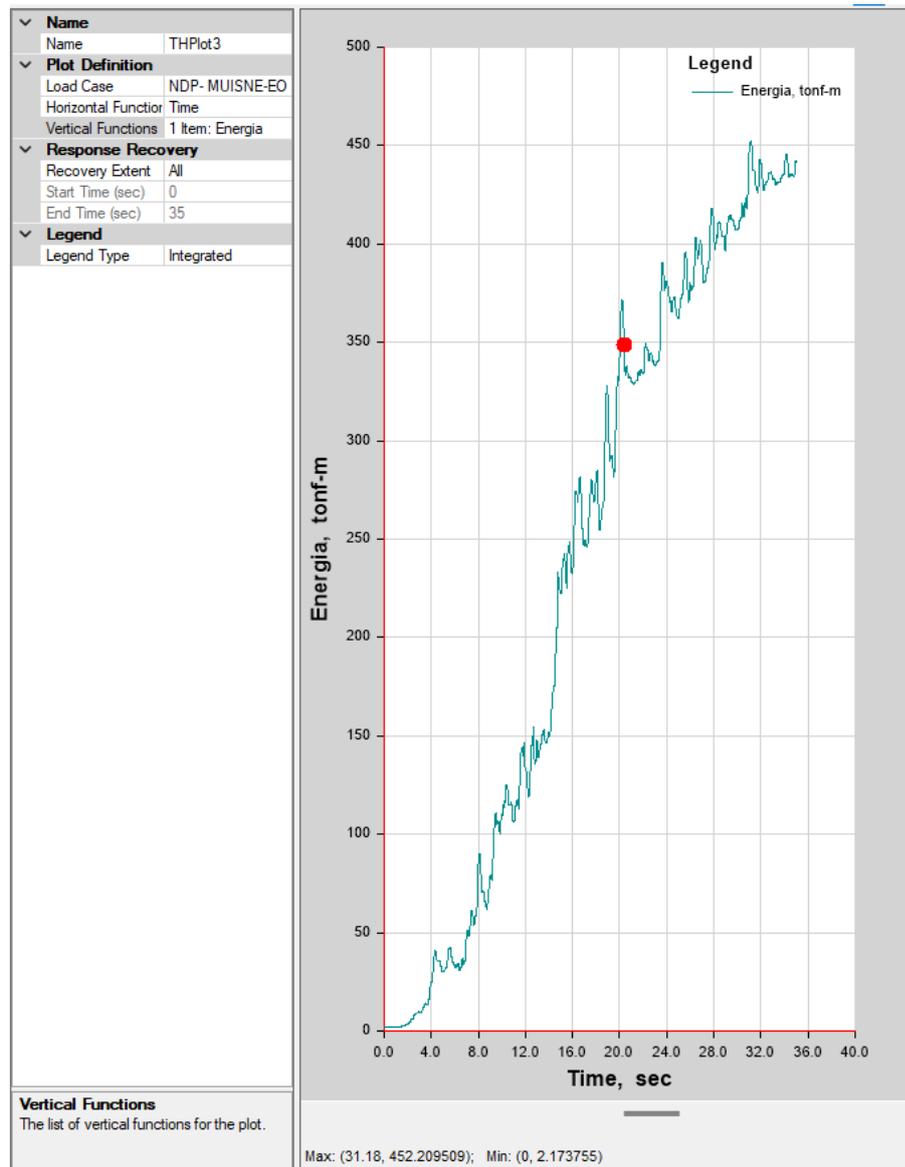


Figura 57. Energía de disipación en cada instante de tiempo.

**Energía cinética:** Representa la energía asociada al movimiento de masas en la estructura y se calcula en función de las aceleraciones y velocidades de los elementos estructurales.

**Energía de deformación:** Es la energía que se acumula en la estructura debido a las deformaciones elásticas y plásticas de sus componentes. Esta energía se calcula a partir de las deformaciones y las propiedades de los materiales.

**Energía disipada:** Representa la energía que se pierde en forma de calor debido a la amortiguación interna de la estructura y la disipación de energía en conexiones, materiales y elementos disipativos.

Energía total: Es la suma de la energía cinética, la energía de deformación y la energía disipada en un sistema estructural en un momento dado.

Se puede obtener que la estructura libera energía de 452.21 ton-m en un tiempo de 31.18 segundos con el sismo de Pedernales el mismo que fue escalado a un espectro de diseño para 475 años, lo que indica que la estructura tiene una buena capacidad para disipar energía como se muestra.

#### 4.2.8.9. Histéresis de la estructura

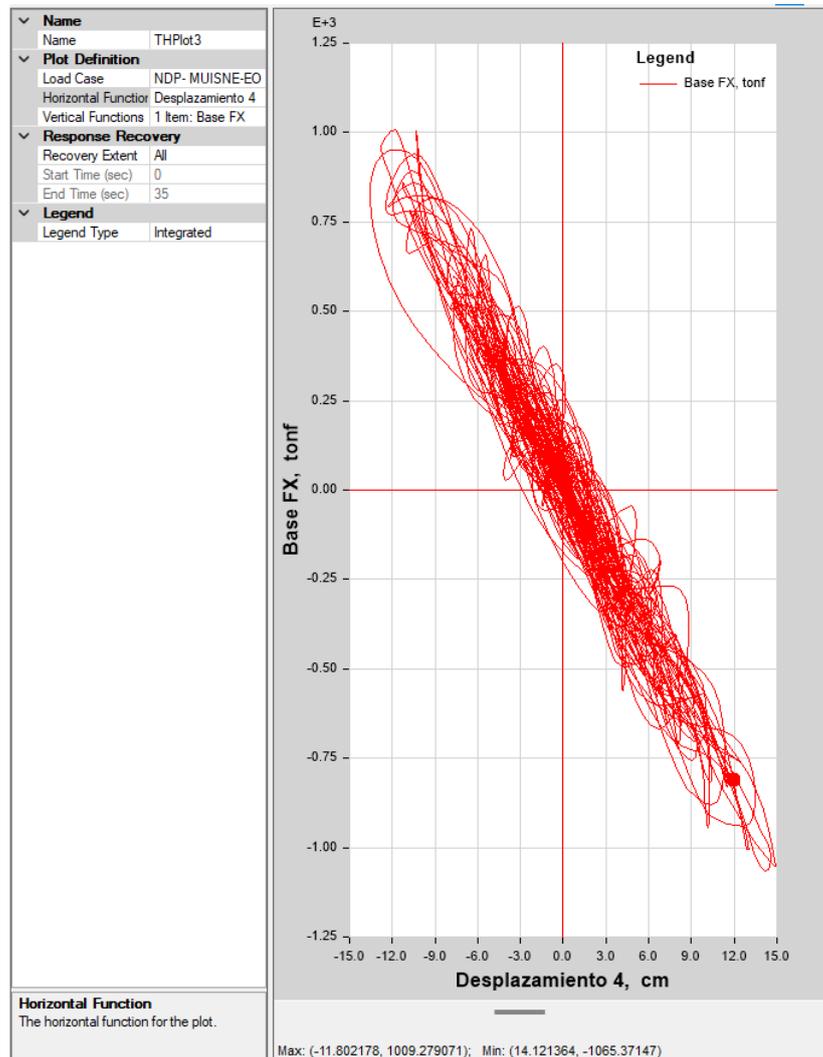


Figura 58. Diagrama de histéresis en el sentido x

Se divisa un comportamiento cíclico de carga y descarga, relacionando el desplazamiento vs fuerza cortante en cada instante de tiempo, en una representación trilineal y obteniendo el área bajo la curva del modelo multilínea nos entrega la cantidad de energía de disipación, que se obtiene directamente en la figura 58; además,

divisamos que existe una degradación de la rigidez y resistencia a medida que pasa los picos de aceleración máxima en el sismo de diseño, siendo la estructura dúctil y soporta la demanda.

Los desplazamientos y cortantes son punto máximo (-11.80 cm, 1009.28 ton); punto mínimo (14.12 cm, -1065.37 ton).

#### 4.2.8.10. Respuesta estructural de velocidad

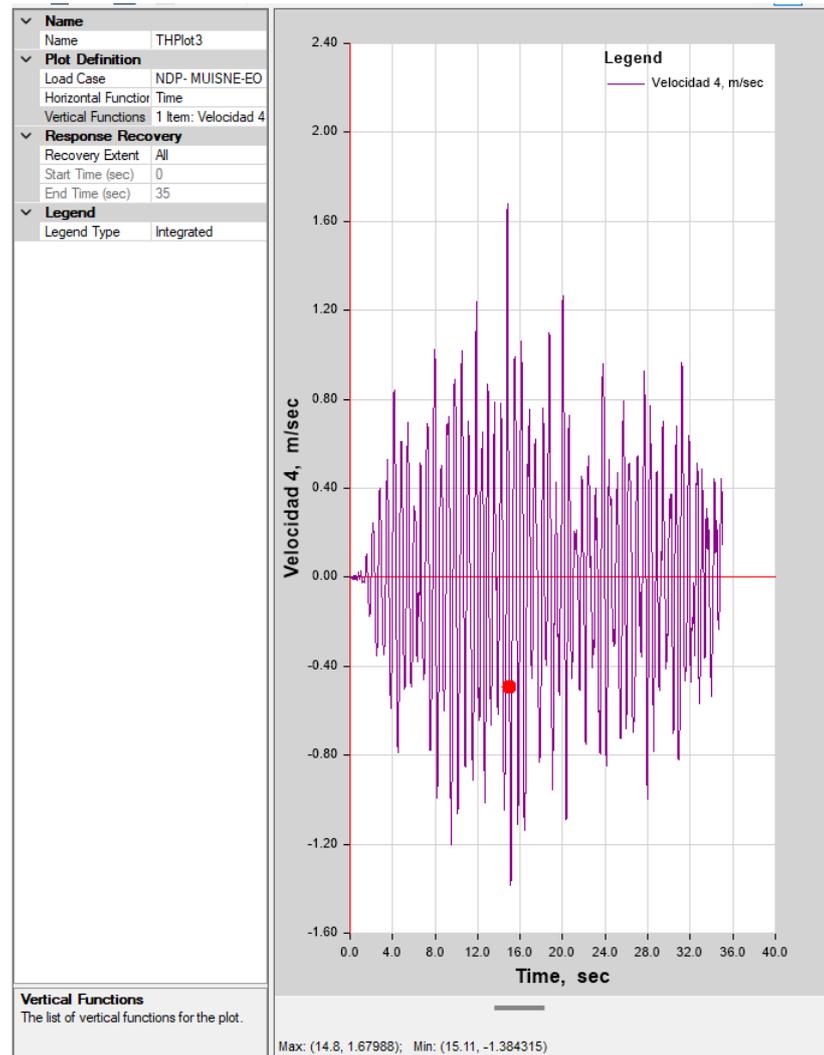


Figura 59. Respuesta estructural de velocidad en el piso 4 del edificio.

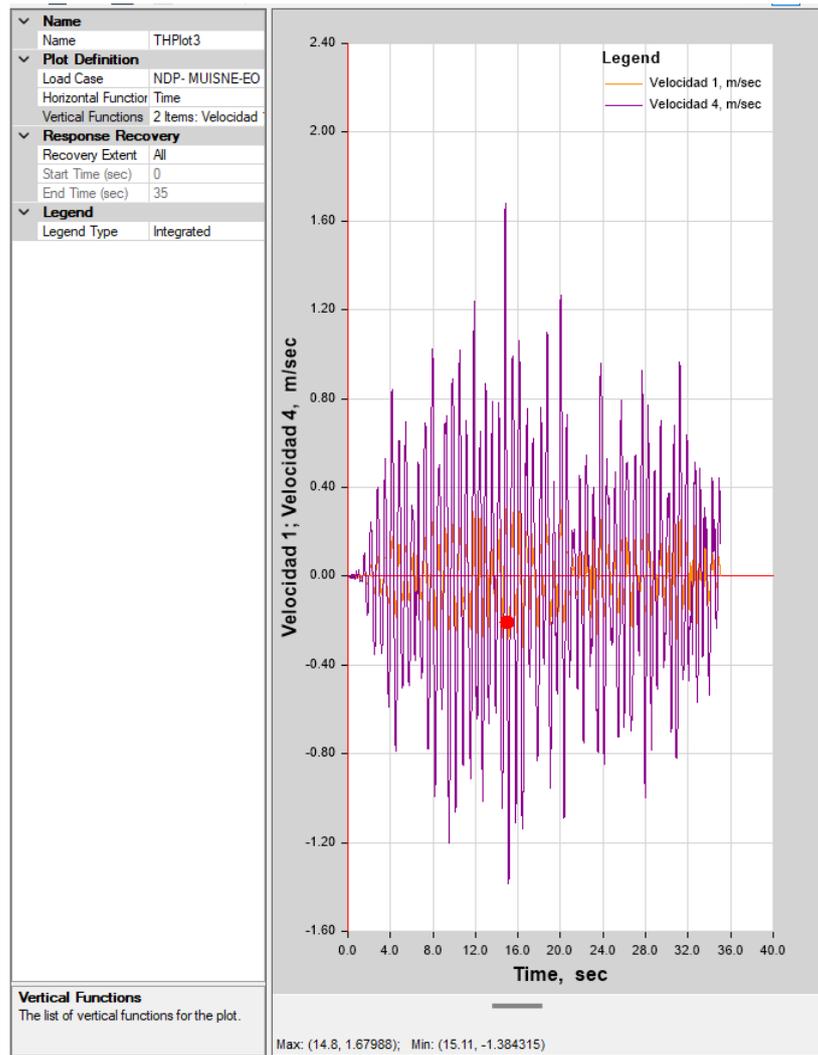


Figura 60. Respuesta estructural de velocidad en cada piso de la edificación.

En la figura 59 de respuesta estructural de velocidad, se aprecia fluctuaciones en el nivel superior del edificio. Se destaca un pico de velocidad en el piso 4 alcanzando los 1,68 m/s al tiempo de 14.80 s, en la figura 60 se presenta las curvas de diferente color que representan las velocidades de los niveles inferiores del edificio, siendo estos más reducidos a medida que se desciende en la estructura.

#### 4.2.8.11. Respuesta estructural de aceleración

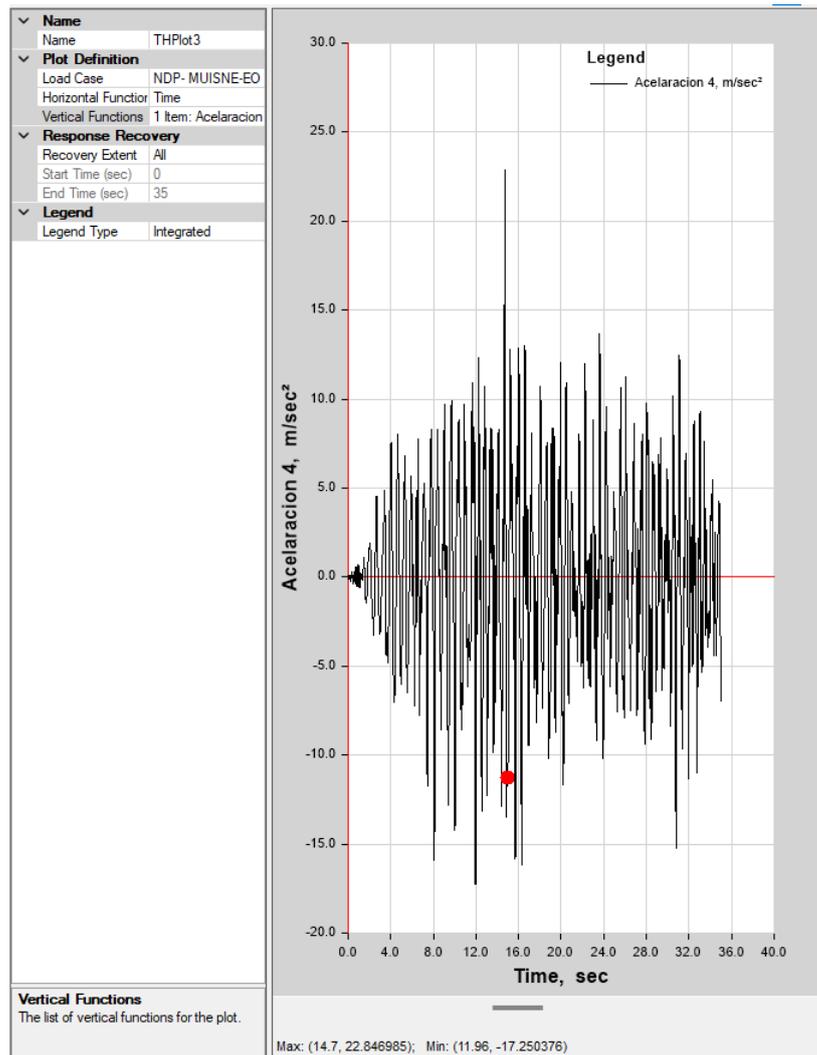


Figura 61. Respuesta de aceleraciones en el piso 4.

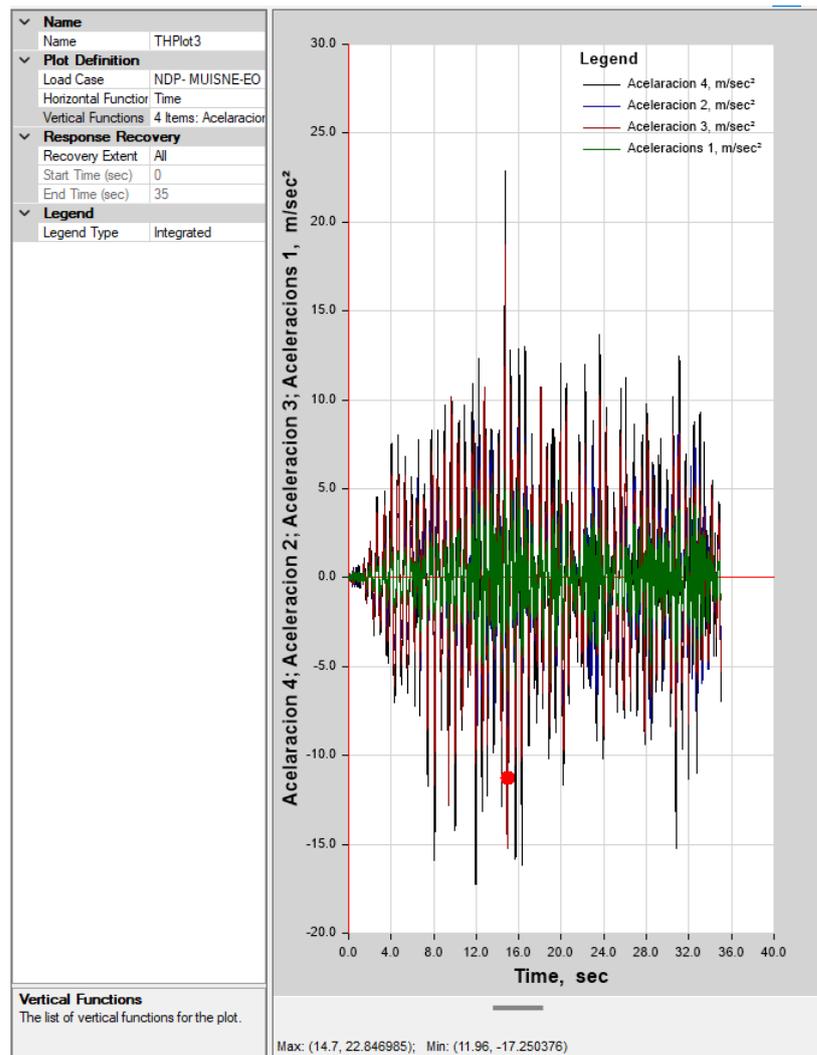


Figura 62. Respuestas de aceleraciones en la estructura

En las figuras 61 y 62 se visualizan los resultados de la respuesta de aceleración de la estructura de cada piso, el pico máximo de aceleración se registra a un tiempo de aproximadamente 14.70 segundos, alcanzando un valor de  $22.82 \text{ m/s}^2$ . Es importante destacar que el pico de aceleración es más pronunciado en el piso superior del edificio, lo cual era esperado debido a su altura.

Con estos resultados se deduce que el comportamiento de disminución gradual de las aceleraciones por cada piso es positivo en la estabilidad del edificio. Una buena distribución de masas equilibrada y una buena disipación de energía sísmica aportan a la capacidad del edificio para resistir sismos de manera efectiva, garantizando la seguridad de la estructura y de sus ocupantes, además es proporcional una base sólida para la edificación.

#### **4.2.8.12. Pseudo Aceleración espectral de la estructura en dirección X.**

El edificio tiene un eje fuerte y un eje débil. El eje fuerte es aquel en el que el edificio tiene una mayor capacidad de resistir fuerzas sísmicas debido a su configuración y refuerzo estructural. Por otro lado, el eje débil es aquel en el que el edificio es menos resistente y más vulnerable ante fuerzas sísmicas.

La pseudo aceleración espectral en sentido X se refiere a la medida de aceleración máxima que experimentará el edificio en la dirección de su eje débil durante un evento sísmico específico. Esta medida es crucial para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura en esa dirección particular y para tomar decisiones de diseño y refuerzo que mejoren la resistencia sísmica en el eje débil.

En este caso, es importante destacar que la aceleración máxima obtenida en el eje débil del edificio es considerablemente elevada, especialmente cuando se considera un coeficiente de amortiguamiento general del sistema de 0.05 en el diseño. Este valor sugiere que el edificio es más propenso a experimentar una respuesta dinámica más agresiva en su eje débil durante un evento sísmico.

La baja capacidad de amortiguamiento, representada por el valor de 0.05, significa que la estructura tiene una tendencia a mantener la energía vibratoria durante un período de tiempo más prolongado, lo que puede resultar en desplazamientos más significativos.

Además, se observa que el pico máximo de aceleración en el eje débil se encuentra en  $806.59 \text{ m/s}^2$ , en contraste con el eje Y, sugiere que el edificio es asimétrico en su respuesta sísmica. Esta asimetría indica que, en caso de un sismo importante, el edificio tenderá a experimentar mayores desplazamientos en la dirección del eje débil en comparación con la dirección del eje Y. Esta diferencia en las respuestas entre los ejes puede ser relevante para las decisiones de diseño y reforzamiento, ya que puede requerir medidas específicas para mejorar la capacidad de resistencia y estabilidad en el eje débil con el fin de reducir los posibles daños y garantizar la seguridad de los ocupantes.

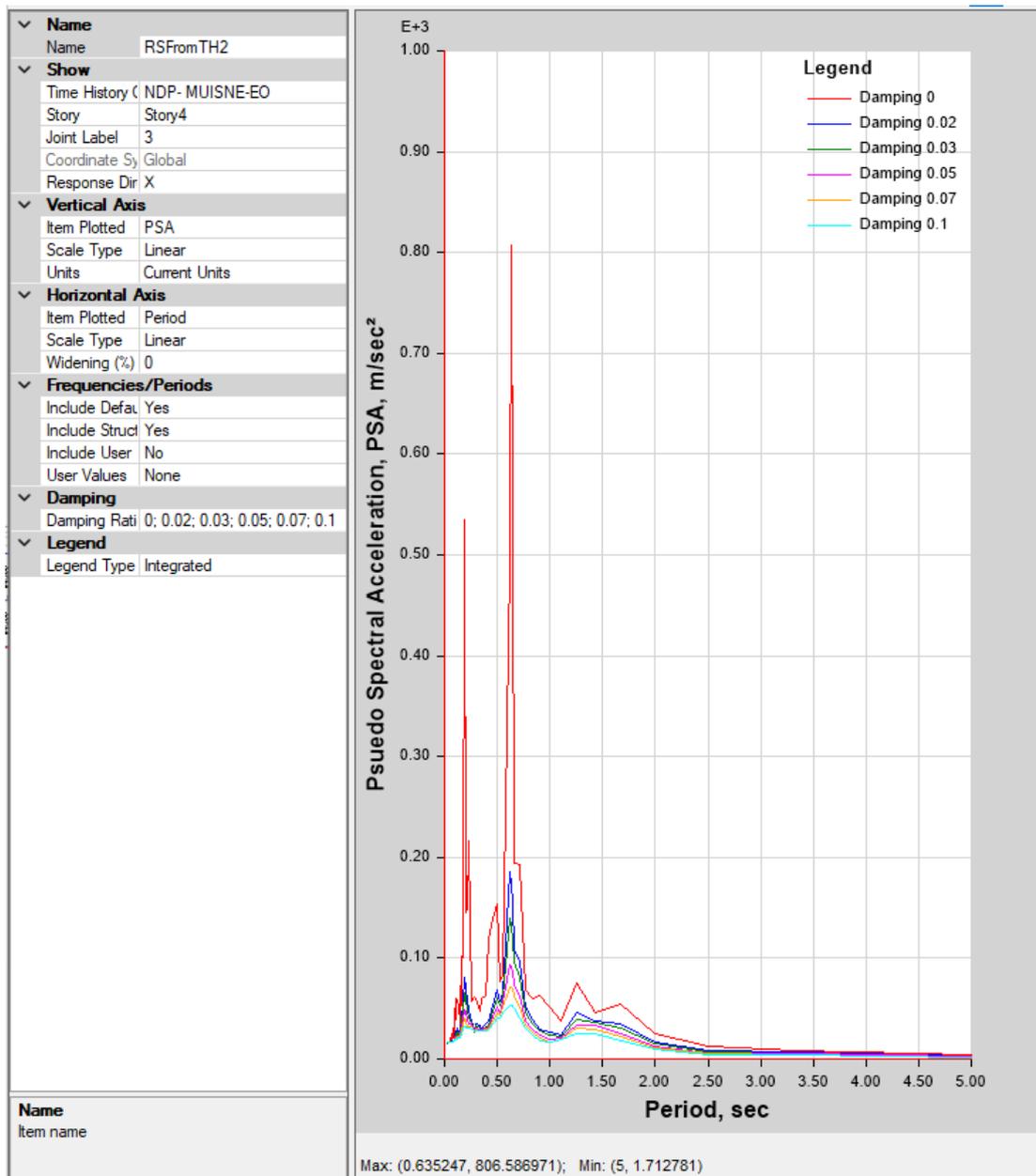


Figura 63. PSA en sentido X obtenido con el análisis no lineal tiempo Historia.

En la figura 63 se representa el comportamiento de la pseudo aceleración espectral en función del tiempo. Es notable que, en todos los casos analizados, el pico de pseudo aceleración espectral se registra aproximadamente a los 0,60 segundos después del inicio del evento sísmico. Esta consistencia en el tiempo del pico espectral sugiere un comportamiento repetible en la respuesta de la estructura en sentido X a lo largo de diferentes niveles de amortiguamiento.

Además de evaluar el tiempo de llegada del pico, sería relevante considerar la magnitud de las pseudo aceleraciones en función de los diferentes niveles de

amortiguamiento. Esta información proporciona una comprensión más profunda de cómo el amortiguamiento afecta la magnitud de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, lo que puede ser fundamental para el diseño y la toma de decisiones relacionadas con la seguridad sísmica de la edificación.

#### 4.2.8.13. Resultados del análisis NDP.

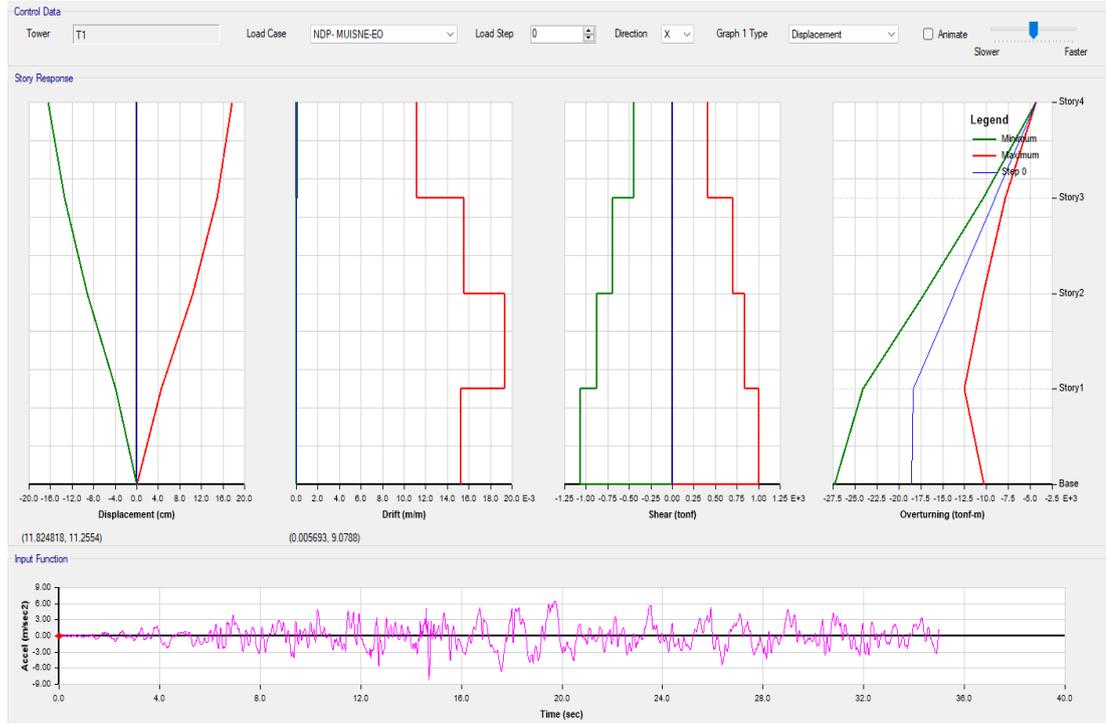


Figura 64. Resultados del análisis tiempo historia.

Tabla 22. Resultados de desplazamiento mediante análisis tiempo historia.

Joint Displacements					
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Ux	Uy
				cm	cm
Story4	NDP- MUISN	NonDirHist	Max	17.172	1.867
Story4	NDP- MUISN	NonDirHist	Min	-15.888	-2.058
Story3	NDP- MUISN	NonDirHist	Max	14.438	1.596
Story3	NDP- MUISN	NonDirHist	Min	-12.944	-1.726
Story2	NDP- MUISN	NonDirHist	Max	10.073	1.102
Story2	NDP- MUISN	NonDirHist	Min	-8.902	-1.196
Story1	NDP- MUISN	NonDirHist	Max	4.501	0.442
Story1	NDP- MUISN	NonDirHist	Min	-3.869	-0.485
Base	NDP- MUISN	NonDirHist	Max	0.000	0.000
Base	NDP- MUISN	NonDirHist	Min	0.000	0.000

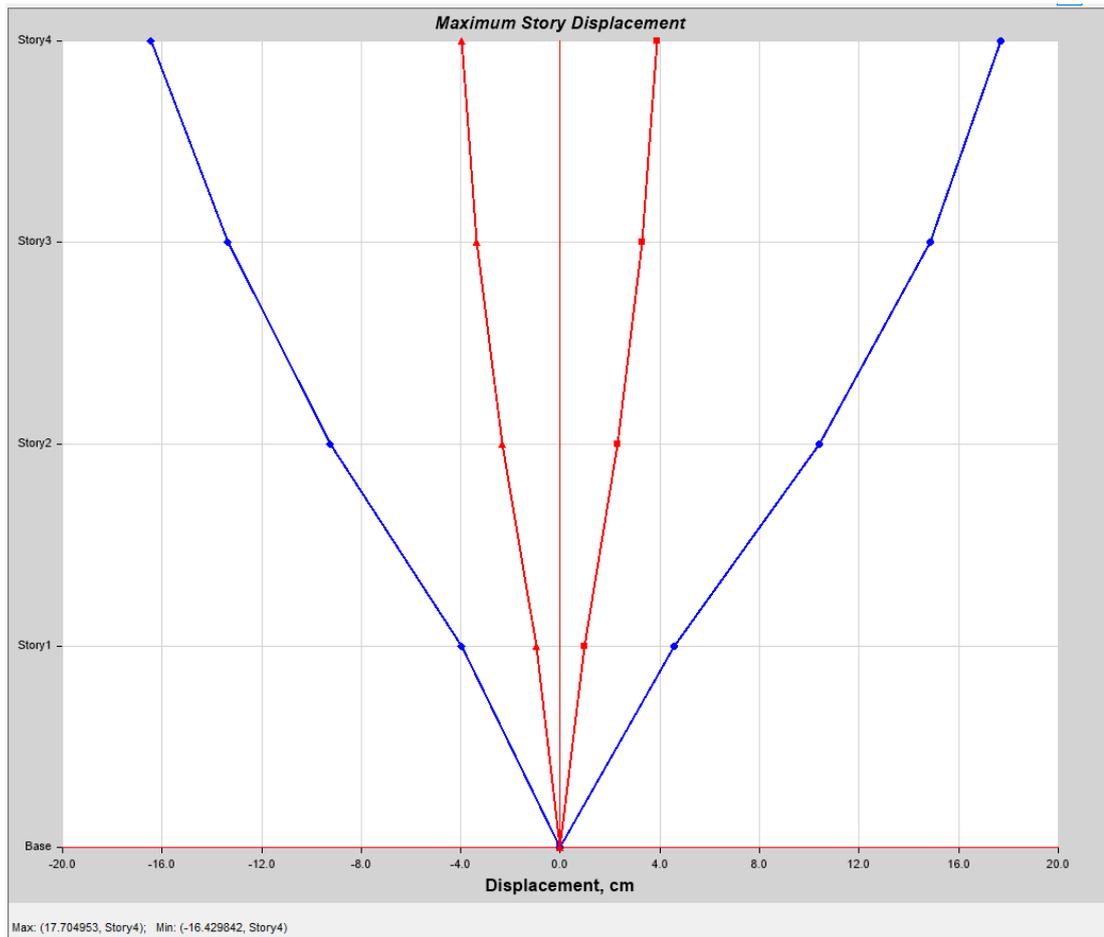


Figura 65. Desplazamientos de la edificación.

Tabla 23. Resultados de las derivas máximas en cada piso mediante el análisis tiempo historia.

Story Drifts					
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story4	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	X	1.113%
Story4	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	Y	0.245%
Story3	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	X	1.551%
Story3	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	Y	0.357%
Story2	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	X	1.933%
Story2	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	Y	0.449%
Story1	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	X	1.527%
Story1	NDP- MUIS	NonDirHist	Max	Y	0.325%

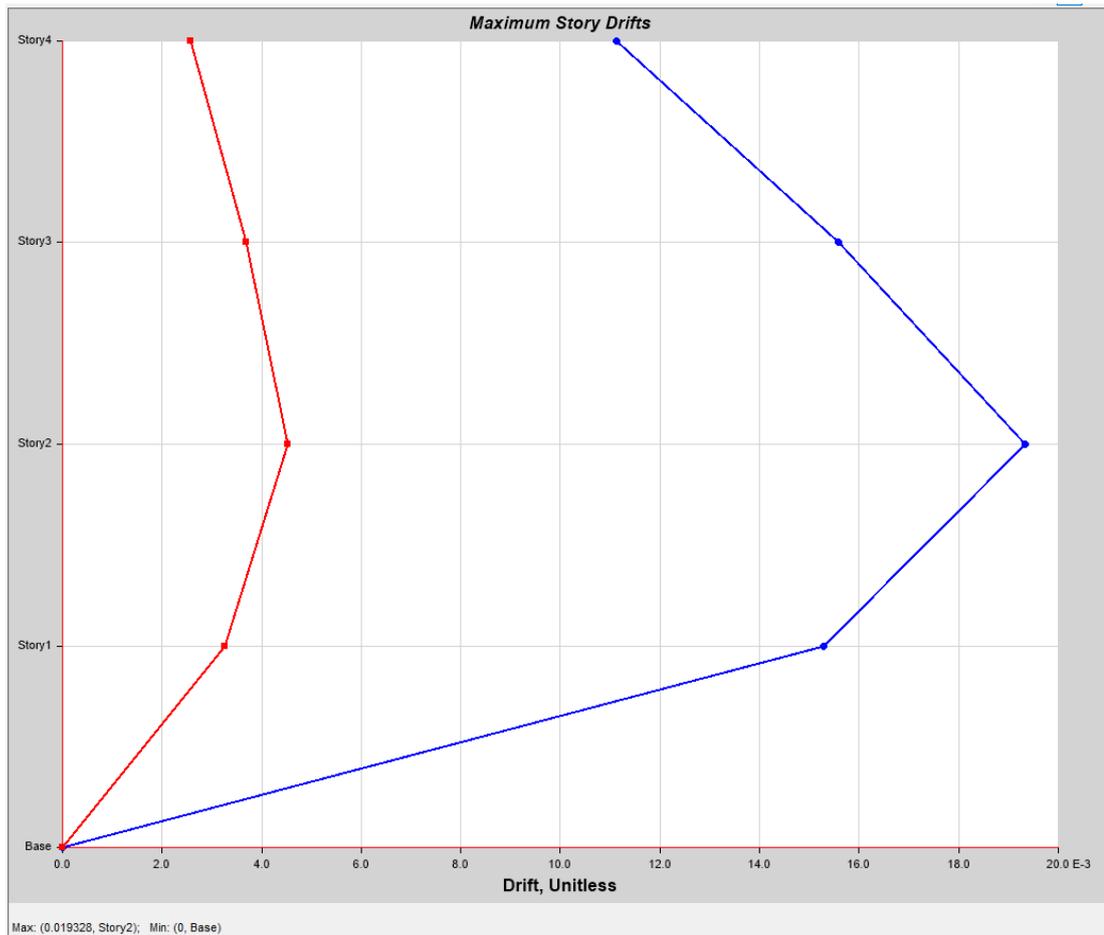


Figura 66. Derivas de cada piso.

La aceleración absoluta de la estructura en el análisis de tiempo historia se refiere a la magnitud total de la aceleración experimentada por la estructura en un punto específico durante un evento sísmico o cualquier otro tipo de excitación dinámica a lo largo del tiempo. Es una medida que tiene en cuenta tanto la aceleración debido a la gravedad como la aceleración debida a las fuerzas dinámicas externas, como las generadas por un terremoto.

En el análisis de tiempo historia, se registran y se evalúan las aceleraciones a las que está sometida una estructura en función del tiempo, lo que permite comprender cómo varían las fuerzas y las aceleraciones en diferentes momentos durante el evento. La aceleración absoluta es un indicador importante en el diseño y la evaluación estructural, ya que proporciona información sobre las cargas dinámicas que actúan sobre la estructura y que deben ser consideradas para asegurar su integridad y seguridad durante eventos sísmicos u otras excitaciones dinámicas.

Se observa dicha aceleración la cual ocurre a nivel general de la estructura teniendo su valor más alto en el nivel superior con un valor de 21 m/s en el componente positivo, mientras que 20 m/s en el componente negativo.

Se observa que la deriva máxima ocurre en el nivel 2 con un valor del 1.93%, también se distingue que la base es estable y los valores de deriva decrecen en función de la altura.

Tabla 24. Resultados del análisis tiempo historia.

SISMO	Desp. (cm)		Cortante - V (Ton)		Derivas	
	(mín, máx)		(mín, máx)		(mín, máx)	
NORTHRIDGE	-3.48	3.06	-203.82	225.15	0.0011	0.0039
KOBE	-4.24	3.83	-223.63	218.05	0.0013	0.0047
PEDERNALES	-16.43	17.7	-1063.46	1006.75	0.0045	0.0193

Con los resultados de la tabla 24 se puede visualizar que el desplazamiento máximo es 17.7 cm, el cortante máximo es 1063,46 ton y la deriva 1.93%, estos valores máximos se encuentran en el registro de Pedernales.

La estructura diseñada presenta un correcto desempeño sísmico para la demanda establecida de 475 años.

#### 4.2.8.14. Desempeño de la estructura.

El desplazamiento máximo de la estructura de donde obtenemos el desempeño de la estructura.

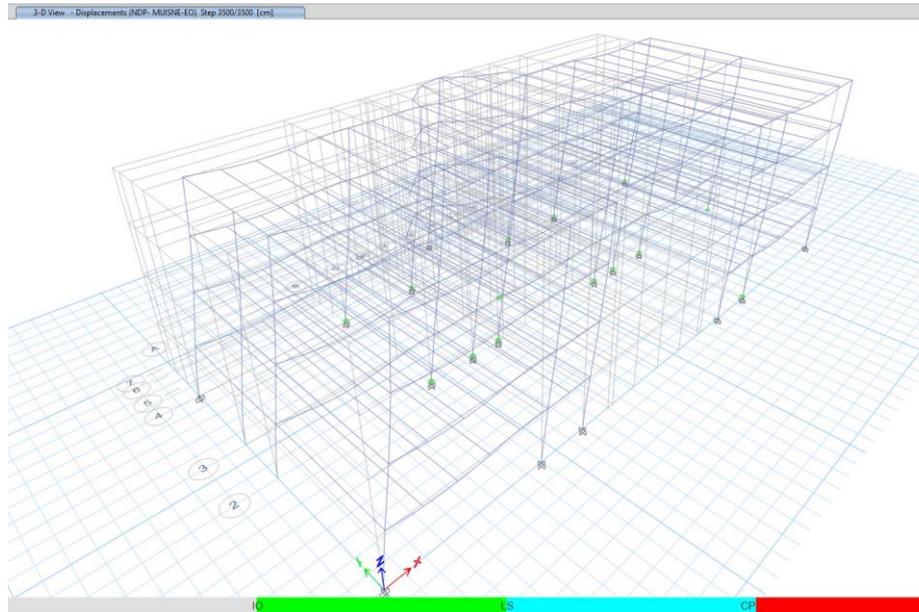


Figura 67. Nivel de desempeño de la estructura

El desempeño de la estructura al exponerse al sismo de Pedernales escalado con respecto al espectro de la NEC es “ocupación inmediata” en todas las rótulas. La estructura al exponerse al sismo de Pedernales escalado con respecto al espectro no incursiona en el rango inelástico, es decir, presenta un nivel de desempeño “totalmente operativo”.

### 4.3. Diseño de la Subestructura

#### 4.3.1. Cálculo y diseño de la cimentación

En la tabla 25 se presentan datos técnicos obtenidos a través de un estudio de suelos realizado en el sitio de donde se va a construir presentados en el anexo 3, dichos datos son útiles para diseñar la cimentación, y verificar los asentamientos.

Tabla 25. Datos de sitio, proporcionados por el ingeniero de suelos

<i>Datos del suelo</i>			
Peso específico del suelo	$\gamma_d$	1.4	kg/cm <sup>3</sup>
Profundidad de desplante	Df	2	m
Ángulo de fricción	$\phi$	30	grado
Dimensiones de cimentación	B	1.8	m
Asentamiento máximo	$\Delta$	2.5	cm

##### 4.3.1.1. Capacidad de carga del suelo.

Considerando los datos del estudio de suelos realizado con el método SPT se obtuvo la capacidad de carga admisible de 24.3 tonf/m<sup>2</sup>, de acuerdo a la ecuación de Terzaghi.

#### 4.3.1.2. Diseño de zapata aislada.

Se muestra la asignación de cargas en cada una de las zapatas aisladas del modelo estructural obtenidas en software especializado, para luego ser exportadas al programa que realiza el diseño con elementos de tipo Shell.

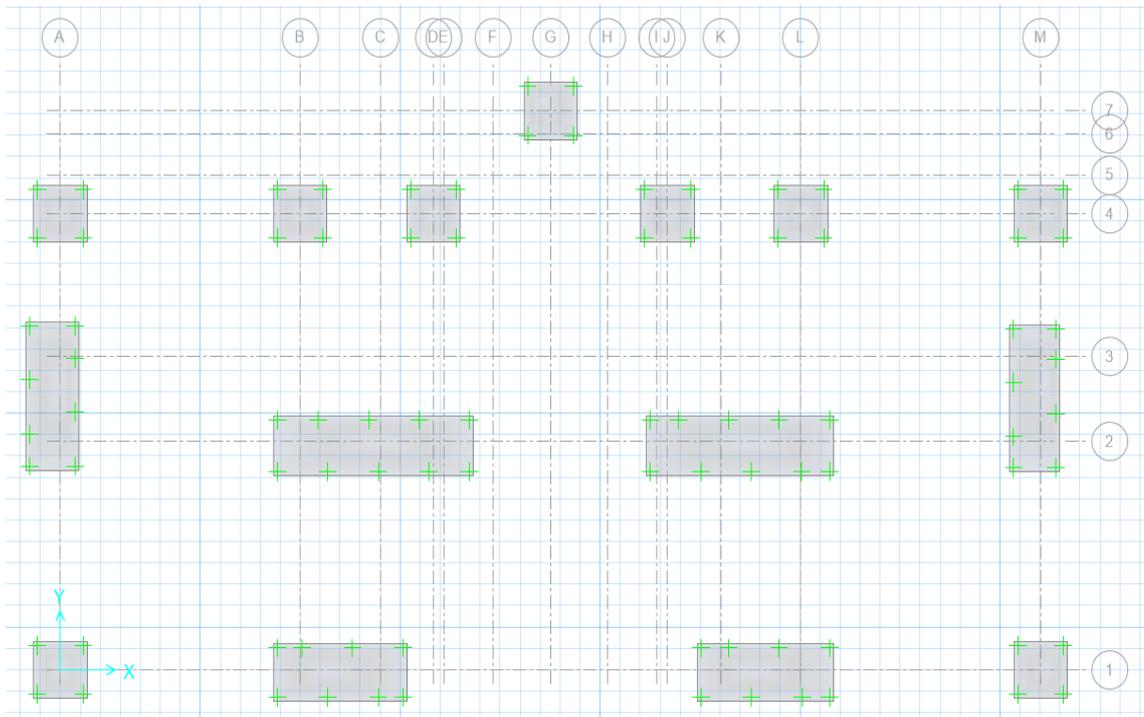


Figura 68. Asignación de cargas en las zapatas.

En la figura 68 se puede visualizar como están conformadas las cimentaciones aisladas en la edificación.

#### 4.3.1.3. Presiones en las zapatas

Una vez evaluadas las presiones a través del método de elementos finitos en software de cálculo estructural se observa que los valores máximos obtenidos no superan el  $q_{adm}$  del suelo de 24.3 ton/m<sup>2</sup> obtenido en el estudio de suelos expuesto en el anexo 3.

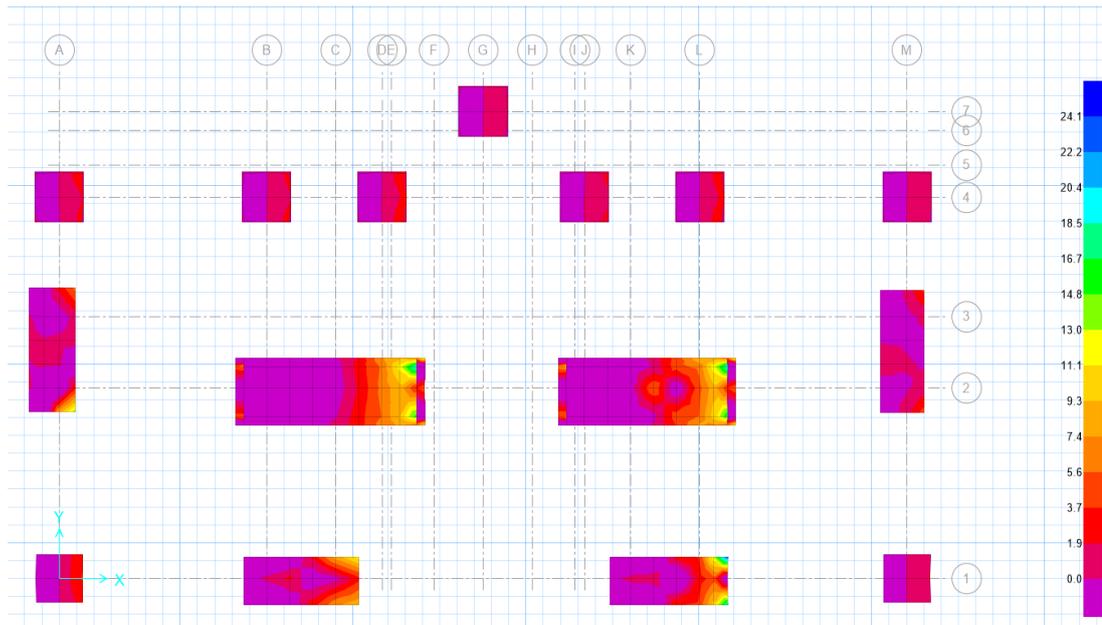
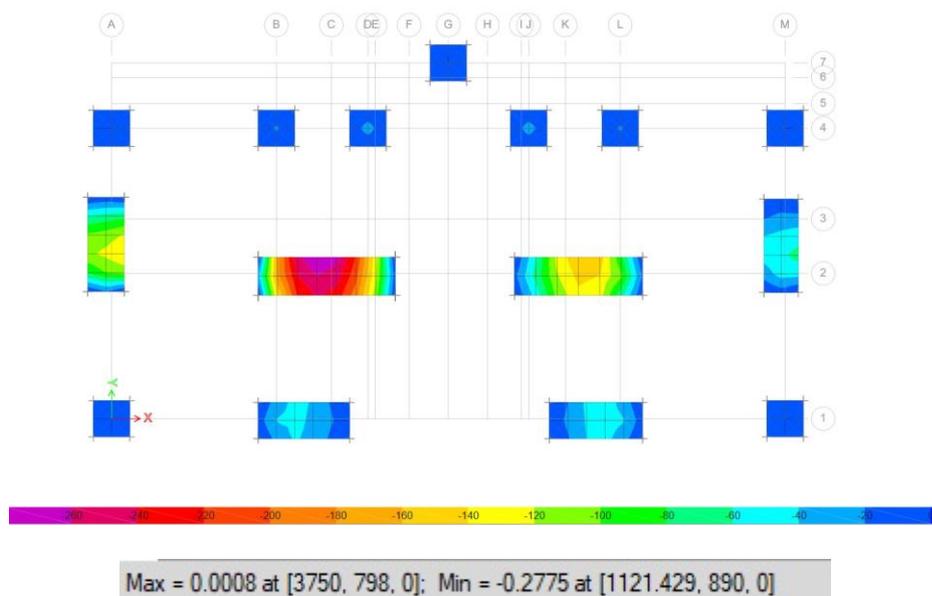


Figura 69. Diagrama de presiones sobre el suelo

Max = 23.041 Tonf/m at [29 m, 0.9 m]; Min = -20.282 Tonf/m at [-1.3 m, 7 m]

Dentro de la estructura se revelan los valores máximos y mínimos de las presiones en las cuales se pueden observar, realizando la comprobación  $q_{safe} \leq q_{adm}$  de lo cual se obtiene con el valor máximo  $23.04 T/m^2 \leq 24.30 T/m^2$  verificando de esta manera que la capacidad portante del suelo tiene una correcta respuesta frente a las cargas generadas por la estructura.

#### 4.3.1.4. Diagrama de asentamiento



Max = 0.0008 at [3750, 798, 0]; Min = -0.2775 at [1121.429, 890, 0]

Figura 70. Diagrama de asentamientos

En la figura 70 obtenida del software se evidencia que la cimentación más crítica presenta un asentamiento máximo de la estructura el cual es 0.56cm, mismo que es menor al asentamiento referencial que es 2.50cm, con lo que se determina que la cimentación adoptada para la estructura es la adecuada, los demás asentamientos son menores, demostrando un correcto comportamiento frente al valor admisible.

#### 4.3.1.5. Asentamientos diferenciales

Los asentamientos diferenciales se dan entre los soportes, es la diferencia de asentamientos entre soportes contiguos, realizando los cálculos en la estructura se puede verificar la siguiente tabla.

Tabla 26. Valores diferenciales en el eje crítico de la estructura

EJES	P. INICIAL	P. FINAL	Asentamiento Diferencial $\Delta d$	Distancia ejes	Asentamiento diferencial maximo $\Delta_{max}=L/500$	Chequeo
A2-BD2	0.14	0.28	0.14	900	1.8	OK
IL2-BD2	0.28	0.16	0.12	752	1.5	OK
IL2-M2	0.16	0.07	0.09	900	1.8	OK

En la tabla 26 se visualiza los asentamientos diferenciales que existe en el eje donde se presentan los mayores asentamientos, los cuales cumplen con los requerimientos fijados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo 9.

#### 4.3.1.6. Cuantía de acero en el sentido Y.

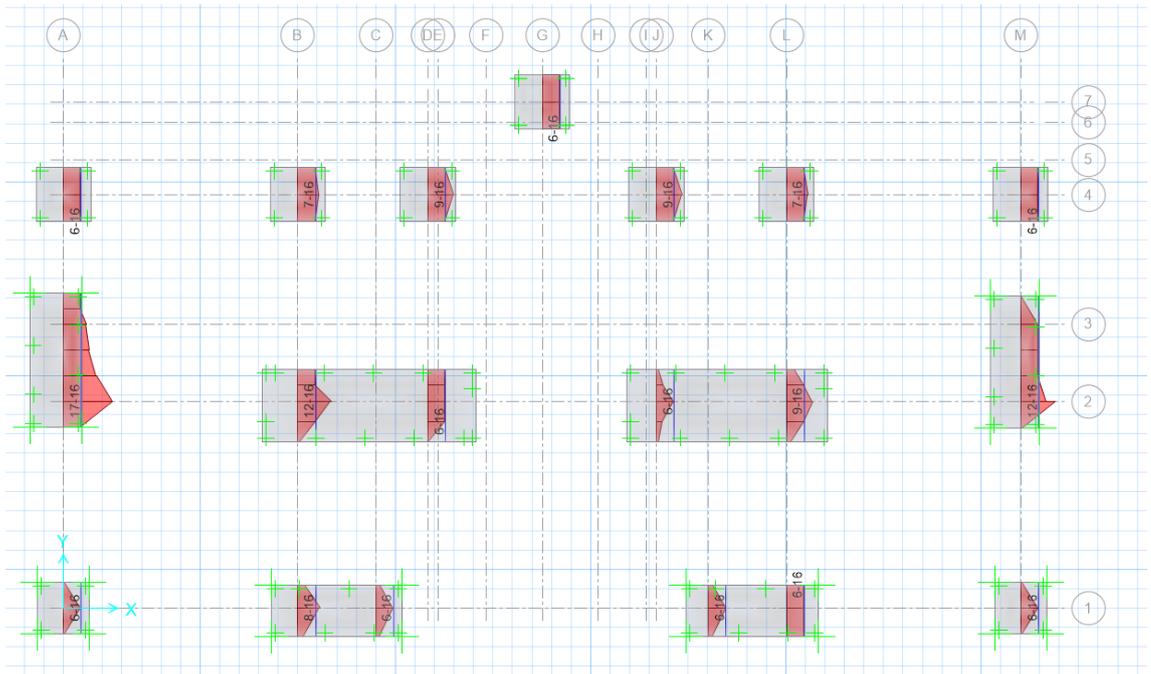


Figura 71. Cuantía de acero en el sentido Y.

En la figura 71, se evidencia el acero en el sentido Y, el cual es resultante del software de elementos finitos, que está en función de los esfuerzos a flexión, que va en sentido proporcional mientras más grandes con los esfuerzos mayor será la cuantía de acero.

#### 4.3.1.7. Cuantía de acero en el sentido X.

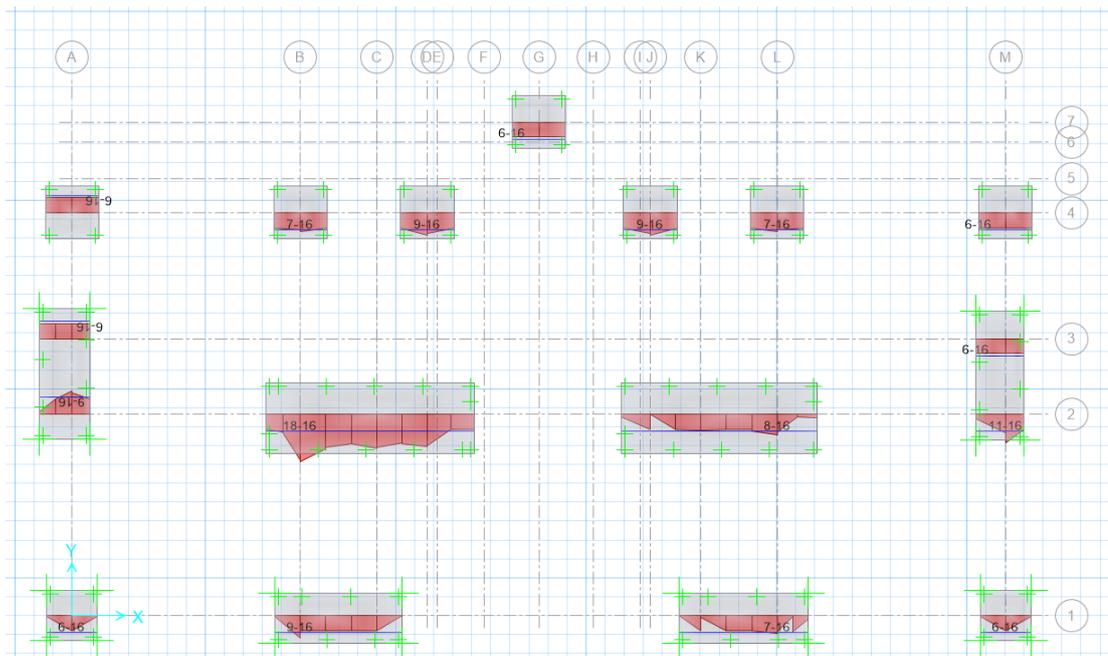


Figura 72. Cuantía de acero en el sentido x.

En la figura 72, se evidencia el acero en el sentido x, el cual es resultante del software de elementos finitos, que está en función de los esfuerzos a flexión, que va en sentido proporcional mientras más grandes con los esfuerzos mayor será la cuantía de acero.

#### 4.3.1.8. Punzonamiento.

En las cimentaciones diseñadas a través del software utilizado se puede verificar los valores de punzonamientos de cada una de las cimentaciones.

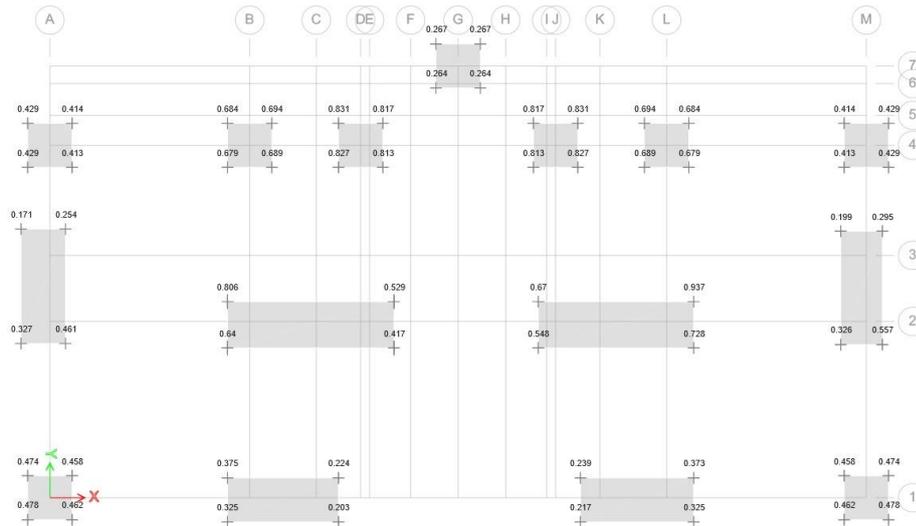


Figura 73. Punzonamiento.

En la figura 73, se evidencia que el valor de los punzonamientos en la estructura el mayor es 0.937 lo cual es menor de 1, demostrando con ello que la altura de los elementos de cada tipo de fundación es la ideal.

#### 4.3.1.9. Dimensiones de las cimentaciones.

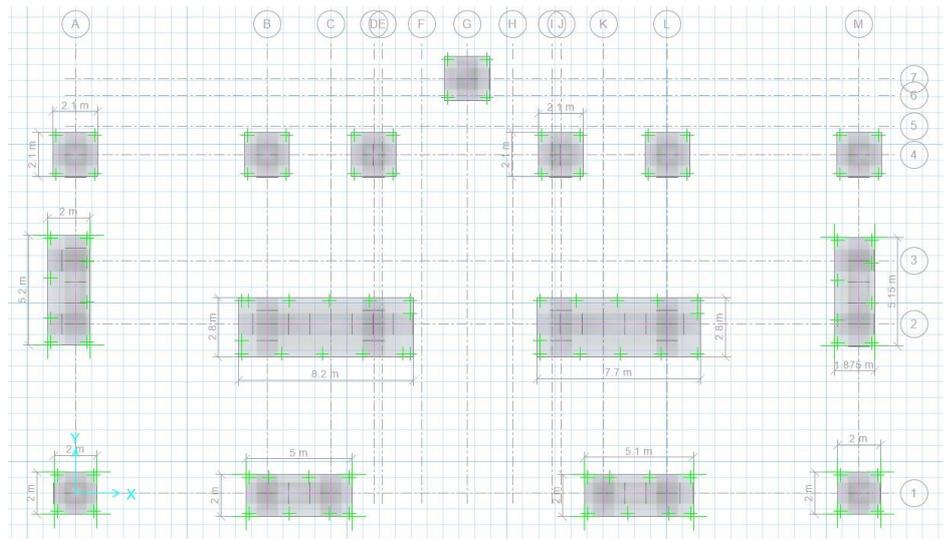


Figura 74. Dimensiones de las cimentaciones

En la figura 74, se reflejan las medidas de las cimentaciones en la estructura, con ello se determina que las cimentaciones diseñadas son las correctas.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

- La superestructura se dimensionó en base a los lineamientos del código AISC 360-16 por el método de diseño LRFD, dando como resultado columnas compactas, del mismo modo las vigas principales y secundarias diseñadas son adecuadas para resistir todos los estados de carga que supone un edificio de ocupación especial como es una unidad educativa.
- Las derivas inelásticas de la estructura en el estático lineal sentido X es 1.70% y en el sentido Y es 1.77%; en el modal espectral sentido X 1.47% y en el sentido Y 1.42% las cuales cumplen con la exigencia de la NEC 2015, esto ayuda a evitar excesivas deformaciones que ocasionan graves pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.
- Las deformaciones laterales del piso obtenidas a través de los acelerogramas de diseño correspondientes a los eventos sísmicos de Northridge, con un valor de 0.39% de deriva; Kobe, con un registro de 0.47% de deriva; y Pedernales, con un significativo 1.93% de deriva, revelan diferencias fundamentales. Es crucial destacar que el sismo de Pedernales exhibe periodos de recurrencia sustancialmente mayores en comparación con los otros eventos sísmicos mencionados, lo que resulta en una prolongada permanencia en niveles de aceleración elevados. Como resultado de esta característica, se atribuye al acelerograma de Pedernales un nivel de deriva superior en relación con los otros registros sísmicos.
- Los enfoques de diseño utilizados para dimensionar los componentes del edificio fueron el análisis estático lineal, modal espectral, estático no lineal y dinámico no lineal-tiempo historia en este contexto se observa que las derivas de piso, periodos, y participación de masa modal es adecuada para las recomendaciones de las normas NEC 15, ASCE 7-16, AISC 360-16, AISC-341 y AISC-358, también se observa que el desempeño del edificio luego del sismo es operacional ya que tiene gran capacidad de disipar energía.
- Se cumplieron los criterios de columna fuerte, viga débil por el dimensionamiento adecuado de vigas y columnas, se diseñaron conexiones a

corte para vigas secundarias y a momento para vigas principales además de la placa base que sirve para transmitir la carga de la estructura al sistema de cimentación.

- Los resultados obtenidos a través de los métodos NSP (Nonlinear Static Procedure) y NDP (Nonlinear Dynamic Procedure) revelaron valores comparables en cuanto a desplazamientos y cortantes, como se ilustra en la tabla siguiente. Para el análisis no lineal estático, la estimación de la demanda se basa en un espectro elástico correspondiente a un sismo de diseño con periodos de retorno de 475 y 2500 años, mientras que para el análisis dinámico no lineal en el tiempo se emplearon tres acelerogramas, todos ellos cumpliendo con las especificaciones establecidas en la normativa NEC 2015.

SISMO	Desp. (cm)		Cortante - V (Ton)	
	(min, máx)		(min, máx)	
<b>NSP</b>				
Ocasional (moderado)	14.772	15.466	730.790	742.835
Muy raro (extremo)	28.023	28.963	1000.518	1132.924
<b>NDP</b>				
NORTHRIDGE	-3.48	3.06	-203.82	225.15
KOBE	-4.24	3.83	-223.63	218.05
PEDERNALES	-16.43	17.7	-1063.46	1006.75

- El análisis dinámico no lineal-tiempo historia reflejó que la edificación es capaz de resistir sismos significativos como el de pedernales de 2016 y que tiene una gran capacidad de disipar energía, las rótulas plásticas generadas corresponden en su mayoría a clasificación de ocupación inmediata al obtener el máximo desplazamiento lateral.
- La subestructura diseñada consiste en zapatas aisladas dimensionadas en base a las cargas que se transmiten a las columnas inferiores, el diseño cumple resistencia a corte, momento, punzonamiento, además las presiones no superan el q-admisible del suelo, los asentamientos calculados también se encuentran dentro del límite, así mismos los asentamientos diferenciales dieron como resultado valores dentro de los establecidos en la NEC.

## **5.2. Recomendaciones**

- Para evaluar la respuesta sísmica de una estructura, es fundamental realizar análisis de tiempo historia que incluyan diferentes niveles de amortiguamiento. Esto proporciona una comprensión más completa de cómo la estructura se comporta bajo cargas sísmicas variables.
- Investigar y desarrollar nuevos materiales de construcción que sean más resistentes a eventos sísmicos, lo que podría revolucionar la construcción en áreas sísmicas.
- Estudiar y desarrollar tecnologías de aislamiento sísmico avanzadas que reduzcan la transmisión de fuerzas sísmicas a las estructuras, mejorando su capacidad de resistencia y protección.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] C. Mokhtara, B. Negrou, N. Settou, A. Bouferrouk, and Y. Yao, “Optimal design of grid-connected rooftop PV systems: An overview and a new approach with application to educational buildings in arid climates,” *Sustain. Energy Technol. Assessments*, vol. 47, no. July, p. 101468, 2021, doi: 10.1016/j.seta.2021.101468.
- [2] C. Angulo *et al.*, “Using BIM for the assessment of the seismic performance of educational buildings,” *Int. J. Saf. Secur. Eng.*, vol. 10, no. 1, pp. 77–82, 2020, doi: 10.18280/ijssse.100110.
- [3] M. S. Alam and S. M. Haque, “Seismic vulnerability evaluation of educational buildings of Mymensingh city, Bangladesh using rapid visual screening and index based approach,” *Int. J. Disaster Resil. Built Environ.*, vol. 11, no. 3, pp. 379–402, 2020, doi: 10.1108/IJDRBE-07-2019-0043.
- [4] G. Dall’O’ and L. Sarto, *Energy and environmental retrofit of existing school buildings: Potentials and limits in the large-scale planning*. 2020. doi: 10.1007/978-3-030-33687-5\_28.
- [5] C. Bueno, F. Arroyo, and V. Arana, “Seismic Response of an Educational Building under Moving Mass Due to Earthquake Evacuation,” *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, vol. 1048, no. 1, 2021, doi: 10.1088/1757-899X/1048/1/012023.
- [6] A. Majdi and R. Vacareanu, “Evaluation of seismic damage to Iraqi educational reinforced concrete building using FEMA P-58 methodology,” *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.*, vol. 664, no. 1, 2021, doi: 10.1088/1755-1315/664/1/012110.
- [7] S. Brzev, “S-1 SEISMIC PERFORMANCE OF SCHOOL BUILDINGS IN RECENT,” 2022.
- [8] M. Kahrizi and M. TahamouliRoudsari, “Seismic performance of school buildings in 2017 ezgeleh earthquake, Iran,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 53, no. 2, pp. 70–82, 2020, doi: 10.5459/BNZSEE.53.2.70-82.
- [9] E. Tapia Hernández, Y. De Jesús Martínez, and L. Fernández Sola, “Demandas sísmicas en edificios regulares de acero con cimentaciones flexibles,” *Rev. Ing.*

- Sísmica*, vol. 17, no. 96, pp. 1–17, 2017, doi: 10.18867/ris.96.450.
- [10] J. R. Gaxiola-Camacho, A. Haldar, H. Azizoltani, F. Valenzuela-Beltran, and A. Reyes-Salazar, “Performance-Based Seismic Design of Steel Buildings Using Rigidities of Connections,” *ASCE-ASME J. Risk Uncertain. Eng. Syst. Part A Civ. Eng.*, vol. 4, no. 1, pp. 1–14, 2018, doi: 10.1061/ajrua6.0000943.
- [11] X. Ren, S. Gong, and Y. Lu, “Performance Evaluation of Seismic Strengthened Irregular RC–Steel Hybrid Frames,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 33, no. 1, pp. 1–14, 2019, doi: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001242.
- [12] P. Xiang, R. Xie, Z. Li, L. Jia, and J. Xie, “Seismic Performance of a Single-Story Articulated Steel Structure System,” *J. Eng. Mech.*, vol. 146, no. 10, pp. 1–14, 2020, doi: 10.1061/(asce)em.1943-7889.0001828.
- [13] S. S. Ningthoukhongjam and K. D. Singh, “Mass irregularity effect on seismic response of moment-resisting steel frame by nonlinear time history analysis using force analogy method,” *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 30, no. 2, pp. 1–20, 2021, doi: 10.1002/tal.1823.
- [14] P. C. Nguyen, T. T. Tran, and T. Nghia-Nguyen, “Nonlinear time-history earthquake analysis for steel frames,” *Heliyon*, vol. 7, no. 8, p. e06832, 2021, doi: 10.1016/j.heliyon.2021.e06832.
- [15] S. Dutta, E. Inan, and S. K. Dwivedy, *Advances in Structural Vibration*. 2017.
- [16] Y. Khademi and M. Rezaie, “Comparison Study of CBFs and EBFs Bracing in Steel Structures with Nonlinear Time History Analysis,” *Civ. Eng. J.*, vol. 3, no. 11, p. 1157, 2017, doi: 10.28991/cej-030945.
- [17] X. Liu, X. He, A. Zhang, C. Tian, X. Zhang, and Y. Tan, “Design and specification compilation of a modular-prefabricated high-rise steel frame structure with diagonal braces part II: Elastic–plastic time-history analysis and joint design,” *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 27, no. 2, pp. 1–18, 2018, doi: 10.1002/tal.1414.
- [18] G. Maps, “Ubicación: Manta- Manabí.”
- [19] N. Teodoro and E. Nieto, “Tipos de investigación”.
- [20] Ministerio de Educación, *Acuerdo Ministerial 483 -12 Norma Técnica y*

*Estándares de Infraestructura Educativa*. 2012.

- [21] N. E. de la Construcción, *NEC-SE-CS-Cargas (No Sísmicas)*. 2015.
- [22] ASCE, *ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, no. 7 98. 2016.
- [23] K. A. Skalomenos, H. Inamasu, H. Shimada, and M. Nakashima, “Development of a Steel Brace with Intentional Eccentricity and Experimental Validation,” *J. Struct. Eng.*, vol. 143, no. 8, p. 04017072, Mar. 2017, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001809.
- [24] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *NEC-SE-AC. Estructuras de Acero*. 2015. [Online]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- [25] Norma Ecuatoria de la Construcción, *NEC-SE-DS: Peligro Sismico Diseño Sismorresistente*. Ecuador, 2015.

# **ANEXO 1**

**SOLICITUD A LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEON MERA LA  
SALLE DE LA CIUDAD DE AMBATO**

Ambato, 26 de junio de 2023

Magister  
Silvana Meléndez  
**RECTORA DE LA UNIDAD EDUCATIVA  
JUAN LEON MERA LA SALLE**  
Presente,

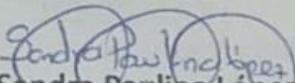
De mi consideración:

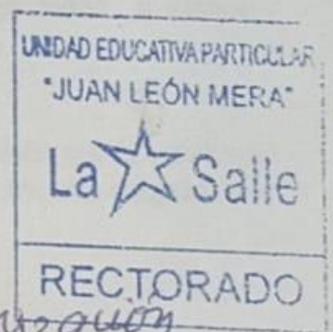
Reciba un cordial saludo, deseándole éxitos en sus actividades que muy acertadamente lo realiza en favor de la institución educativa, mi nombre es Sandra Paulina López Sánchez con cédula N° 1803467321, estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil mención en Estructuras Metálicas cohorte 2021, y madre de familia de dos estudiantes de la institución, en estos momentos es necesario elaborar mi tesis para poder graduarme, ante lo cual he propuesto a la Universidad Técnica de Ambato el tema "DISEÑO DEL BLOQUE DE AULAS F DE LA UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEON MERA ((LA SALLE)", la misma que a través de la resolución 097-UAT-FICM-P-2023, se aprobó.

Ante lo expuesto solicito a Usted de la manera mas comedida me autorice realizar mi tesis para su institución.

Esperando por favorable aceptación que se digne dar al presente, le anticipo mis más sinceros agradecimientos.

Atentamente,

  
Sandra Paulina López Sánchez  
Ci: 1803467321  
Cel. 0994604437  
Mail. paulinalopez2406@hotmail.com



*Tiene mi autorización*

*Gracias*  
*PPP*

## **ANEXO 2**

**CÁLCULOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

## COLUMNAS SECCION COMPUESTA

### Materiales considerados para el diseño Acero ASTM A572 G50

$F_y := 49.99 \text{ ksi}$	Límite de fluencia	$R_y := 1.1$	Factor de sobrerresistencia.
$E := 2038902 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad		
$G := 11.200 \text{ ksi}$	Módulo de corte del acero		
$da := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero		

Application	$R_y$	$R_t$
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1

### Sección del perfil

$$b := 400 \text{ mm} \quad t := 15 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$A_s := 367.30 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 72698.8 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en X}$$

$$I_y := 72698.8 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en Y}$$

$$Z_x := 4597.20 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en X}$$

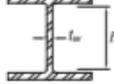
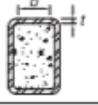
$$Z_y := 4597.20 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en Y}$$

$$r_x := 14.069 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y := 14.069 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

## COLUMNAS SECCION COMPUESTA

### Verificación de elementos de alta ductilidad

<b>TABLE D1.1 (continued)</b> <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements for Moderately Ductile</b> <b>and Highly Ductile Members</b>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{mod}$ Moderately Ductile Members	
<b>Stiffened Elements</b>				
Webs of built-up box sections used as EBF links	$h/t$	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Webs of H-Pile sections	$h/t_w$	not applicable	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Walls of round HSS	$D/t$	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y} \text{ [K]}$	
<b>Composite</b>				
Walls of rectangular filled composite members	$b/t$	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Walls of round filled composite members	$D/t$	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

$$\lambda_{hd} := 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \quad \text{Lím. elem. alta ductilidad}$$

$$\lambda_{hd} = 33.988$$

$$\lambda := \frac{b - 2 \cdot t}{t}$$

$$\lambda = 24.667$$

if( $\lambda_{hd} > \lambda$ , “Compacta”, “No Compacta”) = “Compacta”

## VIGA PRINCIPAL

### Materiales considerados para el diseño Acero ASTM A572 grado 50

$$F_y := 3515.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Límite de fluencia} \quad R_y := 1.1 \quad \text{Factor de sobrerresistencia.}$$

$$E := 2038902 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

$$d_a := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densidad del acero}$$

### Sección del perfil

$$b_f := 22 \text{ cm}$$

$$t_f := 1.5 \text{ cm}$$

$$h := 44 \text{ cm}$$

$$t_w := 1.2 \text{ cm}$$

Área de sección

$$A_s := b_f \cdot t_f \cdot 2 + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 115.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 115.2 \text{ cm}^2$$

Masa por metro

$$m_a := A_s \cdot d_a = 90.432 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso por metro

$$w_a := m_a \cdot 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 886.867 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Inercias

Inercia en X

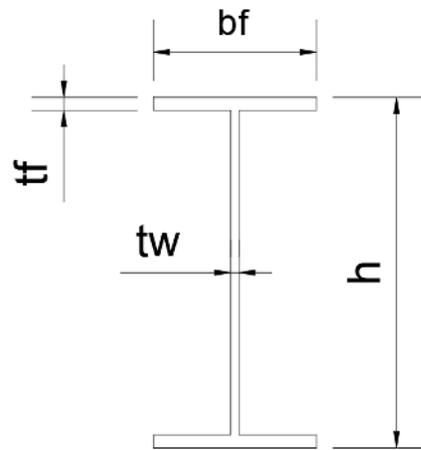
$$I_x := \frac{(b_f \cdot h^3)}{12} - \frac{((b_f - t_w) (h - 2 \cdot t_f)^3)}{12} = 36707.6 \text{ cm}^4$$

Inercia en Y

$$I_y := \frac{(t_f \cdot b_f^3) \cdot 2}{12} - \frac{((h - 2 \cdot t_f) t_w^3)}{12} = 2656.096 \text{ cm}^4$$

Módulo elástico en X

$$S_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} = 1668.527 \text{ cm}^3$$



## VIGA PRINCIPAL

Módulo elástico en Y

$$S_y := \frac{2 \cdot I_y}{bf} = 241.463 \text{ cm}^3$$

Módulo plástico en X

$$Z_x := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + tw \cdot \frac{(h - tf)^2}{4} = 1944.375 \text{ cm}^3$$

Módulo plástico en Y

$$Z_y := tf \cdot \frac{bf^2}{2} + (h - tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 378.3 \text{ cm}^3$$

Radio de giro en X

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = 17.851 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y

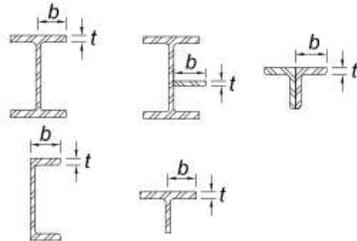
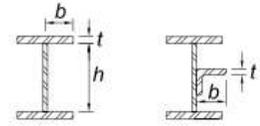
$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 4.802 \text{ cm}$$

## VIGA PRINCIPAL

### Cálculos de resistencia de la viga

#### Pandeo local

#### Elementos esbeltos en compresión

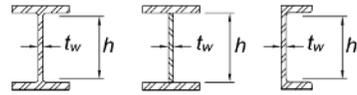
Ala Tabla B4.1b AISC 360				
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	

Límite de esbeltez en el ala

$$\lambda_{ala} := 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.413$$

$$\lambda_a := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 7.333 \quad \text{Relación ancho espesor del elemento}$$

**if**( $\lambda_a > \lambda_{ala}$ , “No Esbelto”, “Esbelto”) = “Esbelto”

Alma				
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{alma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.884$$

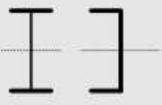
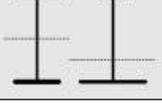
$$h_w := h - 2 \cdot tf$$

$$h_w = 41 \text{ cm}$$

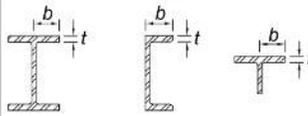
$$\lambda_l := \frac{h_w}{t_w} = 34.167$$

**if**( $\lambda_l > \lambda_{alma}$ , “No Esbelto”, “Esbelto”) = “Esbelto”

## VIGA PRINCIPAL

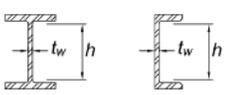
TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY

### Elementos esbeltos a flexión

Ala					
Case	Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/ noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_{pa} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.152 \quad \text{Lím. elem. compactos}$$

if( $\lambda_{pa} > \lambda_a$ , “Compacta”, “No Compacta”) = “Compacta”

Alma					
Case	Description of Element	Width-to- Thick- ness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/ noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/ slender)	
15	Webs of doubly symmetric I- shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

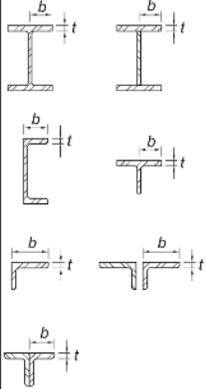
## VIGA PRINCIPAL

$$\lambda_{pl} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.553$$

if( $\lambda_{pl} > \lambda$ , “Compacta”, “No Compacta”) = “Compacta”

### Límites ancho - espesor AISC 341

### Elementos sometidos a compresión - Elementos de alta ductilidad

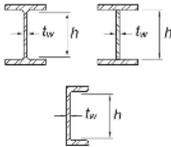
Ala Table D1.1 AISC 341				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

$$\lambda_{hdf} := 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \quad \text{Lím. elem. alta ductilidad}$$

$$\lambda_{hdf} = 7.348$$

if( $\lambda_{hdf} > \lambda_a$ , “Alta Ductilidad”, “Moderada Ductilidad”) = “Alta Ductilidad”

## VIGA PRINCIPAL

<b>Alma</b>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	$h/t_w$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

$$\lambda_{hdw} := 1.57 \sqrt[2]{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \quad \text{Lím. elem. alta ductilidad}$$

$$\lambda_{hdw} = 36.051$$

**if**( $\lambda_{hdw} > \lambda_l$ , “Alta Ductilidad”, “Moderada Ductilidad”) = “Alta Ductilidad”

## CALCULO DE CONEXIÓN COLUMNA VIGA

### Datos de longitud de vigas

longitud de la viga a la izquierda del nudo

$$L_d := 3 \text{ m}$$

longitud de la viga a la derecha del nudo

$$L_z := 9 \text{ m}$$

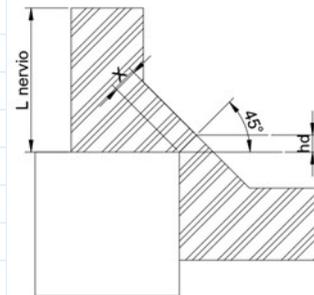
$$L_{max} := \max(L_d, L_z) = 9 \text{ m}$$

Longitud desde la cara de la columna al punto inflexión del momento

$$L_{diseño} := \frac{L_{max}}{5} = 1.8 \text{ m}$$

Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión del momento

$$L_{nervio} := 45 \text{ cm} \quad \text{Valor a ingresar}$$



### Datos del acero

$$f_{ya} := 3515.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{limite de fluencia}$$

$$f_u := 4569.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{limite de ruptura}$$

$$E := 2038902 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

### Datos del hormigón

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del hormigón}$$

$$E_c := 12600 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 195198.361 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Modulo elástico del concreto}$$

### Datos de la columna

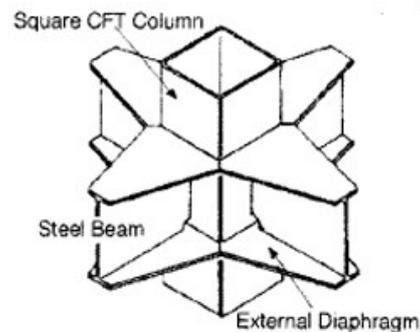
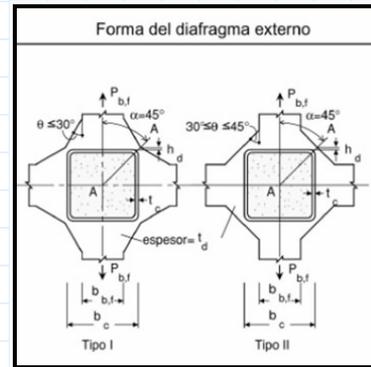
$$bc := 40 \text{ cm} \quad \text{base}$$

$$e := 1.50 \text{ cm} \quad \text{espesor}$$

$$hc := 40 \text{ cm} \quad \text{altura}$$

Área de la columna

$$A_{col} := bc \cdot hc - (bc - 2 \cdot e) (hc - 2 \cdot e) = 231 \text{ cm}^2$$



## Datos de la viga

$$bf := 22 \text{ cm} \quad tw := 1.2 \text{ cm}$$

$$h := 45 \text{ cm} \quad tf := 1.5 \text{ cm}$$

## Modulo Plástico

$$Zx := bf \cdot tf \cdot (h - tf) + \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2 \cdot tw = 1964.7 \text{ cm}^3$$

$$Zy := bf^2 \cdot \frac{tf}{2} + (h - 2 \cdot tf) \cdot \frac{tw^2}{4} = 378.12 \text{ cm}^3$$

$$Zbx := \max(Zx, Zy) = 1964.7 \text{ cm}^3$$

## Cálculo de Mpr Momento máximo probable de la viga mas critica AISC 358

$$Ry := 1.1 \quad \text{Coeficiente del acero}$$

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable ( $R_y$ )
ASTM A36	1.3
ASTM A572 Gr 50	1.1
ASTM A588 Gr 50	1.15

$$Hormi := 1$$

Tener en cuenta 0 Sin hormigón relleno  
y 1 con hormigón relleno

Condiciones que se deben cumplir en caso de rellenar con hormigón

$$Ag > 4\%, f'c > 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \dots$$

$$Ag := \frac{Acol}{hc \cdot bc} \cdot 100 = 14.438$$

$$\text{if} \left( Ag > \frac{4}{100}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"} \right) = \text{"CUMPLE"}$$

Área del concreto

$$Ac := (bc - 2 \cdot e) \cdot (hc - 2 \cdot e) = 1369 \text{ cm}^2$$

fluencia de la sección compuesta

$$fym := fya + 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{Ac}{Acol} = 4724.337 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Em := E + 0.4 \cdot Ec \cdot \frac{Ac}{Acol} = 2501631.967 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := \begin{cases} \text{if } Hormi = 1 \\ \quad \parallel \max(E_m, E) \\ \text{else} \\ \quad \parallel E \end{cases} = 2501631.967 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := \begin{cases} \text{if } Hormi = 1 \\ \quad \parallel \max(f_{ym}, f_{ya}) \\ \text{else} \\ \quad \parallel f_{ya} \end{cases} = 4724.337 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Factor de fuerza de conexión

$$C_{pr} := \frac{f_y + f_u}{2 f_y} = 0.984$$

if( $C_{pr} \leq 1.2$ , "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot f_{ya} \cdot Z_{bx} = 74.731 \text{ tonnef} \cdot m$$

### Momento de la cara de la columna

$$M_{cf} := \frac{L_{max}}{L_{max} - L_{nerv}} \cdot M_{pr} \cdot 1.3 = 102.264 \text{ tonnef} \cdot m$$

### Carga axial en ala de tracción

Espesor de la placa del diafragma externo

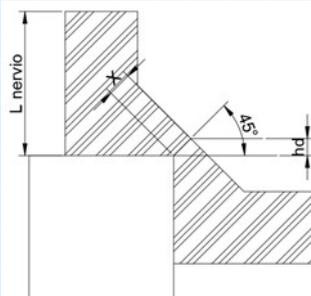
$$t_d := 1.6 \text{ cm}$$

valor asumido

$$x := 7 \text{ cm}$$

$$h_d := \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot x = 4.95 \text{ cm}$$

$$P_{df} := 2.86 (4 e + t_d) e \cdot f_{ya} + 3.3 h_d \cdot t_d \cdot f_{ya} = 206.487 \text{ tonnef}$$



### Momento último soportado por las alas de la viga y el diafragma

$$h_{iz} := h = 45 \text{ cm}$$

$$t_{bfiz} := 1.5 \text{ cm}$$

$$hde := hiz = 45 \text{ cm}$$

$$tdfd := tbfiz = 1.5 \text{ cm}$$

$$Mbfu := Pdf \cdot (hiz - tbfiz) = 89.822 \text{ tonnef} \cdot m$$

### **Momento Ultimo soportado por el alma**

$$bj := bc - 2 \cdot e = 37 \text{ cm}$$

$$dj := h - 2 \cdot td = 41.8 \text{ cm}$$

$$m_1 := \frac{4 \cdot e}{dj} \cdot \sqrt{\frac{bj \cdot fy}{tw \cdot fy}}$$

$$m_1 = 0.797$$

$$Zplbwn := \frac{tw \cdot (h - (2 \cdot tf))^2}{4} = 529.2 \text{ cm}^3$$

$$Mbwu := m_1 \cdot Zplbwn \cdot fya = 14.828 \text{ tonnef} \cdot m$$

### **Verificación de la resistencia a la flexión soportada por la unión en la cara de la columna**

$$Mjcf := Mbfu + Mbwu = 104.65 \text{ tonnef} \cdot m$$

**if**( $Mjcf \geq Mcf$ , "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

### **Chequeo del Patín**

$$Elec := 70 \text{ ksi} \quad \text{valor asumido de acuerdo al tipo de material y espesor}$$

### **Resistencia soldada CJP viga -columna**

$$VC := Elec \cdot bf \cdot tf = 162.409 \text{ tonnef}$$

### **Resistencia soldada CJP DIAFRAGMA -COLUMNNA**

$$DC := Elec \cdot bc \cdot td = 314.975 \text{ tonnef}$$

### Resistencia total a soldadura

$$RsCJP := VC + DC = 477.384 \text{ tonnef}$$

$\text{if}(RsCJP > Pdf, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$

### Chequeo de Filete

$$easumido := \min(td, tf) = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Espesor asumido}$$

Garganta

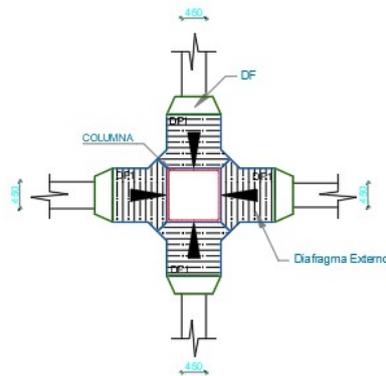
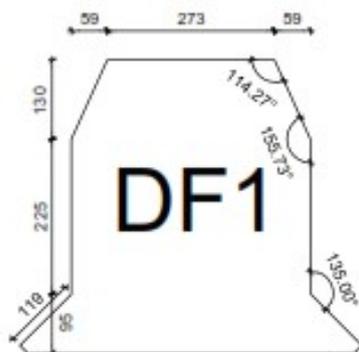
$$g := \text{if}(easumido < 0.6 \text{ cm}, easumido, easumido - 0.2 \text{ cm}) = 1.3 \text{ cm}$$

### Resistencia viga-diafragma considerando 2 filetes y uno perpendicular debajo del diafragma

$$RsVfilete := 0.32 \cdot (Elec \cdot g \cdot Lnerve \cdot 2) + 0.32 (Elec \cdot g \cdot bf) \cdot 1.5 = 251.823 \text{ tonnef}$$

$\text{if}(RsVfilete < Pdf, \text{"NECESITA PLACA ADICIONAL"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$

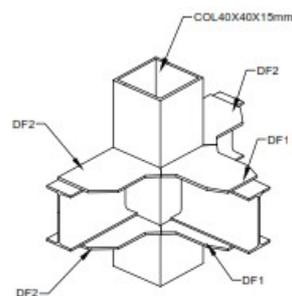
### DISEÑO DE DIAFRAGMA



$$td = 1.6 \text{ cm}$$

$$Lnerve = 45 \text{ cm}$$

$$hd = 4.95 \text{ cm}$$



### **Chequeo Columna Fuerte - Viga Débil**

$$A_{gc} := (bc \cdot hc) - ((bc - (e \cdot 2)) \cdot (hc - (e \cdot 2))) = 231 \text{ cm}^2$$

$$A_{gc} > 4\%$$

$$\frac{A_{gc}}{bc \cdot hc} \cdot 100 = 14.438 \quad \text{Cumple}$$

$$p_{ac} := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{peso específico del acero}$$

Peso de la columna

$$W := \frac{A_{gc} \cdot p_{ac}}{10000} = 181.335 \text{ kg} \quad \text{cada metro lineal}$$

Inercia de la columna sentido x

$$I_{cx} := \frac{(bc \cdot hc^3)}{12} - \frac{(bc - (2 \cdot e)) \cdot (hc - (2 \cdot e))^3}{12} = 57153.25 \text{ cm}^4$$

Inercia de la columna sentido y

$$I_{cy} := \frac{(bc \cdot hc^3)}{12} - \frac{(bc - (2 \cdot e)) \cdot (hc - (2 \cdot e))^3}{12} = 57153.25 \text{ cm}^4$$

radio de la columna sentido x

$$r_{cx} := \sqrt[2]{\frac{I_{cx}}{A_{gc}}} = 15.729 \text{ cm}$$

radio de la columna sentido y

$$r_{cy} := \sqrt[2]{\frac{I_{cy}}{A_{gc}}} = 15.729 \text{ cm}$$

Capacidad de la columna

$$L_c := 300 \text{ cm}$$

Esbeltez en x

$$E_{sbx} := 1 \cdot \frac{(L_c)}{r_{cx}} = 19.072$$

Esbeltez en y

$$E_{sby} := 1 \cdot \frac{(L_c)}{r_{cy}} = 19.072$$

Esfuerzo de Euler

$$f_{ex} := \frac{\pi^2 E}{Esbx^2} = 67874.963 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{sentido x}$$

$$f_{ey} := \frac{\pi^2 E}{Esby^2} = 67874.963 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{sentido y}$$

### Capacidad de la columna en X

$$P_{nx} := \begin{cases} \text{if } Esbx < 4.71 \cdot \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} \\ \left\| \left(0.658 \left(\frac{f_y}{f_{ex}}\right) \cdot (f_y \cdot 0.9 \cdot Agc)\right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| (0.877 \cdot f_{ex} \cdot 0.9 \cdot Agc) \right\| \end{cases} = 953.989 \text{ tonnef}$$

### Capacidad de la columna en Y

$$P_{ny} := \begin{cases} \text{if } Esby < 4.71 \cdot \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} \\ \left\| \left(0.658 \left(\frac{f_y}{f_{ey}}\right) \cdot (f_y \cdot 0.9 \cdot Agc)\right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| (0.877 \cdot f_{ey} \cdot 0.9 \cdot Agc) \right\| \end{cases} = 953.989 \text{ tonnef}$$

$$p_{nc}(etabs) := 1140 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial de demanda

$$P_u := 134.18 \text{ tonnef}$$

Momento de diseño en x

$$M_{u33} := 13.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño en y

$$M_{u22} := 0.20 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Chequeo tabla D1.1 AISC 341-16 (PG 63)

#### Elementos Atiesados

Altura de la sección transversal

$$h_{ast} := 37 \text{ cm}$$

Relación ancho espesor

$$\frac{hast}{e} = 24.667$$

Fuerza axial de fluencia

$$P_y := R_y \cdot f_y \cdot A_{gc} = 1200.454 \text{ tonnef}$$

Relación entre  $P_u/P_y$

$$C_a := \frac{P_u}{0.9 \cdot P_y} = 0.124$$

Constante

$$a := \sqrt[2]{\frac{E}{R_y \cdot f_y}} = 21.94$$

Altamente dúctil - sísmica

$$\lambda_{hd} := 1.48 \cdot a = 32.472$$

Moderadamente dúctil - compacta

$$\lambda_{md} := 2.37 \cdot a = 51.999$$

Chequeo D/C

Capacidad de la columna resistente a la compresión

$$P_r := P_{nx} = 953.989 \text{ tonnef}$$

Demanda / Capacidad

$$\frac{P_u}{P_r} = 0.141 \quad \text{Cumple}$$

**Momentos Plásticos de Columna**

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left( F_{yc} - \alpha_s \frac{P_r}{A_g} \right)$$

Sentido x

$$Z_{33} := \frac{e \cdot hc^2}{2} + (e \cdot (bc - 2 \cdot e) \cdot (hc - e)) = 3336.75 \text{ cm}^3$$

Sentido y

$$Z_{22} := \frac{e \cdot hc^2}{2} + (e \cdot (bc - 2 \cdot e) \cdot (hc - e)) = 3336.75 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_s := 1 \quad \text{constante}$$

Esfuerzo de compresión REQUERIDO del piso superior de la unión

$$Pr1 := 89.76 \text{ tonnef}$$

Esfuerzo de compresión REQUERIDO del piso superior de la unión

$$Pr2 := 46.49 \text{ tonnef}$$

$$Z_{escogido} := Z_{33} = 3336.75 \text{ cm}^3$$

Momento plástico de la columna POR ENCIMA del nudo

$$Mp1 := Z_{escogido} \cdot \left( f_{ya} - \left( \frac{Pr1}{A_{gc}} \right) \right) = 104.333 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Mp2 := Z_{escogido} \cdot \left( f_{ya} - \left( \frac{Pr2}{A_{gc}} \right) \right) = 110.583 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### **Momento adicional causado por cortante**

Viga izquierda del nudo

$$Lvizqu := 9 \text{ m} \quad \text{Longitud}$$

Distancia donde se espera formar la rotula plástica

$$L_{plast} := 0.05 \cdot Lvizqu = 0.45 \text{ m}$$

Fuerza constante derivada del software

$$Vu1 := 25.12 \text{ tonnef}$$

Momento causado por cortante

$$Mv1 := Vu1 \cdot L_{plast} = 11.304 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Mpb1 := Mv1 + Mpr = 86.035 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Viga derecha del nudo

$$Lvder := 3 \text{ m} \quad \text{Longitud}$$

Distancia donde se espera formar la rotula plástica

$$Lplastd := 0.05 \cdot Lvder = 0.15 \text{ m}$$

Fuerza constante derivada del software

$$Vu2 := 6.93 \text{ tonnef}$$

Momento causado por cortante

$$Mv2 := Vu2 \cdot Lplastd = 1.04 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Mpb2 := Mv2 + Mpr = 75.771 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos plásticos en columnas

$$Mpct := Mp1 + Mp2 = 214.916 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos cortantes

$$Mpb2 := Mpb1 + Mpb2 = 161.806 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{Mpct}{Mpb2} > 1$$

$$\frac{Mpct}{Mpb2} = 1.328 \quad \text{cumple condición columna fuerte viga débil}$$

## DISEÑO DE LA PLACA BASE

### Propiedades de los materiales

Resistencia del hormigón

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de placa base

$$F_y := 3515.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Límite de fluencia}$$

Thickness ( $t_p$ )	Plate Availability
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36

<sup>[a]</sup> Preferred material specification

### Definición del perfil tubular

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

### Solicitaciones de diseño

$$M_1 := 1.308 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := 35.377 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_u := 216.3067 \text{ tonnef}$$

$$M_u := M_1 + M_2$$

$$M_u = 36.685 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Factor de reducción

$$\phi := 0.65$$

$$sa := 75 \text{ mm}$$

Distancia del borde al centro  
del perno

Tamaño de la placa base

$$N := h + (2) \cdot sa = 55 \text{ cm}$$

Con estos valores se empezara el análisis de la placa base

$$B := b + (2) \cdot sa = 55 \text{ cm}$$

Determine  $e$  y  $e_{crit}$  y comprobar la desigualdad en entre estos para ver si hay solución.

$$A_1 := N \cdot B = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_2 := A_1$$

$$f_{pmax} := \begin{cases} \text{if } \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \\ \quad \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ \text{else} \\ \quad \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \end{cases}$$

$$f_{pmax} = 132.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de soporte

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 7293 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

esfuerzo del hormigón como soporte

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 16.96 \text{ cm}$$

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 12.67 \text{ cm}$$

**if ( $e > e_{crit}$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**

Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción

$$f := \frac{N}{2} - sa = 20 \text{ cm}$$

$$A_d := \left( f + \frac{N}{2} \right)^2 = 2256.25 \text{ cm}^2$$

$$B_d := \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}} = 2192.413 \text{ cm}^2$$

**if ( $A_d \geq B_d$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**

Pedestal de hormigón:

$$H_{pedestal} := 65 \text{ cm}$$

Valor asumido

$$B_{pedestal} := 65 \text{ cm}$$

Valor asumido

$$A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 4225 \text{ cm}^2$$

**if**( $A_2 \geq A_1$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Nota: Se recomienda que siempre el área del hormigón sea mayor que el área de la placa base por temas constructivos para disponer de espacio para insertar el hormigón.

Determinar la longitud portante "Y" y la tensión de la barra de anclaje.

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 55.49 \text{ cm}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 39.51 \text{ cm}$$

Se escoge el menor de los dos resultados.

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 39.51 \text{ cm}$$

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_u = 71.841 \text{ tonnef}$$

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 401.115 \text{ tonnef}$$

**if**( $P_u \leq \phi P_p$ , "OK ", "Redimensionar") = "OK "

Demanda/Capacidad

$$\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.539$$

Cálculo espesor de la placa

Interfaz portante

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot h}{2} = 8.5 \text{ cm}$$

**if**( $Y \geq m$ , "OK ", "Redimensionar") = "OK "

$$t_{p1} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{Fy}}$$

$$t_{p1} = 24.763 \text{ mm}$$

Interfaz tensión

$$x := \frac{N}{2} - \frac{h}{2} = 1.5 \text{ in} = 3.69 \text{ cm}$$

$$t_{p2} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot Fy}}$$

$$t_{p2} = 24.707 \text{ mm}$$

Verificar el espesor utilizando n

$$n := \frac{B - 0.95 \cdot b}{2} = 8.5 \text{ cm}$$

$$t_{p3} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{Fy}}$$

$$t_{p3} = 24.763 \text{ mm}$$

$$t_p := \max(t_{p1}, t_{p2}, t_{p3}) = 24.763 \text{ mm}$$

$$\text{Round}(t_p, 1 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

## Diseño de varilla de anclaje

Verificación de la resistencia a la tracción

Diámetro de perno seleccionado

$$d_a := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Área del perno

$$A_a := \frac{\pi \cdot d_a^2}{4}$$

$$A_a = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t := 0.75$$

Tracción total columna tubular:

$$T_u = 71.841 \text{ tonnef}$$

Aquí se plantea el uso del numero de barras que trabajaran la AISC propone un mínimo de 2 barras por lado o cara de columna estructural.

Número de anclaje sometidos a corte

$$n_v := 3$$

Valor de ingreso

Tracción por cada perno:

$$T_p := \frac{T_u}{n_v} = 23.947 \text{ tonnef}$$

Solicitud de corte:

$$V_u := 24.31 \text{ tonnef}$$

Valor del análisis estructural

Diámetro de perno seleccionado

$$d_p := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Área del perno

$$A_p := \frac{\pi \cdot d_p^2}{4}$$

$$A_p = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{t_o} := 0.75$$

Rod Diameter, in.	Rod Area, $A_r$ , in <sup>2</sup>	Bearing Area, in <sup>2</sup>	Concrete Pullout Strength, $\phi N_p$		
			Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.22	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.50	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.81	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.23	2.24	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.77	3.13	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.41	4.17	70.0	93.4	117
2	3.14	5.35	90.0	120	150
2 1/4	3.98	6.69	112	150	187
2 1/2	4.91	8.17	137	183	229
2 3/4	5.94	9.80	165	220	274
3	7.07	11.4	191	254	318
3 1/4	8.30	13.3	223	297	372
3 1/2	9.62	15.3	257	343	429
3 3/4	11.0	17.5	294	393	491
4	12.6	19.9	334	445	557

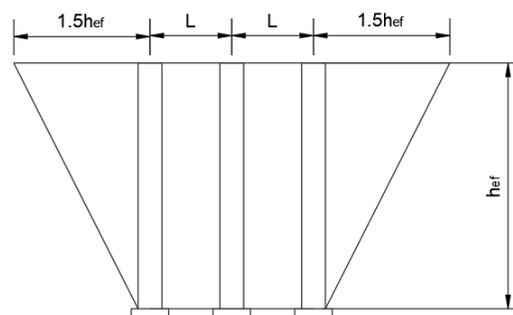
$$F_{barra} := 25.4 \text{ kip}$$

Para completar el diseño se debe determinar la longitud de empotramiento de las barras de anclaje

$$h_{ef} > 11 \text{ in}$$

$$h_{ef} := 45 \text{ cm}$$

$$L := 15 \text{ cm}$$



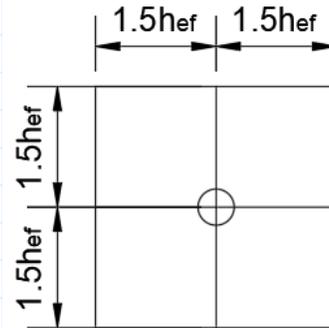
$$L_2 := 2 \cdot L = 30 \text{ cm}$$

$$L_1 := 15 \text{ cm}$$

Valor a ingresar

$$A_N := (3 \cdot h_{ef} + L_2) \cdot (3 \cdot h_{ef} + L_1) = 24750 \text{ cm}^2$$

$$A_{N0} := (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = 18225 \text{ cm}^2$$



Calcular la resistencia al desprendimiento del hormigón

$$\Psi_3 := 1.25 \quad f'c_1 := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Phi := 0.7$$

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot \left( \sqrt{f'c_1} \cdot \left( 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \text{cm} \right) \right) \cdot h_{ef}^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}^{\frac{5}{3}}} \cdot \left( \frac{A_N}{A_{N0}} \right) = 167685.501 \text{ kgf}$$

$$(\phi N_{cbg1}) = 167685.501 \text{ kgf}$$

if  $(\phi N_{cbg1} > F_{barra}, \text{“Cumple”}, \text{“Rediseñar”}) = \text{“Cumple”}$

**Análisis de corte usando el hormigón.**

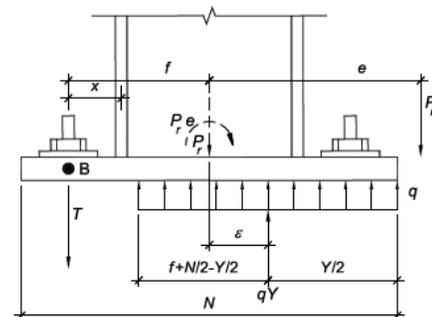
$$V_{ul} := 24.31 \text{ tonnef} \quad \text{Valor del análisis estructural}$$

$$A_{brg} := t_p \cdot N = 136.195 \text{ cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$R_c := 0.6 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_{brg} = 16670.237 \text{ kgf}$$

Corte que se distribuye en la columna y el borde del soporte



$$V_c := V_u - R_c = 7639.763 \text{ kgf}$$

$$A_{brg1} := \frac{V_c}{0.6 \cdot 0.85 \cdot f'_c} = 62.416 \text{ cm}^2$$

Área que soportara corte en la columna.

Por lo tanto la altura embebida de hormigón de columna a partir de la placa es

$$Y_{ala} := \frac{A_{brg1}}{b} = 1.56 \text{ cm}$$

Por lo tanto la altura embebida desde del soporte de hormigón hasta la columna metálica es

$$h_{embebida1} := Y_{ala} + t_p = 4.037 \text{ cm}$$

$$h_{embebida} := 5 \text{ cm}$$

### **Distancia al corte desde la placa hasta las barras de anclaje**

Resistencia al corte de la barra de anclaje es

### **Resistencia al corte de la barra**

$$F_u := 58 \text{ ksi}$$

$$\phi_s := 0.75 \quad \text{Esfuerzo a tensión de una barra grado 36 tabla 2.2}$$

$$\Phi_s R_n := \phi_s \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_a = 3486.803 \text{ kgf}$$

Para "n" Numero de barras total del sistema seria igual a:

$$n_{total} := 12$$

Capacidad total de resistencia al corte en las barras de anclaje

$$\Phi_s R_{nT} := \Phi_s R_n \cdot n_{total} = 41841.635 \text{ kgf}$$

$$c_1 := 7.5 \text{ cm}$$

Valor de entrada, distancia del centro de la barra de anclaje al borde del hormigón

$$s := 10 \text{ cm}$$

Separación de las barras de anclaje en una línea de grupo

$$m = 8.5 \text{ cm}$$

$$n = 8.5 \text{ cm}$$

$$\frac{n}{m} = 1 \quad 1.35 < 1.50, \text{ por lo tanto, no controla}$$

$$\Psi_6 := 0.7 + \frac{0.3 \cdot n}{1.5 \cdot m} = 0.9 \quad (\text{no limitado por la invasión lateral})$$

$$A_{v0} := 4.5 \cdot c_1^2 = 253.125 \text{ cm}^2$$

$$A_v := 4.5 \cdot c_1^2 + s \cdot (1.5 \cdot c_1) = 365.625 \text{ cm}^2$$

$$d_0 := 2 \text{ cm}$$

$$\Phi V_{cbg1} := 10.4 \cdot \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \Psi_6 \cdot \sqrt{d_0} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}^{\frac{1}{2}}} \sqrt{f' c_1} \cdot 1 \text{ kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{cm} \cdot c_1^{1.5} \cdot \frac{1}{1 \text{ cm}^{1.5}} = 6084 \text{ kgf}$$

$$(\Phi V_{cbg1}) = 6084 \text{ kgf}$$

if  $(\Phi_s R_{nT} > \Phi V_{cbg1}, \text{“Cumple”}, \text{“Rediseñe”}) = \text{“Cumple”}$

## CALCULO DE CIMENTACIONES

Momento de diseño

$$M_1 := 5.23 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_U := M_1 = 5.23 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento ultimo}$$

Carga de Servicio

$$P_1 := 136.65 \text{ tonnef}$$

Carga ultima

$$P_u := P_1 = 136.65 \text{ tonnef}$$

$$q_{adm} := 24.30 \frac{\text{tonnef}}{m^2} \quad \text{Estudio de suelos}$$

### Propiedades de los materiales

Acero ASTM 572 GD. 50

$$f_{ya} := 3515.35 \frac{\text{kgf}}{cm^2} \quad E := 2038902 \frac{\text{kgf}}{cm^2}$$

### Hormigón armado

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{cm^2} \quad \text{Resistencia del hormigón}$$

$$E_c := 12600 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{cm^2}} = 195198.361 \frac{\text{kgf}}{cm^2} \quad \text{Modulo elástico del concreto}$$

### Dimensiones de la placa base

$$N := 55 \text{ cm}$$

$$B := 55 \text{ cm}$$

$$A_{pla} := N \cdot B = 0.303 \text{ m}^2$$

### Dimensiones de la columna de anclaje

$$B_c := 60 \text{ cm}$$

$$H_c := 60 \text{ cm}$$

$$A_c := B_c \cdot H_c = 0.36 \text{ m}^2$$

### Cimentación excéntrica

Díámetro de varilla

$$\Phi := 18 \text{ mm}$$

Numero de varillas

$$Nv := 12$$

$$f_{y_{\text{hierro}}} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del hierro}$$

$$\gamma_{\text{esp}} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso especifico del hormigón}$$

Datos del suelo

$$\sigma_t := 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a la compresión del suelo}$$

$$\gamma_{\text{su}} := 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso especifico del suelo}$$

Contrapiso

$$s_c := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{peso de contrapiso}$$

$$\gamma_{\text{cp}} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso especifico del contrapiso}$$

Sub-base

$$\gamma_{\text{sb}} := 2.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso especifico de subbase}$$

Datos de la geometría de la zapata

espesor de la sub-base

$$h_{\text{sb}} := 0.4 \text{ m}$$

espesor de la zapata

$$h_{\text{zap}} := 0.70 \text{ m}$$

Profundidad desde el nivel del suelo a la zapata

$$h_{\text{pli}} := 2.50 \text{ m}$$

Altura de contrapiso

$$h_{contra} := 0.15 \text{ m}$$

Capacidad portante del suelo

$$q_e := \sigma_t - h_{sb} \cdot \gamma_{sb} - \gamma_{esp} \cdot h_{zap} - \gamma_{sb} \cdot h_{pli} - \gamma_{cp} \cdot h_{contra} = 0.795 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Excentricidad de la zapata

$$e := \frac{M_U}{P_u} = 0.038 \text{ m}$$

**Dimensiones de la placa base**

$$B_{ZAP} := 2.10 \text{ m}$$

$$L_{ZAP} := B_{ZAP} = 2.1 \text{ m}$$

Área de la zapata

$$A_{zap} := B_{ZAP} \cdot L_{ZAP} = 4.41 \text{ m}^2$$

Inercia de la zapata

$$I := \frac{B_{ZAP} \cdot L_{ZAP}^3}{12} = 1.621 \text{ m}^4$$

$$c := \frac{L_{ZAP}}{2} = 1.05 \text{ m} \quad \text{centroide}$$

Presión máxima

$$\sigma_{max} := \frac{P_u}{A_{zap}} + \frac{M_U \cdot c}{I}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} := 23.04 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{Valor menor al Esfuerzo admisible}$$

Corte

$$\frac{B_{ZAP}}{6} = 0.35 \text{ m}$$

$$\sigma_1 := \sigma_{m\acute{a}x} = 23.04 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 := \sigma_1 = 23.04 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\Phi V_c := 0.85 \cdot 0.53 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{f'c} \cdot L_{ZAP} \cdot h_{zap} \quad \Phi V_{c1} := 60306.455 \text{ kgf}$$

$$\sigma_m := \frac{\left(\frac{B_{ZAP}}{2}\right) \cdot \sigma_1}{B_{ZAP}} = 1.152 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Vu := \frac{(\sigma_1 + \sigma_m) \cdot \frac{B_{ZAP}}{2} \cdot L_{ZAP}}{2} = 38.102 \text{ tonnef}$$

*Punzonamiento*

$$a' := \frac{Bc}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$$bo := 2 \cdot (Bc + 2 \cdot a') + (N + a') + (Bc + 2 \cdot a') = 4.45 \text{ m}$$

**Relación de lados de la columna**

$$\beta_o := \frac{Hc}{Bc} = 1$$

$$Vu' := \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot L_{ZAP} \cdot B_{ZAP}}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot (Bc + 2 \cdot a') (Hc + a')}{2} = 76.723 \text{ tonnef}$$

$$\Phi Vc2 := 0.85 \cdot \left(0.53 + \frac{1.10}{\beta_o}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot h_{zap}$$

$$\Phi Vc2' := 56.228 \text{ tonnef} \quad \text{siendo menor que Vu el diseño es aceptado}$$

## **ANEXO 3**

**ESTUDIOS DE SUELOS REALIZADOS PARA EL PROYECTO**



**ING. OSWALDO MANOTOA R.**

ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL  
oswaldomanotoa@hotmail.com  
TELF: 0992743387



# **ENSAYOS DE LABORATORIO**

## **LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**Ing. Oswaldo Manotoa R.**

**PROYECTO: DISEÑO AULAS UNIDAD EDUCATIVA LA SALLE.**

**NOMBRE DEL SECTOR:** Av. Chasquis y Victor Hugo.

**SOLICITA:** Arq. Sandra López

**PROVINCIA – CIUDAD:** Tungurahua – Ambato.

**Ambato, 15 de julio del 2023**



## INDICE

1. ANTECEDENTES.....	4
1.1. DESCRIPCCION.....	4
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. OBJETIVO GENERAL .....	4
1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO .....	4
1.3. ALCANCE.....	4
2. GENERALIDADES.....	5
2.2. DESCRIPCIÓN BÁSICA.....	5
2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO .....	5
2.3. INVESTIGACION DE CAMPO.....	6
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	6
<b>3.1. CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA LOCAL DEL SUELO.....</b>	<b>6</b>
3.2. ANALISIS SISMOTECTÓNICO.....	7
4. ANALISIS A LIMITE DE FALLA Y CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.	8
5. COTA DE CIMENTACION.....	10
6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y CORTES.....	10
7. RIESGOS .....	10
8. MUROS.....	10
9. COEFICIENTES DE BALASTO.....	11
10. ASENTAMIENTOS POR CARGAS PERMANENTES O ACCIDENTALES. ....	13
11. VARIACION DE CAPACIDAD ADMISIBLE VS BASE DE LA CIMENTACIÓN	21
12. CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION.....	23
13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	23
14. ANEXOS.....	24
14.1. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT).....	24
14.2. Cuadros de Perforaciones SPT .....	26
14.3. Ensayos Granulométricos.....	28
<b>14.4. Densidad de campo.....</b>	<b>38</b>
14.5. Imágenes.....	39

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Perforación SPT 1.....	24
Tabla 2. Perforación SPT 2.....	25
Tabla 3 Cuadro de Datos P1 .....	26
Tabla 4 Cuadro de Datos P2 .....	27
Tabla 5 Ensayos Granulométricos P1 de -0.50 a -1.00 .....	28
Tabla 6 Ensayos Granulométricos P1 de -1.00 a -2.00 .....	29
Tabla 7 Ensayos Granulométricos P1 de -2.00 a -3.00 .....	30
Tabla 8 Ensayos Granulométricos P1 de -3.00 a -4.00 .....	31
Tabla 9 Ensayos Granulométricos P2 de -0.50 a -1.00 m .....	32
Tabla 10 Ensayos Granulométricos P2 de -1.00 a -2.00 m .....	33
Tabla 11 Ensayos Granulométricos P2 de -2.00 a -3.00 m .....	36
Tabla 12 Ensayos Granulométricos P2 de -3.00 a -4.00 m .....	37
Tabla 13. Densidad de campo.....	38



**ING. OSWALDO MANOTOA R.**

ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL  
oswaldomanotoa@hotmail.com  
TELF: 0992743387



INDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 Ubicación, Ciudad de Ambato, Av. Chasquis y Victor Hugo ..... 5



## **1. ANTECEDENTES.**

### **1.1. DESCRIPCCION**

El presente estudio describe de manera particular las características estratigráficas y mecánicas del suelo del sector de implantación del proyecto “Diseño Aulas Unidad Educativa la Salle”, actualmente se encuentra en suelo natural.

Se realizan los estudios en el sector del Ciudad de Ambato, parroquia Huachi Chico, Av. Chasquis y Victor Hugo.

## **1.2. OBJETIVOS.**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

-Realizar perforaciones y estudios suelos sobre el área de implantación de las obras a proyectarse, determinando en lo posible características mecánicas de los estratos y su capacidad portante para la implantación de Aulas de tres plantas. El Proyecto consiste en la Construcción una estructura de tres plantas cuya columna más cargada, tiene una carga de servicio de 55,34 Tn (553,40 KN), y clasifica como una construcción de categoría baja.

### **1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO**

- Ensayar en laboratorio las condiciones mecánicas geotécnicas de todas las muestras resultantes de las perforaciones.
- Identificar las unidades estratigráficas del horizonte de implantación de la cimentación.
- Calcular los asentamientos y parámetros físico-mecánicos y estimar el tipo de cimentación.
- Determinar las características geotécnicas de cada sector.

## **1.3. ALCANCE.**

La presente memoria técnica contempla un estudio geotécnico puntual de los estratos de implantación de la cimentación proyectada; abarca la clasificación SUCS de todos los estratos encontrados, las características hidrogeológicas (nivel freático), los registros de perforación, y la determinación de capacidades portantes y asentamientos para los diferentes tipos de cimentación en función de la profundidad.

Así también, el estudio recomienda un diseño de cimentación acorde a las solicitudes aproximadas, con las secciones mínimas y consideraciones puntuales de uso de mejoramiento en casos que lo amerite.



## 2. GENERALIDADES

### 2.2. DESCRIPCIÓN BÁSICA

El objeto del estudio de suelos y su recomendación a nivel de fundación es adecuar el medio y utilizar el sistema correcto de cimentación para que las cargas de la estructura se transmitan al terreno, produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos o con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

Se realizaron 2 ensayos SPT, pues no existe espacio físico para una tercera perforación, para determinar su capacidad portante, en zonas particulares donde se requiera un estudio más profundizado y detallado para la cimentación

### 2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en la Provincia de Tungurahua, Ciudad de Ambato.

**Fotografía 1 Ubicación, Ciudad de Ambato, Av. Chasquis y Victor Hugo**



### 2.3. INVESTIGACION DE CAMPO.

Con el fin de encontrar las características físicas y mecánicas de los estratos que comprenden el subsuelo de la zona de estudio se realizaron las siguientes investigaciones:

Perforación SPT	(COORDENADAS)		Cota	PROF.	NORMA REFERENCIA
	E	N	m.s.n.m	(m)	
P1				6.00	ASTM D1586-67
P2				6.00	

En las perforaciones P1, P2 se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) cada metro; con la cuchara bi-partida, se recuperaron muestras de todos los estratos atravesados. Después de superar los 50 golpes con el muestreo, se emplea la punta de diamante para confirmación de la resistencia del estrato

En todas las muestras alteradas recuperadas se realizó la descripción Visual - Manual de campo, según lo establecido en la norma ASTM D 2488, identificando en forma preliminar cada facie estratigráfica. Las muestras recuperadas fueron etiquetadas, embaladas y transportadas al laboratorio de Suelos, como indica la norma ASTM D 4220.

### 2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos, en las muestras seleccionadas se efectuaron ensayos de laboratorio, respetando los procedimientos determinados en las normas respectivas.

Las muestras seleccionadas corresponden a los estratos representativos de los suelos encontrados, en las que se realizó ensayos de identificación y clasificación SUCS:

- Humedad Natural ASTM D 221
- Granulometría por Vía Húmeda ASTM D 422
- Clasificación SUCS ASTM D 2487
- Límite Líquido (ASTM D-4318).
- Ensayo DCP (ASTM D-6051-03).
- Ensayo S.P.T (ASTM D-1586)

Los ensayos se encuentran detallados en los anexos de los resultados de Ensayos de Laboratorio

### 3.1. CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA LOCAL DEL SUELO.

En el área de estudio se realizó dos sondeos SPT, con el propósito de determinar la estratigrafía y las características geotécnicas de los materiales. A continuación, incluimos una síntesis estratigráfica:



## Perforación N° 1, 2

Se determina la presencia de SM Arenas limosas sueltas desde el nivel -0.00 hasta el nivel -1,50 m, Luego se detectan SM Arenas limosas densas a muy densas desde el nivel -1,50 hasta el nivel -6,00 m y donde se determinó rechazo, los contenidos de humedad son normales que van desde 10,53 y llegan a 17,83 %. No se detecta nivel freático. El número de golpes en el ensayo de S.P.T es variable en función de la altura que va desde 8 hasta 90 en su parte inferior.

### 3.2. ANALISIS SISMOTECTÓNICO.

Las evaluaciones realizadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS 2015), zonifican al País en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Según esa zonificación, el área del proyecto se encuentra en zona sísmica V en la cual se aplica un factor sísmico de 0,4g, como se representa.

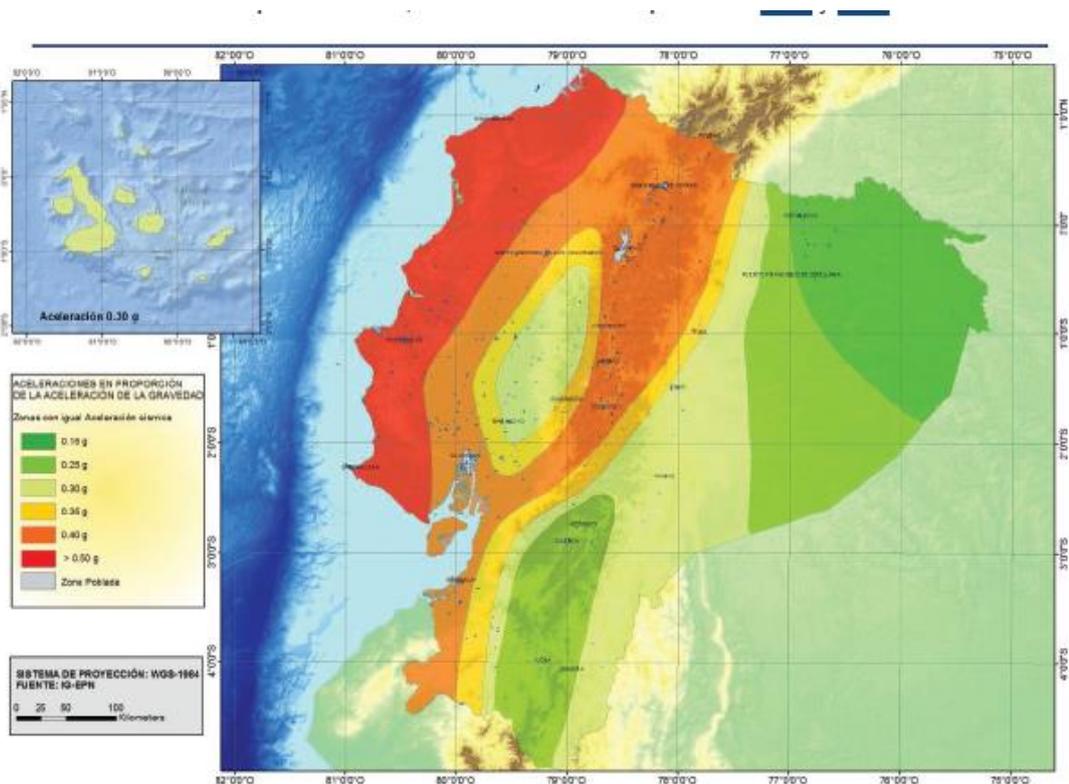


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El número de golpes promediado calculado esta entre 15 a 50, lo que equivale a un suelo tipo D. El sitio del proyecto se ubica en la zona V por lo que los Factores de amplificación dinámica del sitio, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3. Coeficientes de Amplificación Dinámica.

TIPO DE SUELO	ZONA SISMICA	Z	FA	FD	FS
D	V	0.40	1.20	1.19	1.28



## 4. ANALISIS A LIMITE DE FALLA Y CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.

Para hallar la capacidad de carga última, Terzaghi (1948) propuso una ecuación general para la capacidad de carga de una cimentación superficial continua. Para su derivación, se asume que no existe agua en el suelo, que el ángulo de fricción ( $\phi'$ ), la cohesión ( $c'$ ) y el peso específico ( $\gamma$ ) son constantes. Terzaghi también asume que se forma un plano de falla bajo la cimentación y que este empujará al suelo a los costados permitiendo la penetración de la cimentación.

$$q_{\text{último}} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Dónde:

$c'$  = cohesión

$B$  = la base

$\gamma$  = peso específico del suelo

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Muchos autores incluyeron factores de corrección a la ecuación general de capacidad de carga. En la siguiente ecuación se presentan los siguientes factores: forma, profundidad y también si la cimentación está sometida a una carga inclinada.

$$q_{\text{último}} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}$$

Dónde:

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$  = factores de forma

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga

### Perforación N° 1

Se determina la resistencia de la perforación P1, en el nivel -2.00 a partir de la boca de sondeo, con un valor máximo de  **$q_{adm} = 2,43 \text{ kg/cm}^2$  (243,0 KN/m<sup>2</sup>).**


**ANÁLISIS A LÍMITE DE FALLA**

Ejes	Prof. (m)	N60	Angulo de fricción	Cohesión (Ton/m <sup>2</sup> )	Tipo de cimentación	Dimensiones (m)	Area de la cimentación (m <sup>2</sup> )	Carga de contacto (Ton)	Esfuerzo de contacto (Tn/m <sup>2</sup> )	Capacidad última del suelo (Ton/m <sup>2</sup> )	FS
C-7	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	17,98	7,99	73,03	9,1
A-7	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	20,75	9,22	73,03	7,9
A-2	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	21,84	9,71	73,03	7,5
C-5	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	23,48	10,44	73,03	7,0
A-5	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	24,25	10,78	73,03	6,8
A-6	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	24,21	10,76	73,03	6,8
C-6	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	24,88	11,06	73,03	6,6
B-2	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	28,10	12,49	73,03	5,8
A-4	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	29,40	13,07	73,03	5,6
B-7	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	31,47	13,99	73,03	5,2
A-3	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,5*1,50	2,25	33,07	14,70	73,03	5,0
C-3	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	36,99	11,42	73,03	6,4
C-4	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	37,28	11,51	73,03	6,3
B-5	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	43,95	13,56	73,03	5,4
B-6	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	44,52	13,74	73,03	5,3
B-4	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	49,48	15,27	73,03	4,8
B-3	2,0	18	30	0,0	Zapata aislada	1,8*1,80	3,24	55,34	17,08	73,03	4,3
Df(m)=	2,0										
Qadm(Tn/m <sup>2</sup> )=		24,3									

**PARA LOS EJES**

<b>C-7</b>	<b>A-7</b>	<b>A-2</b>	<b>C-5</b>	<b>A-5</b>	<b>A-6</b>	<b>C-6</b>	<b>B-2</b>	<b>A-4</b>	<b>B-7</b>	<b>A-3</b>
------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 1,50\*1,50 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 2,00 m de profundidad para una capacidad última de 73,03 Tn/m<sup>2</sup>.

**PARA LOS EJES**

<b>C-3</b>	<b>C-4</b>	<b>B-5</b>	<b>B-6</b>	<b>B-4</b>			
------------	------------	------------	------------	------------	--	--	--

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 1,80\*1,80 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 2,00 m de profundidad para una capacidad última de 73,03 Tn/m<sup>2</sup>.

**PARA LOS EJES**

<b>B-3</b>							
------------	--	--	--	--	--	--	--

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 1,80\*1,80 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 2,00 m de profundidad para una capacidad última de 73,03 Tn/m<sup>2</sup>.

Por lo tanto  $Q_{adm} = Q_{última} / 3$



**Q adm asumido= 24,30 Ton/m<sup>2</sup>**

## **5. COTA DE CIMENTACION.**

La estructura, se desplantarán desde la cota -2,00 m hacia abajo de acuerdo a las necesidades del proyecto tomando como referencia la boca del sondeo de la perforación P1. bajo el nivel de la subrasante de la plataforma existente.

Previo al desplante del cimiento se compactará con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapo, rodillo, etc) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será al 95 %, y se controlarán mediante pruebas de compactación en sitio.

Para evitar asentamientos variables se debe colocar material de mejoramiento tipo subbase clase 2, 20 cm en una capa, al 95 % de AASTHO T -180.

## **6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y CORTES.**

Los cortes que se vayan a ejecutar, para la construcción del proyecto, se recomienda no sean mayores a 2.00 mts cuando se traten de este tipo se suelos SM Arenas limosa y tampoco dejarlos sin sostenimiento por tiempos prolongados, para eventuales cortes superiores a 2.00 mts se recomienda inclinar el talud, o caso contrario construir sistemas de entibamiento, para mantener la estabilidad del talud que pueden consistir en colocar tableros de madera o metálicos apuntalados contra el suelo firme.

## **7. RIESGOS**

Eventualmente no se puede detectar riesgos inminentes, pero en todo caso los fenómenos naturales como son movimientos sísmicos y erupciones son eventos que han afectado nuestro país y en particular la Provincia de Tungurahua. En todo caso los parámetros de capacidad portante están dados con un Factor de seguridad de  $F_s= 3$

## **8. MUROS.**

La construcción del proyecto podría requerir de muros de contención de baja y mediana altura y poco espesor. Se recomienda diseñar y construir muros de hormigón armado convencional. Los muros deben ser calculados para resistir un empuje lateral con un diagrama de presiones de forma triangular con presión en la base.

$$P= K_a * w * h.$$

Donde que.

$K_a$  = coeficiente del empuje activo de la tierra.

$$K_a= 0.40$$

w= peso específico de la tierra.



$h$ = altura del talud.

## 9. COEFICIENTES DE BALASTO.

En el método de diseño flexible aproximado, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos. A esta suposición en ocasiones se le refiere como cimentación Winkler. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como coeficiente de reacción de la subrasante,  $k$ .

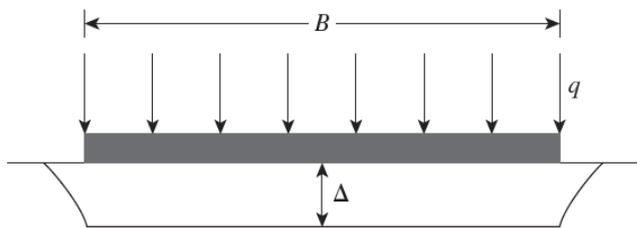
Para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de cimentación, se deben conocer los principios comprendidos al evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante,  $k$ .

Antes de continuar con el análisis del método de diseño flexible aproximado, examinemos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho  $B$  (consulte la figura 6.12) se somete a una carga por área unitaria de  $q$ , ésta sufrirá un asentamiento  $\Delta$ . El coeficiente del módulo de la subrasante se puede definir como  $k$

Las unidades de  $k$  son  $\text{kN/m}^3$ . El valor del coeficiente de reacción de la subrasante no es una constante para un suelo dado, sino depende más bien de varios factores, como la longitud  $L$  y el ancho  $B$  de la cimentación y también de la profundidad de empotramiento de ésta. Un estudio amplio de Terzaghi (1955) de los parámetros que afectan el coeficiente de reacción de la subrasante indicó que el valor del coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación. En el campo se pueden realizar pruebas de carga con placas cuadradas que miden 0.3 x 0.3 m para calcular el valor de  $k$ .

$$k = \frac{q}{\Delta} \quad (6.41)$$



**Figura 6.12** Definición del coeficiente de reacción de la subrasante,  $k$ .

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación (6.46) se puede aproximar por

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \quad (6.46)$$

*Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das Séptima edición*



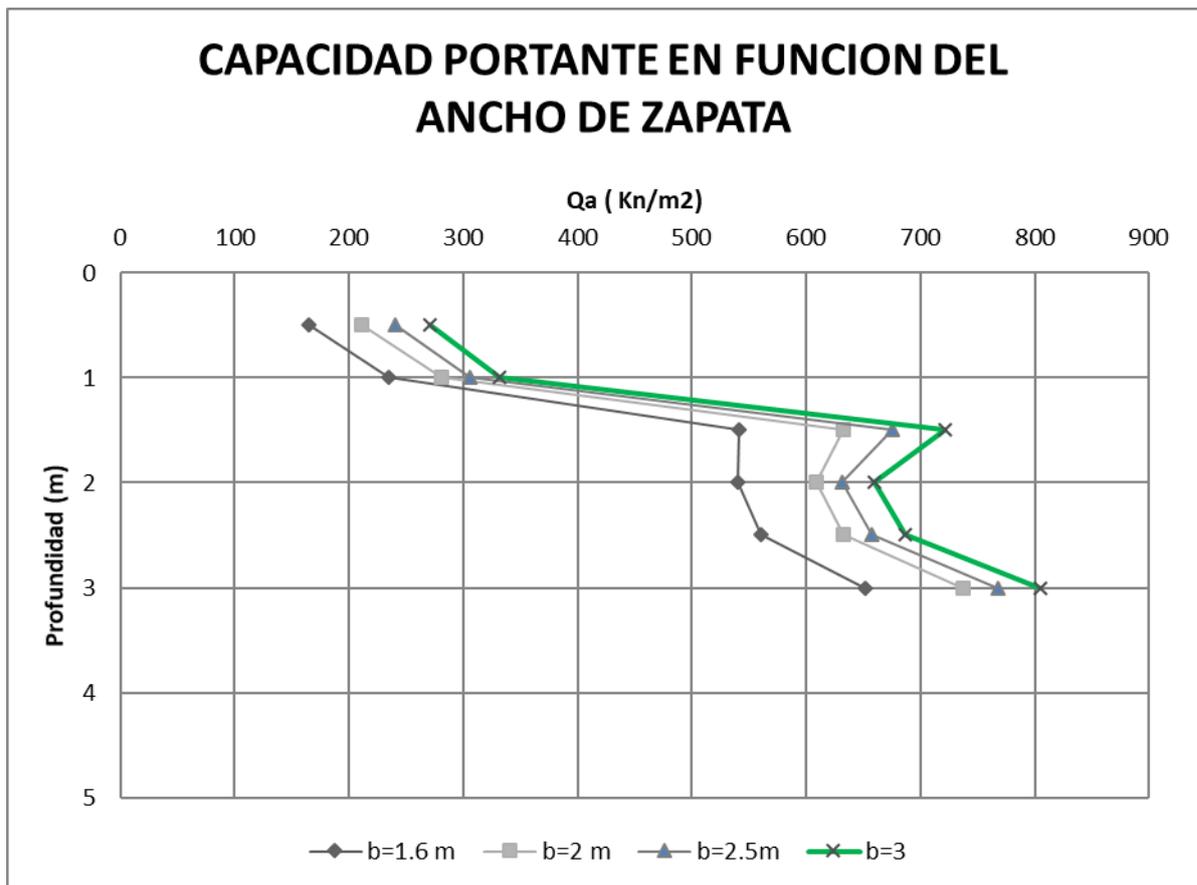
**Análisis**

En el caso de las arenas arcillosas el coeficiente de poisson se encuentra entre 0.3 y 0.4

4

Para arenas u= 0,4												
Df	B1	ES	k	B2	ES	k	B3	ES	k	B4	ES	k
(m)	(m)	(kG/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>3</sup> )	(m)	(kG/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>3</sup> )	(m)	(kG/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>3</sup> )	(m)	(kG/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>3</sup> )
1	1,8	115,50	0,76	2	108,75	0,65	2,50	108,8	0,52	3,00	108,8	0,43
2	1,8	138,00	0,91	2	127,50	0,76	2,50	127,5	0,61	3,00	127,5	0,51
3	1,8	165,00	1,09	2	150,00	0,89	2,50	150,0	0,71	3,00	150,0	0,60
4	1,8	457,50	3,03	2	393,75	2,34	2,50	393,8	1,88	3,00	393,8	1,56
5	1,8	511,50	3,38	2	438,75	2,61	2,50	438,8	2,09	3,00	438,8	1,74
6	1,8	525,00	3,47	2	438,75	2,61	2,50	450,0	2,14	3,00	450,0	1,79

**Grafico 1 Gráfica del coeficiente de balasto en función del ancho de zapata y la profundidad**





## 10. ASENTAMIENTOS POR CARGAS PERMANENTES O ACCIDENTALES.

El asentamiento total a ser calculado, serpa el resultado de la suma de los:

- Asentamientos inmediatos
- Asentamientos por consolidación (Primaria y Secundaria)
- Asentamientos inducidos por sismos

### Asentamientos inmediatos o elásticos

Los asentamientos inmediatos ocurren instantáneamente luego de la carga es aplicada, y se asume que son elásticos luego de que la carga es aplicada, y se asume que son elásticos. La deformación para cada elemento puede ser calculada mediante el módulo y la carga actuante en el centro de cada estrato

La deformación vertical unitaria para cada estrato se calcula de la siguiente manera:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E}$$

Dónde:

$\Delta\sigma$  = incremento en el esfuerzo vertical

$E$  = módulo elástico del material.

El asentamiento inmediato entonces es calculado a partir de las deformaciones unictarias. Para cada estrato, se asume que el puno inferior esta fijo y que el punto superior es el que se deslaza. De esta manera el asentamiento inicial de cada estrato estará dado por

$$\delta_i = \varepsilon h$$

Dónde:

$h$  = espesor del estrato.

### ASENTAMIENTO INMEDIATO

El asentamiento de suelos granulares se eclúa usando el factor de influencia semi-empirico propuesto por scmertmann y Hartman ( 1978), de acuerdo con este metodo la ecuacion de asentamiento seria-

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z$$



$C_1$  = factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación

$$c_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{q'}{q - q'} \right)$$

$C_2$  = factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{\text{tiempo en años}}{0.1} \right)$$

$q$  = esfuerzo a nivel de la cimentación

$$q' = \gamma D_f$$

$I_z$  = Factor de influencia de la deformación unitaria

La variación del factor de la influencia de la deformación unitaria con la profundidad, debajo de la cimentación de la Figura 55 para un  $L/B = 1$  y  $L/B \geq 10$

Datos de Ingreso.

$$Q_{adm} = 243,00 \text{ Kn/m}^2$$

$$B = 1.80 \text{ m.}$$

$$\mu = 0.30 \quad \therefore \text{Coeficiente de Poisson}$$

$$E_s = 17.517,0 \text{ Kn/m}^2 \therefore \text{Modulo de elasticidad donde se va a asentar la construcción}$$

$$I_s = 0,235 \quad \therefore \text{Factor de influencia a la deformación}$$

$$\Delta z = 6.00 \text{ m.}$$

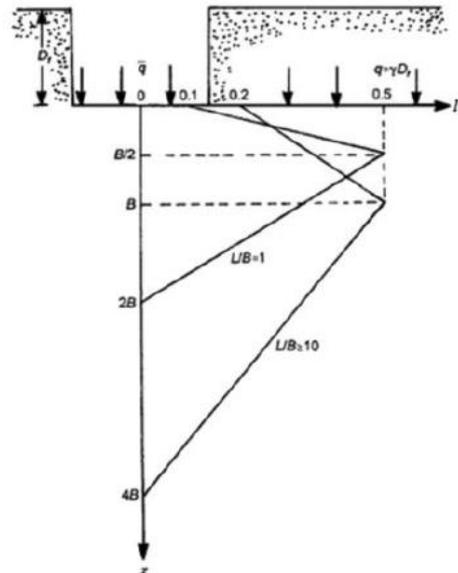


Figura 55: Variación de  $I_z$  versus  $z/B$

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

En este caso estamos trabajando con una cimentación con dimensiones similares entre  $B$  y por lo que para la gráfica y medición del asentamientos por estratos tomaremos en cuenta.

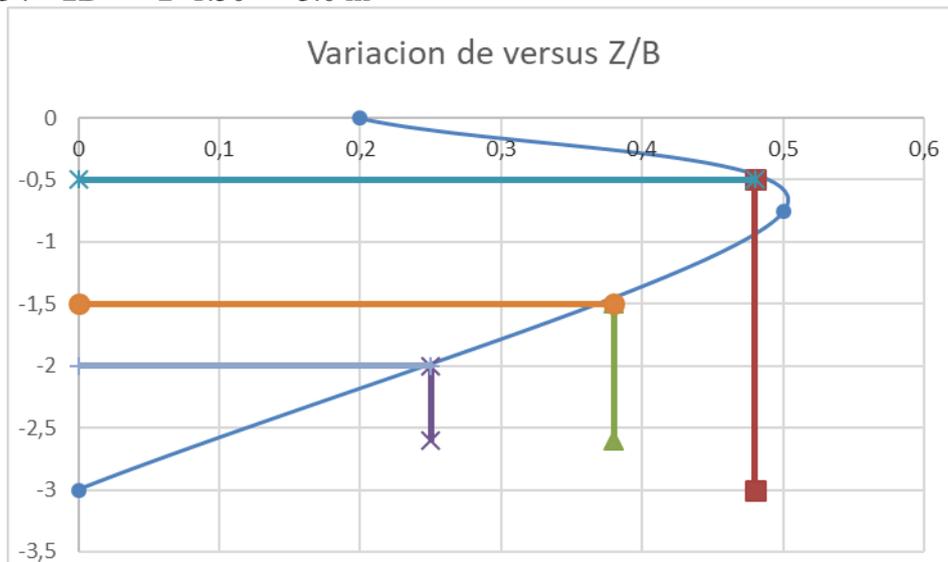
Para el calculo se considera un  $B$  máximo crítico de 1.50 m

$$\text{Punto 1 : } B = 0$$



Punto 2 :  $B/2 = 1.6 \text{ m}$

Punto 3 :  $2B = 2 \cdot 1.50 = 3.0 \text{ m}$



Para el cálculo del asentamiento se considera en 3 estratos diferentes de acuerdo a la variación

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z :$$

### Determinación de Factores

$Q_{adm} = 243 \text{ Kn/m}^2$

Asumiendo que el tiempo para el flujo plástico es de 10 años

$$c_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{10}{0,1} \right) = 1.4$$

Para determinar el asentamiento elástico se aplica la siguiente tabla con los datos establecidos con anterioridad



Calculos para el asentamiento Elastico					
Capa	$\Delta z$ (m)	$E_s$ (Kn/m <sup>2</sup> )	Z (mitad del estrato)	lz (mitad del estrato)	$(Iz/E_s)*\Delta z$ (m <sup>3</sup> /Kn)
1	1	27968,5967	0,5	0,48	1,71621E-05
2	1	25392,5417	1,5	0,38	1,4965E-05
3	1	25760,5496	2	0,25	9,70E-06
	3				
				Sumatoria	4,1832E-05

$$d1 = c1 c2 (q - q') \Sigma \left( \frac{Iz}{E_s} \right) \Delta z$$

$$d1 = 0.9369 * 1.4 * 222.0 \frac{Kn}{m^2} * 4.18322 * 10^{-5} \frac{m^3}{Kn}$$

$$\underline{d1 = 14,15 \text{ mm}}$$

**El asentamiento inmediato es de 14,15 mm para una carga de 24,34 T/m<sup>2</sup>**

### ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Hay dos componentes de asentamiento que contribuyen al asentamiento total por componentes de asentamiento que contribuyen al asentamiento total por consolidación de las arcillas blandas: asentamiento por consolidación primaria (dc) y el asentamiento por compresión secundaria (ds)

Para las ecuaciones (3.43), (3.44) y (3.45), el asentamiento por consolidación primaria puede ser calculada mediante dos métodos, los cuales se explican a continuación:

Una capa de arcilla dada puede ser dividida en varias capas delgadas teniendo así espesores de  $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \dots, H_{c(n)}$ . (Figura 61). Los esfuerzos efectivos en la mitad de cada capa viene dado por  $\Delta\sigma'_{o(1)}, \Delta\sigma'_{o(2)}, \dots, \Delta\sigma'_{o(n)}$ . El incremento de esfuerzo promedio para cada capa puede ser aproximadamente igual al incremento del esfuerzo vertical en la mitad de cada capa del suelo, es decir,  $\Delta\sigma_{prom(1)} \approx \Delta\sigma_1, \Delta\sigma_{prom(2)} \approx \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_{prom(n)} \approx \Delta\sigma_n$ . Por lo tanto el asentamiento por consolidación de una capa entera puede ser calculado como:

$\sigma'_o$  = esfuerzo efectivo sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación

$\Delta\sigma_{prom}$  = incremento del esfuerzo promedio sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación

$\sigma'_p$  = esfuerzo de preconsolidación

$e_o$  = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla



$C_c$  = índice de compresión

$C_s$  = índice de expansibilidad

$H_c$  = espesor de la capa de arcilla

$$\delta_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right)$$

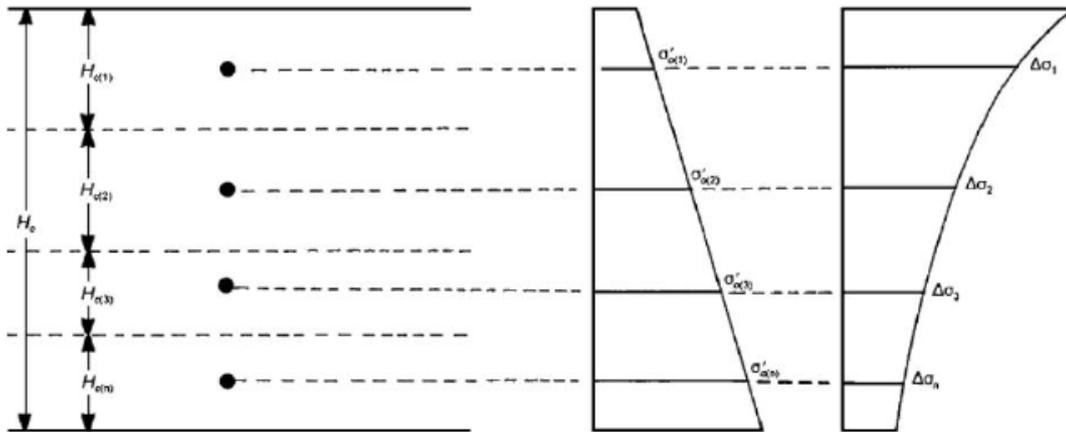


Figura 61: Cálculo para el asentamiento por consolidación

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

En la siguiente figura se muestran los incrementos de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq; la figura muestra el porcentaje de carga que se transmite a la profundidad determinada.

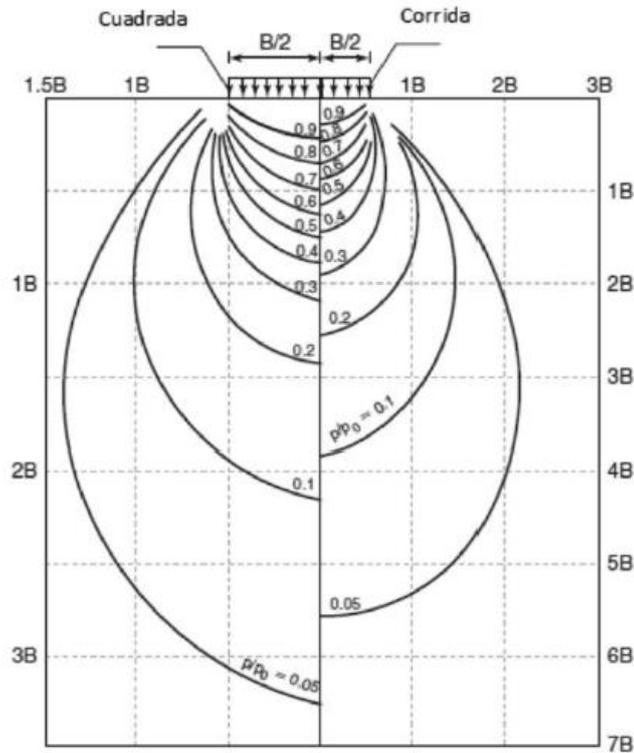


Figura 62: Distribución de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq

### Calculo del esfuerzo efectivo

Considerando que se está tratando con un suelo de tipo SM arena limosa y no de una arcilla blanda se considera la subdivisión en un capa

Se considera un espesor de capa  $H_i$ (m) de 1B en donde ya solo se transmite un 30% de carga

Se considera un profundidad a la mitad de capa de arcilla mitad las espesor de capa  $H_i$ (m) y se suma la profundidad de desplante DF .

Cálculo de $\sigma'_o$			
Capa	Espesor de capa $H_i$ (m)	Profundidad a la mitad de capa de arcilla	$\sigma'_o = (kN/m^2)$
1	0	70	980

Para este caso se determina que se tiene una cimentación regular por lo que  $L/B=1$

Se considera la profundidad de 1.5 m debido a que consideramos una capa de espesor de 3 m

El dato de  $\Delta\sigma$  se determina en base a la tabla 13 de la guía -6-geotecnica NEC 15



Cálculo de $\Delta\sigma(\text{prom})$							
Capa	Espesor de capa $H_i(\text{m})$	Profundidad a la mitad de capa de arcilla desde la cimentación	$L/B^{\wedge}a$	$z/B$		$\frac{\Delta\sigma(\text{prom})_b}{q}$	$\Delta\sigma(\text{prom})^c$
1	0	3	1	2,1875		0,108	27

$$\delta_{cp} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right)$$

$C_c$	Indice de compresion	0,1875
$e_o$	relacion de vacion insitu	0,9
$H_i$	Espesor de arcilla	0,01

$$d_{cp} = \frac{0.1875 * 0.01}{1 + 0.90} * \left( \frac{27.00 * 980.0}{980.00} \right) = 0.00001164842 \text{ m}$$

$$\underline{d_{cp} = 0.0000116480 \text{ m} * 100 = 0.01164 \text{ mm}}$$

El asentamiento por consolidación secundaria es bajo debido a que no existe capas de arcillas blandas

### ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

El asentamiento de compresión secundario se produce después del final de la consolidación primaria. ( $t = t_p$  en EOP, teóricamente el exceso de presión de poros  $\Delta u = 0$ ). Sin embargo, la fluencia también puede ocurrir durante la consolidación primaria, lo que conduce a un aumento de  $\delta_{cf}$  en EOP.

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.47)$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.48)$$

$$\frac{C_{\alpha}}{C_c} = \frac{\Delta \log t}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.49)$$

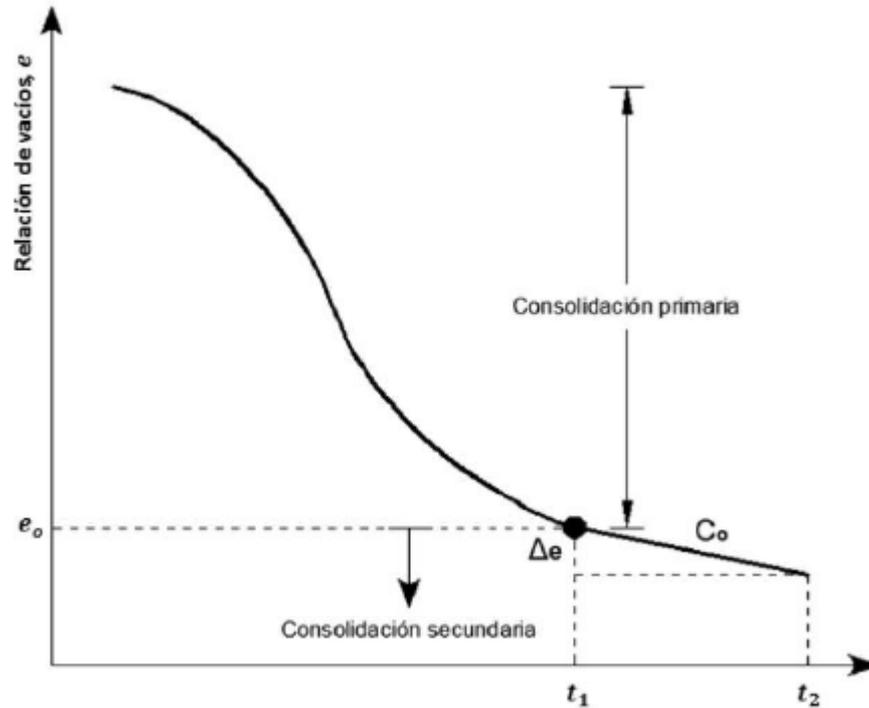


Figura 64: Curva tiempo – Relación de vacíos

$C_\alpha = 0,0003$  *Indice de comprensibilidad secundaria en arenas*

$e_0 = 0,90$  *Relacion de vacios*

$H_c = 0,01$  *Espesor de la capa de arcilla*

$t_2 = 10$  *años*

$t_1 = 3$  *años*

$$\delta_s = \frac{C_\alpha H_c}{1 + e_p} \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)$$

$$ds = \frac{* 0.003}{1 + 0.90} * \log \left( \frac{10}{3} \right) = 0,00008298 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{ds = 0,00008255 \text{ m} * 100 = 0.08255 \text{ mm}}}$$

El asentamiento por consolidación secundaria es casi nula debido a que el índice de comprensibilidad en arenas es bajo, este tiene un mayor efecto en el caso de suelos limosos o arcillosos con altos contenidos de humedad



## ASENTAMIENTOS TOTALES

Es la suma de todos los asentamientos primarios, por consolidación primaria y secundaria, cuando estos últimos asentamientos son importantes.

El asentamiento total está en función al tiempo, por lo que es igual a:

$$\delta_{total} = \delta_i + \delta_p + \delta_s$$

Dónde:

$\delta_i$  = asentamiento en función a la respuesta inmediata del suelo

$\delta_{cp}$  = asentamiento en función a la consolidación primaria del suelo

$\delta_{cs}$  = asentamiento en función a la consolidación secundaria del suelo

$$dtotal = di + dp + ds$$

$$dtotal = 15,31 + 0.01164 + 0.0825$$

$$dtotal = 15,41 mm$$

**El asentamiento total en este caso será 15,41 mm para una carga de 20,60 t/m<sup>2</sup> en consideración a la profundidad de 6.00 m de influencia del bulbo de presiones.**

**Los análisis de los datos están basado de acuerdo a lo establecido en la norma geotécnica y diseño de cimentaciones (NE\_SE\_CM)**

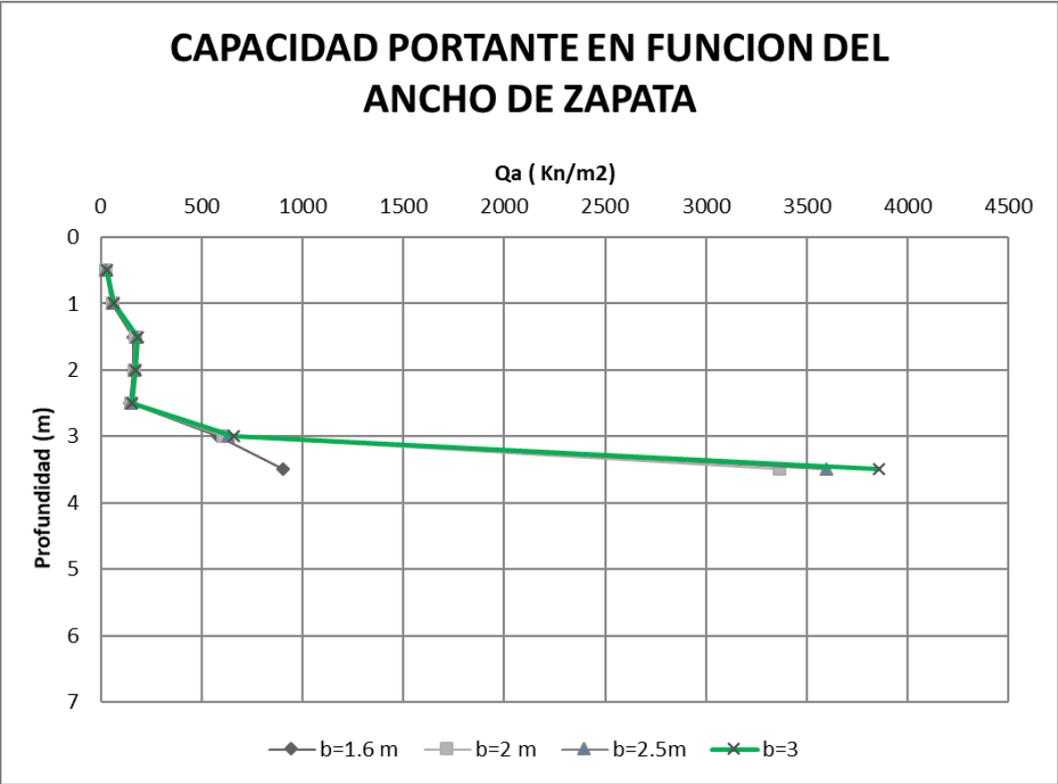
## **11.VARIACION DE CAPACIDAD ADMISIBLE VS BASE DE LA CIMENTACIÓN**

A continuación, se indican los parámetros principales respectivos al análisis de las características mecánicas y físicas de los estratos de estudio, los cuales describen la disposición de cargas:

Se considera como un ancho mínimo de  $b = 1.60$  m para el cálculo de la cimentación



Df (m)	B1 (m)	adam (KN/m2)	B2 (m)	adam (KN/m2)	B3 (m)	adam (KN/m2)	B4 (m)	adam (KN/m2)
1	1,8	29,88	2	8,88	2,50	9,5	3,00	10,2
2	1,8	75,88	2	21,77	2,50	22,7	3,00	23,8
3	1,8	206,43	2	56,78	2,50	57,5	3,00	58,7
4	1,8	1354,32	2	752,77	2,50	800,5	3,00	853,7
5	1,8	1354,32	2	1173,46	2,50	1257,1	3,00	1349,2
6	1,8	1354,32	2	1312,75	2,50	4347,8	3,00	4673,5





## 12. CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION.

- 12.1 Tipo de cimentación: Zapata aislada
- 12.2 Estrato de apoyo de la cimentación: SM Arena limosa densa.
- 12.3 Profundidad de la cimentación: -2,00 m hacia abajo medido desde la boca del sondeo P2.
- 12.4 Presión admisible del terreno natural: 2,43 Kg/cm<sup>2</sup> (243,0 KN/m<sup>2</sup>).
- 12.6 Factor de seguridad: FS=3.0
- 12.7 Asentamiento máximo 2.50 cm.
- 12.8 Coeficiente de balasto 1,40 Kg/cm<sup>3</sup>.
- 12.9 Angulo de fricción interna 30 °.
- 12.10 Ancho B asumido = 1,80 m
- 12.11 Altura de influencia del bulbo de presiones 6,00 m.

## 13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El área analizada que corresponde a la perforación **P1, P2** donde se encuentra ubicada la construcción los suelos encontrados son SM Arenas limosas sueltas desde el nivel 0.00 hasta el nivel -1.50 m, luego se detectan SM Arenas limosas densas a muy densas desde el nivel -1.50 m hasta el nivel -6.00 m, hasta donde avanzo la perforación y se detectó rechazo.
- La capacidad portante normal del suelo natural en el nivel -2,00 m se determina 2,43 kg/cm<sup>2</sup>. Kg/cm<sup>2</sup> (243,0 KN/m<sup>2</sup>).
- El material de mejoramiento se compactará en capas de 20 cm, al 95 % del Proctor modificado de acurado AASHTO T-180.
- El tipo de cimentación escogida es zapata aislada
- No se detecta nivel freático.
- Los datos presentados en los anexos sus niveles se toman como referencia la cota de boca de sondeo, o nivel de subrasante de la plataforma superior.
- Antes de colocar la cimentación se compactará el suelo de subrasante al 95 % del proctor modificado.
- El constructor analizará el comportamiento de las construcciones vecinas, el momento de las excavaciones, y tomará las seguridades del caso, como son los apuntalamientos u otro método de aseguramiento.

Atentamente.

Ing. Oswaldo Manotoa R.  
Ing. Civil  
R. Senescyt 1010-02-139868



## 14. ANEXOS.

### 14.1. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

OM ingeniero civil												
LABORATORIO DE SUELOS												
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.T)												
PROYECTO: Diseño de Bloque de Aulas F de la Unidad Educativa Juan León Mera (La Salle) de la ciudad de Ambato.												
SECTOR: Av. Chasquis y Av. Victor Hugo P1												
CONSTRUYE: Inf.												
SOLICITA: Propietario Fecha: 15-julio – 2023												
UBICACION: P1												
PROFUNDIDAD (m)	Penetración		N		N60 Correg. Martillo Safety	Descripción	Clasificación SUCS	Coeficiente de balasto Kg/cm <sup>2</sup>	Angulo fricción interna ø	Cohesion Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad última KN/m <sup>2</sup>	Capacidad admisible KN/m <sup>2</sup>
	De	A	Cm	Golpes								
-0,5	-1,0	15	3	9	8	Arena limosa suelta color café oscuro	SM	1,0	24	0,00	89,65	29,9
		15	4									
		15	5									
-1,0	-1,5	15	9	14	13	Arena limosa medio densa color café oscuro	SM	1,2	27	0,00	227,63	75,9
		15	9									
		15	5									
-1,5	-2,0	15	5	21	19	Arena limosa medio densa color café claro	SM	1,4	30	0,00	499,63	166,5
		15	8									
		15	13									
-2,0	-2,5	15	8	23	21	Arena limosa medio densa color café claro	SM	1,5	31	0,00	730,33	243,4
		15	8									
		15	15									
-2,5	-3,0	15	18	51	46	Arena limosa densa color café claro	SM	2,5	40	0,00	3404,97	1135,0
		15	21									
		15	30									
-3,0	-3,5	15	40	85	77	Arena limosa muy densa color café claro	SM	3,8	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	42									
		15	43									
-3,5	-4,0	15	45	90	81	Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,0	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	44									
		15	46									
-4,0	-4,5	15	47	97	87	Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,3	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	48									
		15	49									
-4,5	-5,0	15	45	94	85	Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,2	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	46									
		15	48									
-5,0	-5,5	15	49	100	90	Arena limosa medio densa color café claro	SM	4,4	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	50									
		15	50									
-5,5	-6,0	15	50	100	90	Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,4	40	0,00	4062,97	1354,3
		15	50									
		15	50									
Ing. Oswaldo Manotoa												
Ing. Civil												
R. Senescyt 1010-02-139868												

**Tabla 1. Perforación SPT 1**



OM ingeniero civil												
LABORATORIO DE SUELOS												
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.T)												
PROYECTO: Aulas Unid. Educativ. La Salle												
SECTOR: Av. Chasquis y Av. Victor Hugo P2												
CONSTRUYE: Inf.												
SOLICITA: Propietario Fecha: 15-julio - 2023												
UBICACION: P2												
PROFUNDIDAD (m)	Penetración		N	N60 Correg. Martillo Safety	Descripción	Clasificación	Coeficiente de balasto Kg/cm	Angulo fricción interna ø	Cohesion Cu (kg/cm2)	Capacidad última KN/m2	Capacidad admisible KN/m2	
	De	A										Cm
-0,5	-1,0	15	7		Arena limosa medio densa color café oscuro	SM	1,3	29	0,00	169,27	56,4	
		15	8	17								15
		15	9									
-1,0	-1,5	15	11		Arena limosa suelta color café oscuro	SM	1,0	25	0,00	183,36	61,1	
		15	6	11								10
		15	5									
-1,5	-2,0	15	5		Arena limosa medio densa color café claro	SM	1,3	29	0,00	445,12	148,4	
		15	7	19								17
		15	12									
-2,0	-2,5	15	20		Arena limosa medio densa color café claro	SM	2,5	40	0,00	2776,00	925,3	
		15	25	51								46
		15	26									
-2,5	-3,0	15	30		Arena limosa densa color café claro	SM	2,7	40	0,00	3391,07	1130,4	
		15	28	55								50
		15	27									
-3,0	-3,5	15	32		Arena limosa muy densa color café claro	SM	3,3	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	34	72								65
		15	38									
-3,5	-4,0	15	40		Arena limosa muy densa color café claro	SM	3,7	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	41	81								73
		15	40									
-4,0	-4,5	15	45		Arena limosa muy densa color café claro	SM	3,8	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	43	85								77
		15	42									
-4,5	-5,0	15	44		Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,1	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	45	93								84
		15	48									
-5,0	-5,5	15	49		Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,4	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	50	100								90
		15	50									
-5,5	-6,0	15	50		Arena limosa muy densa color café claro	SM	4,4	40	0,00	4062,97	1354,3	
		15	50	100								90
		15	50									

Ing. Oswaldo Manotoa  
Ing. Civil  
R. Senescyt 1010-02-139868

**Tabla 2. Perforación SPT 2**



## 14.2. Cuadros de Perforaciones SPT

PROFUNDIDAD m.		MUESTREO					DESCRIPCION ESTRATO	TAMAÑO PARTICULAS % Pasa			LIMITES ATTERBERG			$\gamma$ (Tn/m3)	C (kg/cm2)	$\emptyset$	SUCS	N. de Golpes.							
ID.	TIPO	N	w%	SIMB.		#4	# 40	# 200	LL	LP	IP							0	10	20	30	40	50	60	
0,0																									
-1,0	Λ	13	10,5	'///-.////...	Arena limosa medio densa color café oscuro	98,8	84,2	41,4	25	-	np	1,50	-	27	SM										
-2,0	Λ	18	15,4	'///-.////...	Arena limosa medio densa color café claro.	90	70,1	34,4	25	-	np	1,50	-	30	SM										
-3,0	Λ	77	18,6	'///-.////...	Arena limosa muy densa color café claro.	99,3	66,2	38,3	25	-	np	1,50	-	40	SM										
-4,0	Λ	87	17,8	'///-.////...	Arena limosa muy densa color café claro.	97,5	61,0	32,8	25	-	np	1,50	-	40	SM										
-5,0	Λ	90	17,8	'///-.////...	Arena limosa muy densa color café claro.	97,5	61,0	32,8	25	-	np	1,50	-	40	SM										
-6,0	Λ	90	17,8	'///-.////...	Arena limosa muy densa color café claro.	97,5	61,0	32,8	25	-	np	1,50	-	40	SM										

Tabla 3 Cuadro de Datos P1



OM ingeniero Civil

PROYECTO: Diseño Aula Unidad Educativa La Salle  
 UBICACIÓN: Av. Chasquis y Víctor Hugo  
 PROF. SONDEO: 6,00 m.  
 NIVEL FREÁTICO: No se detecta.

SIMBOLOGIA	
Relleno	⊞⊞⊞⊞⊞
Grava	⊙⊙⊙⊙⊙
Arena	.....
Arcilla	~~~~~
Limo	////////

MUESTREO

ALTERADO	Λ
SHELBY	O
BLOQUE	X

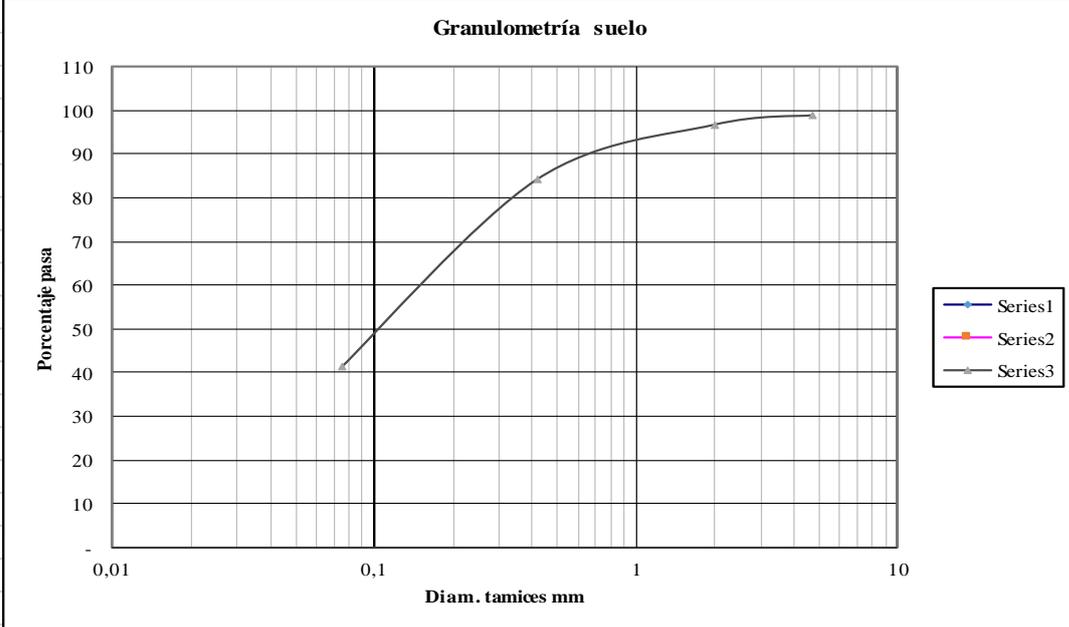
Cota Boca Sondeo: 2,674,0 msn

PROFUNDIDAD m.	MUESTREO				DESCRIPCION ESTRATO	TAMAÑO PARTICULAS % Pasa			LIMITES ATTERBERG			γ (Tn/m3)	C (kg/cm2)	Ø	SUCS	N. de Golpes.							
	ID.	TIPO	N	w%		SIMB.	#4	# 40	# 200	LL	LP					IP	0	10	20	30	40	50	60
0,0																							
-1,0		Λ	10	14,4	////////... Arena limosa suelta color café oscuro	99	82,0	37,6	25	-	np	1,50	-	25	SM								
-2,0		Λ	50	15,6	////////... Arena limosa densa color café claro.	95	76,2	38,8	25	-	np	1,50	-	40	SM								
-3,0		Λ	65	12,4	////////... Arena limosa muy densa color café claro.	99,4	66,8	36	25	-	np	1,50	-	40	SM								
-4,0		Λ	77	14,4	////////... Arena limosa muy densa color café claro.	99,7	66,7	34,2	25	-	np	1,50	-	40	SM								
-5,0		Λ	90	14,4	////////... Arena limosa muy densa color café claro.	99,7	66,7	34,2	25	-	np	1,50	-	40	SM								
-6,0		Λ	90	14,4	////////... Arena limosa muy densa color café claro.	99,7	66,7	34,2	25	-	np	1,50	-	40	SM								

Tabla 4 Cuadro de Datos P2



### 14.3. Ensayos Granulométricos

OMIngeniero civil.				
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle				
SOLICITA: Arq. Sandra López			FECHA: 15 – septiembre – 2023	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -0,50m a -1,00m			UBICACIÓN: Av. Chasquis y Pichicha	
TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	5,40	1,2	98,8	
# 10 (2.00 mm)	15,30	3,3	96,7	
# 40 (0.42 mm)	72,40	15,8	84,2	
# 200 (0.0075 mm)	268,60	58,6	41,4	
<b>TOTAL</b>	<b>458,52</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>10,53</b>
				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
<b>Clasificación SUCS: SM(Arena limosa) Color café oscuro.</b>				
<b>Peso total SH</b>	<b>506,8</b>			
<b>Peso total SS.</b>	<b>458,52</b>			
<b>Cont. Humedad % Tarro H-1</b>	<b>10,53</b>			
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
167,03	154,88	12,15	115,4	39,48

**Tabla 5 Ensayos Granulométricos P1 de -0.50 a -1.00**



OM ingeniero civil.				
ENSA YO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle				
SOLICITA: Arq. Sandra López			FECHA: 30 – septiembre – 2023	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -1,00m a -2,00 m			UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñal	
TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	48,60	10,0	90,0	
# 10 (2.00 mm)	71,40	14,8	85,2	
# 40 (0.42 mm)	144,70	29,9	70,1	
# 200 (0.0075 mm)	317,30	65,6	34,4	
<b>TOTAL</b>	<b>483,75</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>15,41</b>
<b>Granulometría suelo</b>				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
<b>Clasificación SUCS: SM(Arena limosa) Color café claro</b>				
<b>Peso total SH.</b>		<b>558,3</b>		
<b>Peso total SS.</b>		<b>483,75</b>		
<b>Cont. Humedad % Tarro D-1</b>		<b>15,41</b>		
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
208,86	187,46	21,4	138,86	48,6

**Tabla 6 Ensayos Granulométricos P1 de -1.00 a -2.00**



OM ingeniero civil.

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle

SOLICITA: Arq. Sandra López

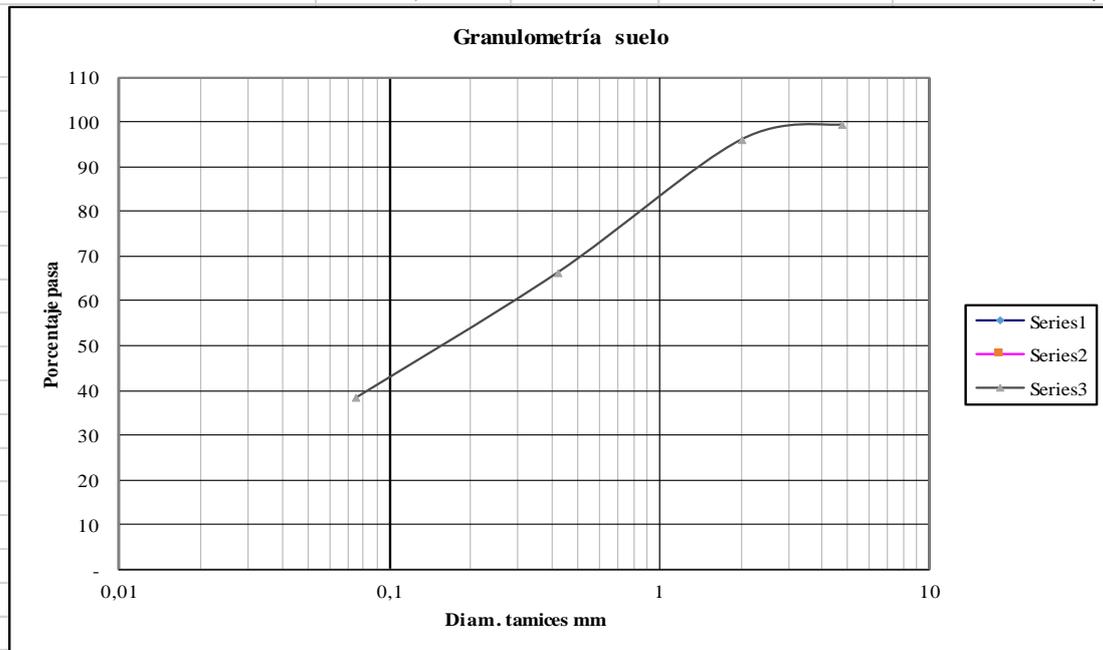
FECHA: 30 – septiembre – 2023

FISCALIZA:

MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -2,00m a -3,00m

UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui

TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	3,30	0,7	99,3	
# 10 (2.00 mm)	19,30	4,2	95,8	
# 40 (0.42 mm)	155,30	33,8	66,2	
# 200 (0.0075 mm)	283,80	61,7	38,3	
<b>TOTAL</b>	<b>460,05</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>18,60</b>



Nota: Serie 1 material en estudio.

Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro

Peso total SH 545,6

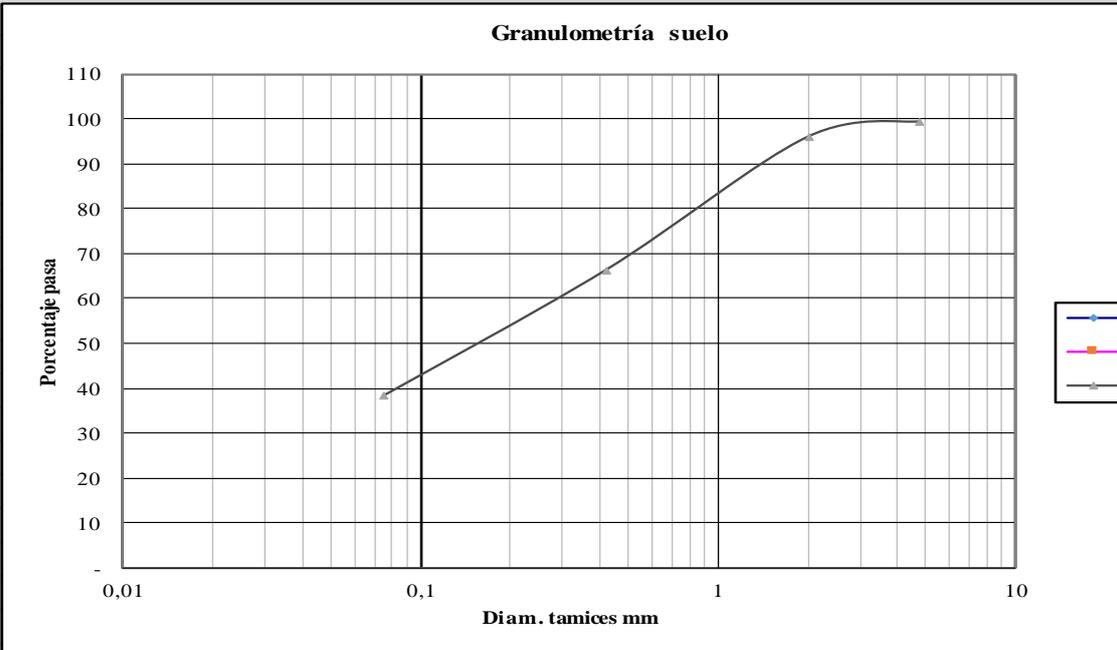
Peso total SS. 460,05

Cont. Humedad % Tarro D-5 18,60

Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
220,75	196,36	24,39	131,16	65,2

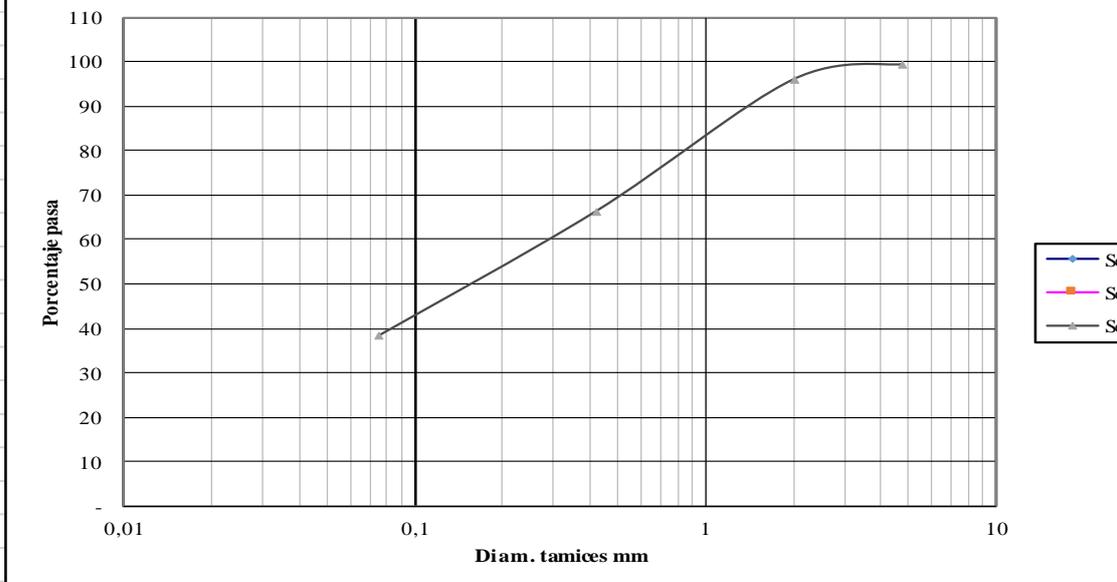
**Tabla 7 Ensayos Granulométricos P1 de -2.00 a -3.00**



OM Ingeniero civil.				
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle				
SOLICITA: Arq. Sandra López			FECHA: 30 – septiembre – 2023	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -3,00m a -4,00m			UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui	
TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	12,20	2,5	97,5	
# 10 (2.00 mm)	31,50	6,6	93,4	
# 40 (0.42 mm)	187,20	39,0	61,0	
# 200 (0.0075 mm)	322,20	67,2	32,8	
<b>TOTAL</b>	<b>479,59</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>17,83</b>
				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
<b>Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro</b>				
Peso total SH.	565,1			
Peso total SS.	479,59			
Cont. Humedad % Tarro W-5	17,83			
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
206,42	183,22	23,2	130,12	53,1

**Tabla 8 Ensayos Granulométricos P1 de -3.00 a -4.00**



OM ingeniero civil.				
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle				
SOLICITA: Arq. Sandra López			FECHA: 30 – septiembre – 2023	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT2 de -0,50m a -1,00m			UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui	
TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	4,80	1,0	99,0	
# 10 (2.00 mm)	20,00	4,3	95,7	
# 40 (0.42 mm)	84,20	18,0	82,0	
# 200 (0.0075 mm)	292,20	62,4	37,6	
<b>TOTAL</b>	<b>468,21</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>14,37</b>
<b>Granulometría suelo</b>				
				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
<b>Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café oscuro</b>				
<b>Peso total SH.</b>	<b>535,5</b>			
<b>Peso total SS.</b>	<b>468,21</b>			
<b>Cont. Humedad % Tarro C-2</b>	<b>14,37</b>			
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
173,04	156,66	16,38	113,97	42,69

**Tabla 9 Ensayos Granulométricos P2 de -0.50 a -1.00 m**



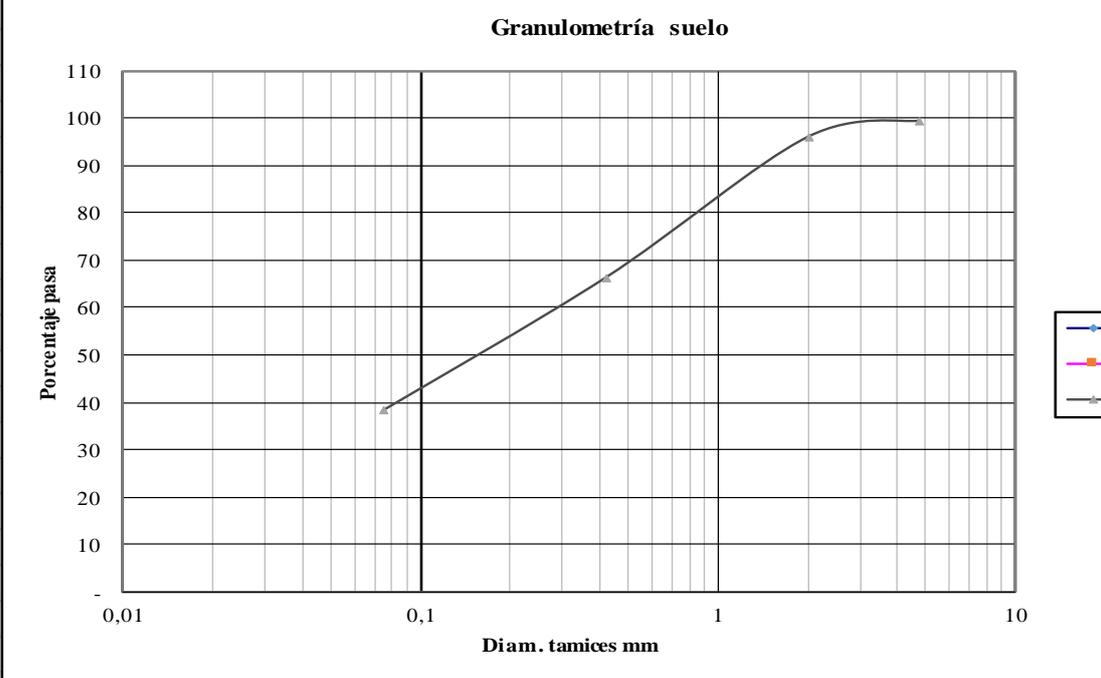
OM Ingeniero civil.				
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle				
SOLICITA: Arq. Sandra López			FECHA: 30 – septiembre – 2023	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT2 de -1,00m a -2,00m			UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui	
TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	24,70	5,0	95,0	
# 10 (2.00 mm)	46,50	9,4	90,6	
# 40 (0.42 mm)	117,30	23,8	76,2	
# 200 (0.0075 mm)	302,00	61,2	38,8	
<b>TOTAL</b>	<b>493,59</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>15,62</b>
Granulometría suelo				
				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro				
Peso total SH.	570,7			
Peso total SS.	493,59			
Cont. Humedad % Tarro P-4	15,62			
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
206,23	184,86	21,37	136,8	48,06

Tabla 10 Ensayos Granulométricos P2 de -1.00 a -2.00 m



OM Ingeniero civil.

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle

SOLICITA: Arq. Sandra López

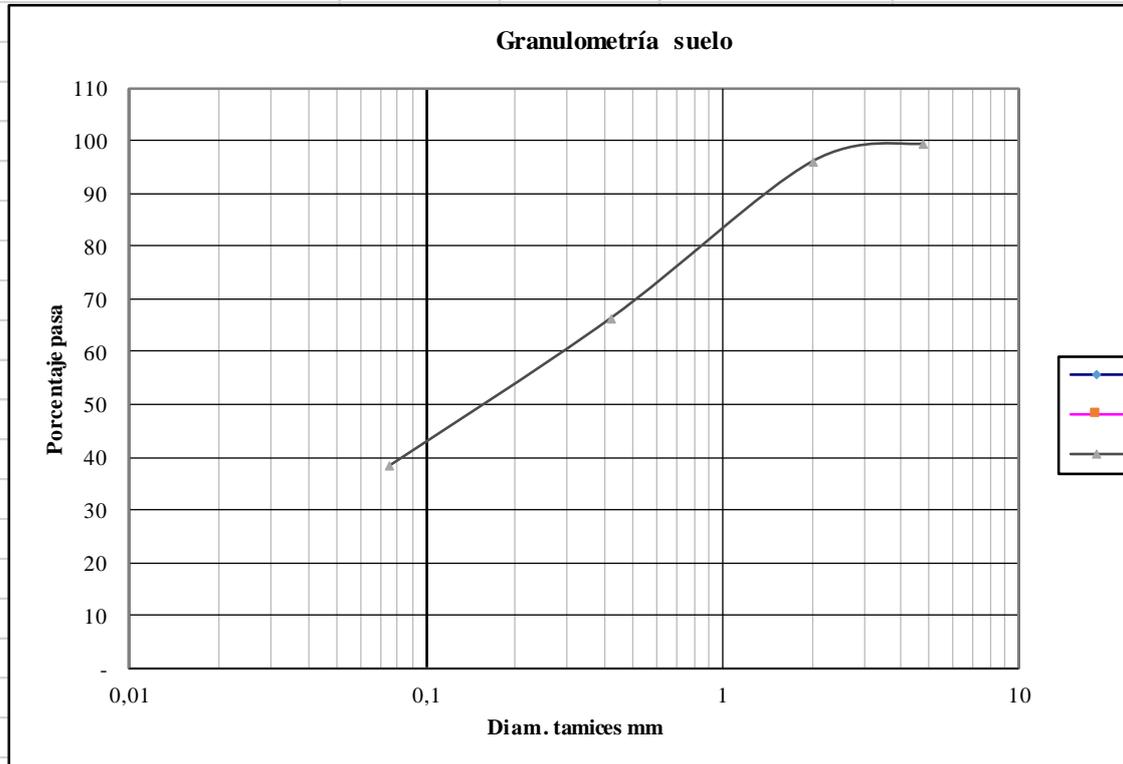
FECHA: 30 – septiembre – 2023

FISCALIZA:

MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT2 de -2,00m a -3,00m

UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui

TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	2,60	0,6	99,4	
# 10 (2.00 mm)	20,10	4,3	95,7	
# 40 (0.42 mm)	153,40	33,2	66,8	
# 200 (0.0075 mm)	295,70	64,0	36,0	
<b>TOTAL</b>	<b>462,27</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>12,44</b>



Nota: Serie 1 material en estudio.

Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro

Peso total SH. 519,8

Peso total SS. 462,27

Cont. Humedad % Tarro F-3 12,44

Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
195,58	180,05	15,53	124,79	55,26



OM ingeniero civil.

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: Diseño Aulas Unid. Educativa La Salle

SOLICITA: Arq. Sandra López

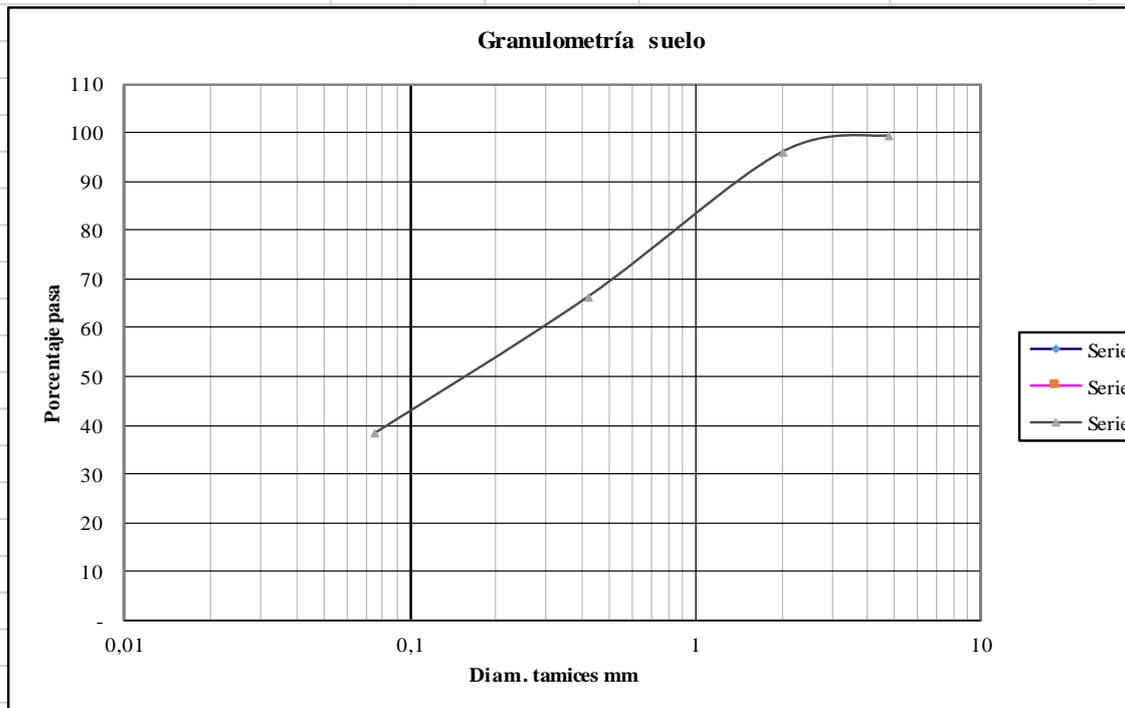
FECHA: 30 – septiembre – 2023

FISCALIZA:

MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT2 de -3,00m a -4,00m

UBICACIÓN: Calle Pacha y Av. Rumiñahui

TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	1,50	0,3	99,7	
# 10 (2.00 mm)	14,30	3,0	97,0	
# 40 (0.42 mm)	160,30	33,3	66,7	
# 200 (0.0075 mm)	316,70	65,8	34,2	
<b>TOTAL</b>	<b>481,37</b>		<b>Humedad % =</b>	<b>14,36</b>



Nota: Serie 1 material en estudio.

**Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro**

**Peso total SH. 550,5**

**Peso total SS. 481,37**

**Cont. Humedad % Tarro 61-T 14,36**

Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
173,21	157,13	16,08	111,97	45,16

**Tabla 12 Ensayos Granulométricos P2 de -3.00 a -4.00 m**



### 14.4. Densidad de campo

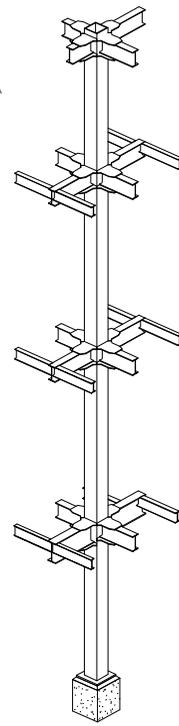
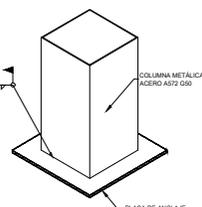
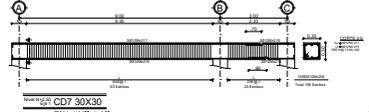
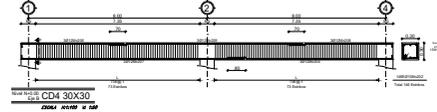
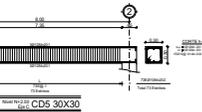
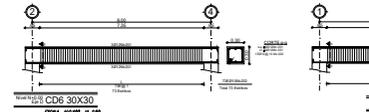
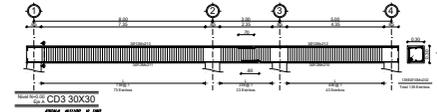
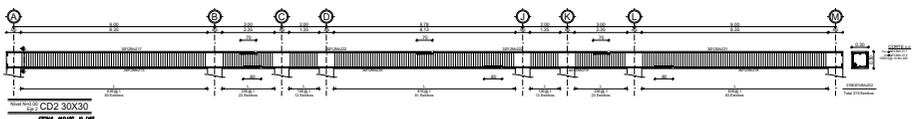
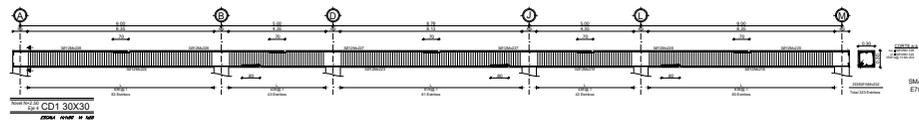
Om ing. Civil						
<b>LABORATORIO DE SUELOS</b>						
ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO (METODO CONO Y ARENA)						
ENSAYO #	1	2	3	4	5	6
PROYECTO: Diseño Aula Unidad Educativa La Salle						
UBICACION: Av Chasquis y Víctor Hugo						
SOLICITA: Arq. Sandra López						
ESPECIFICACION:						
CONSTRUYE:						
MUESTRA: Suelo natural M1 h= -0,00 - 0,50 m						
FECHA: 15 - julio - 2023						
INF.						
Punto	1	2	3	4	5	
SITUACION	P1					
ESPEJOR CAPA (cm)	20					
FRASCO #	X-2					
PESO ARENA+FRASCO ANTES (gm)	4125,2					
PESO ARENA+FRASCO DESPUES (gm)	1132,2					
PESO ARENA USADA (gm)	2993					
CORRECCION VOLUMEN CONO (gm)	1606,2					
ARENA EN EL HUECO (gm)	1386,8					
CALIBRACION ARENA (gm./cm3)	1,489					
VOLUMEN HUECO (cm3)	931,62					
PESO SUELO HUMEDO + RECIPI (gm)	1520,2					
PESO RECIPIENTE (gm)	3					
PESO SUELO HUMEDO (gm)	1517,2					
DENSIDAD HUMEDA (gm/cm3)	<b>1,629</b>					
CONTENIDO HUMEDAD %	C-5					
PESO MUESTRA HUMEDA+TARRO (g)	191,67					
PESO MUESTRA SECA +TARRO (gm)	174,42					
PESO TARRO (gm)	46,02					
PESO AGUA (gm)	17,25					
PESO SUELO SECO (gm)	128,4					
CONTENIDO HUMEDAD %	13,43					
MAX. DENSID. LABORAT. (gm/cm3)						
DENSIDAD SECA (gm/cm3)	<b>1,436</b>					
% COMPACTACION						
OBSERVACIONES:						

**Tabla 13. Densidad de campo**

# **ANEXO 4**

**PLANOS DEL PROYECTO**

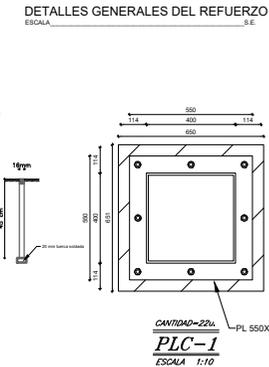
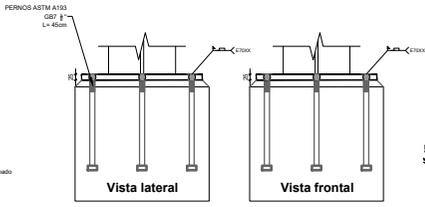
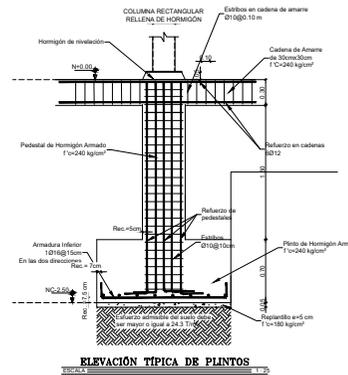
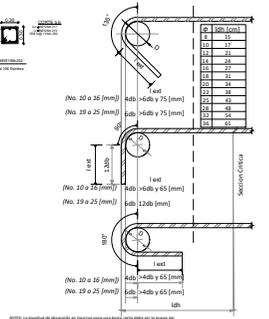
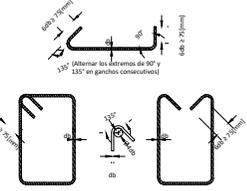
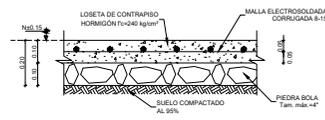




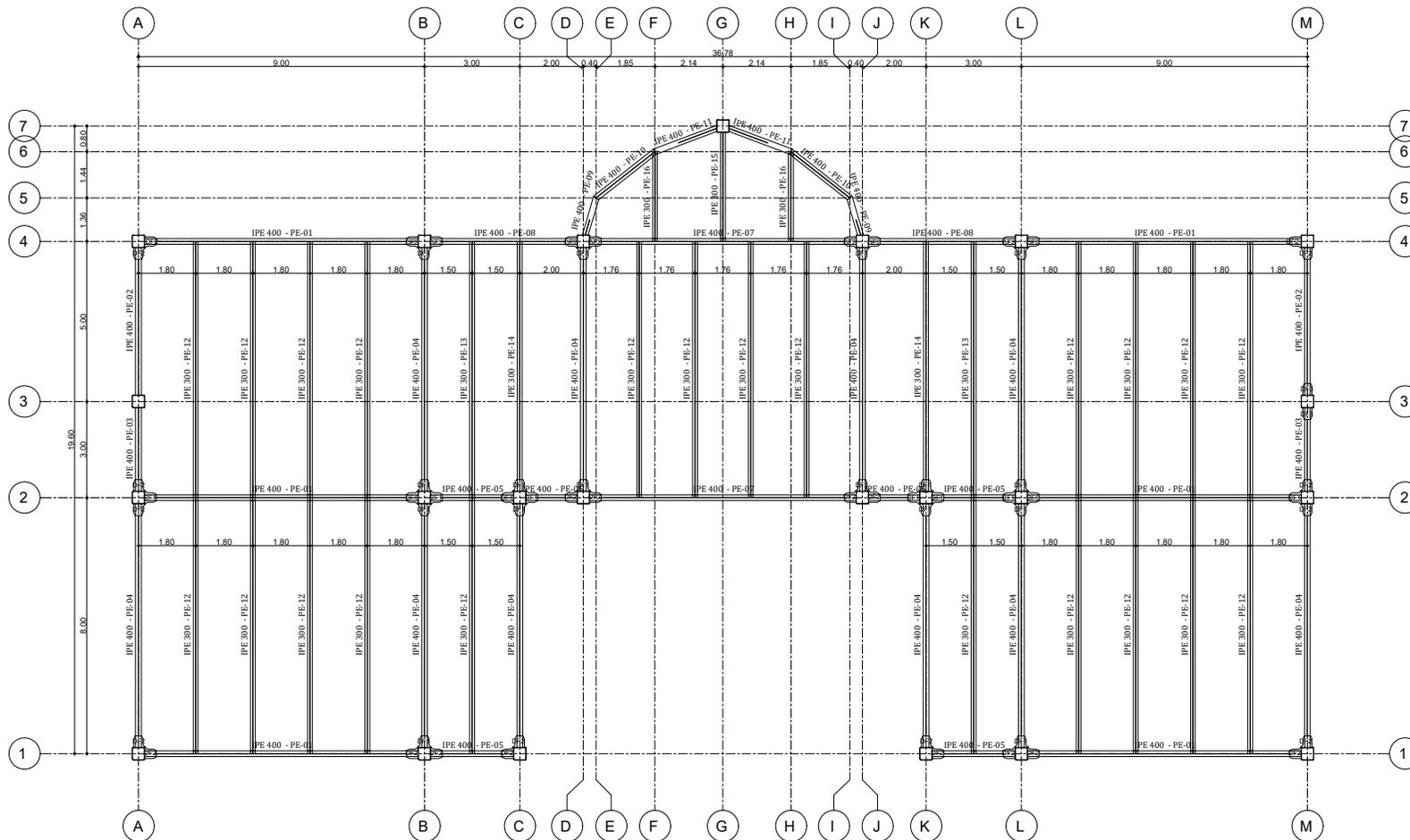
**ESPECIFICACIONES TECNICAS:**  
**ESTRUCTURA METALICA:**  
 1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO: LIGADO.  
 2. ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A572 GRADO 50.  
 3. ESPECIFICACION DE SOLDADURA AWS D11.1 (TODAS LAS APLICACIONES).  
**NOTAS:**  
 \* ANTES DE PREPARAR LAS VIGAS EN EL TALLER DEBERAN CONFIRMARSE LAS DIMENSIONES INDICADAS EN ESTE PLANO.  
 \* EN UNIONES SOLDADAS SE USARAN ELECTRODOS E7018.

PLANILLA DIAFRAGMAS			
Mc	Espesor mm	Total	Peso
PLB	25.00	23	1365.41 kg

CUADRO DE COLUMNAS			
NIVEL	UBICACION	SECCION	TIPO
N+0.00	A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, C1, C2, C3, D4, D5, D6, A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, C1, C2, C3, D4, D5, D6	A, B, C, D	PD1
N-2.50			



NOMBRE DEL PROYECTO: <b>BLOQUE DE AULAS DE UNIDAD EDUCATIVA LA SALLE</b>			
PROYECTO: <b>PLANOS ESTRUCTURAL</b>			
CONTENIDO: <b>PLANOS ESTRUCTURAL</b>			
PROYECTISTA:	ING. SANDRA LOPEZ GANACHEZ C.I. 1803497201		
PROPIETARIO:	UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEON MERA "LA SALLE"		
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL:	SERVIDO:	ING. SANDRA LOPEZ GANACHEZ C.I. 050404937	
PROYECTISTA:		FECHA:	ABRIL 2024
ESCALA:	UBICACION:	LAMINA:	
INDICADAS	BARROQUILLA, HUACHI CHICO PUEBLO CLAVE CATASTRAL	E1 DE 4	



LOSAS NV+ 3.00, +6.00, +9.00, +12.00

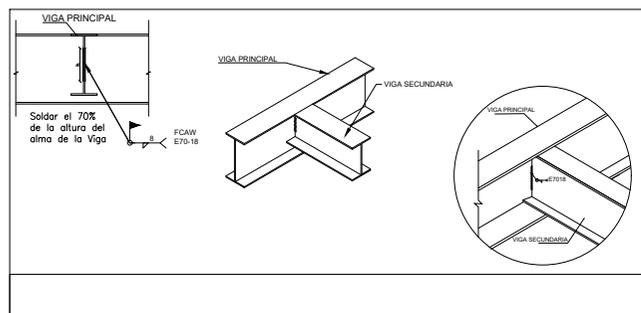
ESCALA 1:75

PLANILLA ACERO ESTRUCTURAL

Marca	Tipo	Longitud (mm)	Cantidad (U)	Peso (kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
PE-01	IPE 400	8600.00	24	63.3	13065.12
PE-02	IPE 400	4600.00	8	63.3	2329.44
PE-03	IPE 400	2600.00	8	63.3	1316.64
PE-04	IPE 400	7600.00	40	63.3	19243.20
PE-05	IPE 400	2600.00	16	63.3	2633.28
PE-06	IPE 400	1600.00	8	63.3	810.24
PE-07	IPE 400	8380.00	8	63.3	4243.63
PE-08	IPE 400	4600.00	8	63.3	2329.44
PE-09	IPE 400	1264.60	8	63.3	640.39
PE-10	IPE 400	2386.95	8	63.3	1208.75
PE-11	IPE 400	2118.72	8	63.3	1072.92
PE-12	IPE 300	7991.40	88	42.2	29676.86
PE-13	IPE 300	7991.40	8	42.2	2697.90
PE-14	IPE 300	7820.70	8	42.2	2636.05
PE-15	IPE 300	3395.70	4	42.2	573.19
PE-16	IPE 300	2819.09	8	42.2	951.72
					85428.77

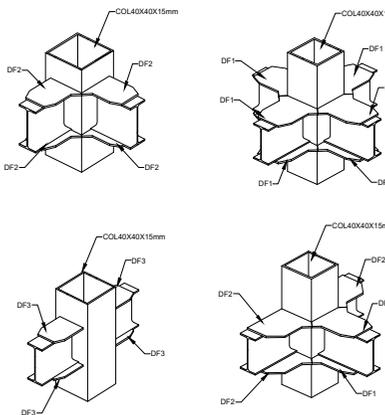
PLANILLA COLUMNAS

Tipo	Longitud (m)	Total	Peso
O 400X400X15	12.000	23	34824.37 kg



PLANILLA DIAFRAGMAS

Mc	Espesor mm	Total	Peso
DF2	16.00	256	3728.53 kg
DF3	16.00	28	377.79 kg
PLB	25.00	23	1365.41 kg
TOTAL			7381.47 kg



NOMBRE DEL PROYECTO:  
**BLOQUE DE AULAS DE UNIDAD EDUCATIVA LA SALLE**

PROYECTO:  
**PLANOS ESTRUCTURAL**

CONTENIDO:  
**PLANOS ESTRUCTURAL**

PROYECTISTA  
ING. SANDRA LOPEZ SANCHEZ  
C.I. 180349731

PROPIETARIO  
UNIDAD EDUCATIVA JUAN LEON MERA "LA SALLE"

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL  
ING. SANDRA LÓPEZ  
C.I. 09465437

FECHA  
ABRIL, 2024

ESCALA  
INDICADAS

UBICACION  
AMBAATO  
PARROQUIA HUACHI CHICO  
PREDIO

LAMINA  
CLAVE CATASTRAL  
E1 3 DE 4

