

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO
ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO DE GRADO

**“DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN UNA EDIFICACION DE 11
NIVELES (TORRE LUCY) EN LA CIUDAD DE COCHABAMBA”**

Postulante: Univ. Andres Castro Aliaga

Asesor: Ing. Jhon Karold Pérez Cerezo

Tutor Colectivo: Ing. Fabricio Ocampo Vedia

RESUMEN

El proyecto de grado titulado: “Diseño estructural sismorresistente en una edificación de 11 niveles (Torre Lucy) en la ciudad de Cochabamba” tiene como objetivo determinar la compatibilidad de la norma NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y la ACI318-19(American Concrete Institute), en el diseño estructural de una edificación de 11 niveles, el cual se tomó en consideración el factor sísmico de la zona de Cochabamba una de las más influyentes en relación a temblores relacionados con sismos, así mismo se cumplió con todos los parámetros que la NBDS2023 nos exige para cualquier diseño estructural en nuestro país a su vez con un modelamiento estructural en los programas ETABS y SAFE, que nos permite reflejar correctamente a que fuerzas estará sometida la estructura para que seguidamente se pueda optimizar todos los elementos estructurales que están implicados en la edificación como ser: Losas reticulares, vigas, columnas, muros de hormigón armado, muros sótano, escaleras y losa radier. Cumpliendo así todos los parámetros que nos exige la ACI318-19 al momento de realizar el diseño y comprobaciones manuales de cada elemento estructural más solicitado a esfuerzos. Para que el producto final sea el diseño de los planos estructurales, realizado en AutoCAD Structural Detailing cumpliendo todas las especificaciones técnicas que se tienen que cumplir al momento de realizar o detallar planos estructurales ya que con dichos planos se realizaran los costos de la obra, para este caso únicamente se considera obra gruesa (hormigón y acero).

PALABRAS CLAVE: Deriva, diafragma rígido, espectro de diseño, espectro elástico, rigidez, calculo estructural, categoría de diseño sísmico, acero de refuerzo, peso sísmico, sistemas estructurales.

ABSTRACT

The undergraduate thesis entitled: “Seismic-Resistant Structural Design of an 11-Story Building (Torre Lucy) in the City of Cochabamba” aims to determine the compatibility between the NBDS2023 (Bolivian Seismic Design Code) and ACI 318-19 (American Concrete Institute) in the structural design of an 11-story building. The seismic factor of the Cochabamba region—one of the most influential in relation to earthquake-related ground motions—was taken into consideration. Likewise, all the parameters required by NBDS2023 for any structural design in Bolivia were fulfilled, along with structural modeling using ETABS and SAFE software, which allows for accurate simulation of the forces to which the structure will be subjected. Subsequently, this enabled the optimization of all structural elements involved in the building, such as ribbed slabs, beams, columns, reinforced concrete walls, basement walls, stairs, and raft foundation slab. The design was also carried out in compliance with ACI 318-19, including manual checks of the most critical structural elements. The final outcome of the project consists of the structural drawings prepared in AutoCAD Structural Detailing, meeting all technical specifications required for detailing structural plans. These drawings served as the basis for the calculation of construction costs, considering only the structural work phase (concrete and steel).

Keywords: Drift, rigid diaphragm, design spectrum, elastic spectrum, stiffness, structural analysis, seismic design category, reinforcement steel, seismic weight, structural systems.

DEDICATORIA

Mamá, entre millones de personas en este mundo, dios me escogió a ti como mi mama y no pudo haber elegido mejor, no encuentro palabras suficientes para agradecerte por todo lo que has hecho por mí. Desde que tengo memoria has sido mi refugio, mi ejemplo de fuerza y amor incondicional. En cada caída, en cada luna siempre estabas ahí levantándome con tu fe y paciencia infinita. Eres mi mayor bendición, el corazón que late en cada uno de mis ojos. Gracias por darme todo, por tu sacrificio y por enseñarme a ser mejor cada día. Te amo con toda mi alma, mama, y no pude haber pedido una mejor mama que tú.

Dedico este trabajo principalmente a mi mama, pero también a todos los seres queridos que ya no están aquí y estuvieron conmigo en todo este proceso de trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer por todo el apoyo, esfuerzo y tiempo que mis asesores me regalaron, en este proyecto de grado que es un trabajo de calidad. Agradezco a todas las personas que, si confiaron en mí, todos los que estaban convencidos a que si pude haber terminado el trabajo a pesar de todas las complicaciones que tuve a lo largo del camino. A las correctas revisiones del tutor colectivo de la materia y director de la carrera y a todos los ingenieros que vertieron sus conocimientos para poder guiarme y ayudarme a mejorar y poder entregar un trabajo de muy alta calidad.

Agradezco a mi hermano que estuvo siempre pendiente y ayudándome económicamente, anímicamente con la fe y con confianza de que lo lograría.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.2. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA.....	6
1.2.1. Descripción del problema.....	6
1.2.2. Formulación del problema.....	7
1.3. OBJETIVOS	7
1.3.1. Objetivo General	7
1.3.2. Objetivos Específicos	7
1.4. JUSTIFICACION.....	8
1.4.1. Justificación Teórica.....	9
1.4.2. Justificación Social y Económica	9
1.5. METODOLOGIA	11
1.5.1. Etapa 1: Revisión documental y recopilación de información normativa	11
1.5.2. Etapa 2: Revisión y validación de los estudios geotécnicos.....	12
1.5.3. Etapa 3: Modelado estructural y análisis sísmico	12
1.5.4. Etapa 4: Diseño y comprobaciones de elementos estructurales	13
1.5.5. Etapa 5: Elaboración de planos.....	13
1.5.6. Etapa 6: principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar la edificación de hormigón armado	13
1.5.7. Etapa 7: verificación y compatibilidad	14
1.6. ALCANCES Y DELIMITACIONES.....	15
1.6.1. Alcances	15
1.6.2. Delimitaciones.....	16
1.7. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	16
CAPÍTULO 2. MARCO TEORICO	18

2.1. FUNDAMENTO NORMATIVO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	19
2.1.1. Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2023).....	19
2.1.1.1. Ámbito de aplicación y alcance	21
2.1.2. Método de diseño por resistencia (ACI318-19 LRFD).....	23
2.1.2.1. Descripción del método	23
2.1.2.2. Cargas y factores de carga	24
2.1.2.3. Factores de reducción de resistencia (ϕ)	25
2.1.2.4. Resistencia Nominal (R_n).....	25
2.1.2.5. Diseño por Resistencia a Flexión (ACI 318-19)	26
2.1.2.6. Diseño por Resistencia a corte (ACI 318-19)	30
2.1.2.7. Diseño por Resistencia a Torción (ACI 318-19).....	33
2.1.2.8. Diseño de Columnas de Hormigón Armado	38
2.1.2.9. Cargas sobre la estructura	41
2.1.2.9.1. Carga Muerta	41
2.1.2.9.2. Sobrecargas Muertas.....	41
2.1.2.9.3. Cargas de Servicio o Cargas Vivas.....	42
2.1.2.9.4. Cargas Especiales	42
2.1.3. Fundamentos del diseño estructural sismorresistente	42
2.1.3.1. Tipos de análisis sísmico en edificaciones	43
2.1.3.1.1. Análisis Estático Equivalente.....	43
2.1.3.1.2. Análisis Modal Espectral	44
2.1.3.2. Diseño sísmico en edificaciones	45
2.1.3.2.1. Coeficiente Sísmico	45
2.1.3.2.2. Espectro de Respuesta	47
2.1.3.2.3. Deriva de Entrepiso	50
2.1.3.2.4. Diafragma Rígido	51
2.1.3.2.5. Ductilidad	51

2.1.3.3. Sistemas estructurales de concreto armado	52
2.1.3.3.1. Sistemas de Pórticos	52
2.1.3.3.2. Sistemas de Entrepiso sin Vigas.....	52
2.1.3.3.3. Sistema de Entrepiso con Vigas Planas	52
2.1.3.3.4. Sistemas de Muros.....	53
2.1.3.4. Parámetros de diseño sísmico en edificaciones de la norma (NBDS2023)	53
2.1.3.4.1. Zonificación.....	53
2.1.3.4.2. Aceleración Máxima del Suelo	55
2.1.3.4.3. Parámetros de Sitio y Categoría de Diseño Sísmico	56
2.1.3.4.4. Periodo Fundamental de Vibración	58
2.1.3.4.5. Coeficiente de Modificación de Respuesta R y Factores de Irregularidad	60
2.1.3.4.6. Tipo de Estructura según Uso/Factor de Importancia.....	62
2.1.3.4.7. Irregularidades en Edificaciones	63
2.1.3.5. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad	63
2.1.3.5.1. Desplazamientos Laterales.....	63
2.1.3.5.2. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles	64
2.1.3.5.3. Combinaciones de Diseño.....	64
2.1.3.5.4. Definición de Envolvente	65
2.1.3.5.5. Softwares Usados para el Diseño Estructural (CSI ETABS y SAFE)	66
2.2. HERRAMIENTAS Y METODOLOGIA DE ANALISIS	70
2.2.1. Generación de Modelo 3D.....	71
2.3. ESTADO DEL ARTE DEL DOMINIO DEL PROBLEMA	71
CAPÍTULO 3. DISEÑO METODOLOGICO	74
3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACION	74
3.2. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACION.....	74
3.3. DATOS DEL ESTUDIO DE SUELO	75
3.3.1. Generalidades	75

3.3.2. Descripción del suelo	75
3.3.3. Propiedades mecánicas del suelo	76
3.3.4. Nivel Freático	76
3.3.5. Capacidades de apoyo del suelo	76
3.3.6. Capacidades admisibles de apoyo.....	77
3.3.7. Efectos sobre edificaciones adyacentes	77
3.3.8. Trabajos de campo.....	78
3.3.9. Ensayo de penetración estándar ASTM D 1586-98 (SPT).....	79
3.3.10. Equipo	79
3.3.11. Procedimiento.....	79
3.3.12. Datos Obtenidos	80
3.3.13. Trabajos de laboratorio	80
3.3.14. Coeficiente de reacción del suelo k	81
3.3.15. Resultado de la Capacidad Admisible de Apoyo	83
3.3.16. Estabilidad.....	83
3.3.17. Empuje Lateral del Suelo	89
3.3.18. Altura crítica de una excavación extensa	92
3.4. PERIODO EN QUE SE REALIZO LA INVESTIGACION	93
CAPÍTULO 4. INGENIERIA DE PROYECTO.....	94
4.1. LOCALIZACION DEL PROYECTO	94
4.2. DESCRIPCION DEL PROYECTO	95
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	96
4.3.1. Predimensionamiento de Columnas.....	96
4.3.2. Predimensionamiento de Muros de Hormigón Armado o Placas	97
4.3.3. Predimensionamiento de Vigas de entrepiso peraltadas	97
4.3.4. Predimensionamiento de Losas Unidireccionales y Bidireccionales	98

4.4. PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES UTILIZADOS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	99
4.4.1. Consideraciones para el diseño.....	99
4.4.2. Propiedades Mecánicas de Materiales	100
4.5. ESTRUCTURACION DEL PROYECTO.....	101
4.6. ANALISIS DE CARGAS	104
4.6.1. CARGAS GRAVITACIONALES.....	104
4.6.1.1. Análisis de cargas sobre la estructura	104
4.6.1.2. Sobrecarga Muerta (Super Dead).....	104
4.6.1.3. Sobrecarga muerta (Muro sobre viga).....	111
4.6.1.4. Cargas Especiales	112
4.6.1.5. Cargas de Servicio (LIVE)	114
4.7. CARGA LATERAL.....	114
4.7.1. Carga Sísmica (SEISMIC).....	114
4.8. MODELADO Y DISEÑO SISMORESISTENTE CON EL SOFTWARE (CSI ETABS V.2019)	116
4.8.1. Asignación de datos de sismo dinámico al simulador.....	116
4.8.2. Asignación de datos de sismo estático al simulador	119
4.8.3. Definición de peso sísmico	120
4.8.4. Modelo tridimensional de la estructura.....	121
4.9. INGENIERIA DE COSTOS	122
4.10. RESULTADOS.....	126
4.10.1. Análisis y obtención de esfuerzos.....	126
4.10.2. Revisión de modos y periodos naturales de vibración	127
4.10.3. Análisis del cortante basal dinámico y estático.....	129
4.10.4. Verificación de irregularidades en la estructura.....	129
4.10.5. Verificación de derivas de entrepiso.....	133

4.10.6. Certificado de validación del estudio de suelos del proyecto de grado	135
4.10.7. Diseño de elementos estructurales	136
4.10.7.1. Diseño de vigas.....	136
4.10.7.2. Diseño de columnas.....	139
4.10.7.3. Diseño de muros de hormigón armado o placas.....	141
4.10.7.4. Diseño de losas nervadas de entrepiso	144
4.10.7.5. Diseño de losa de fundación con vigas radier	146
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
5.1. CONCLUSIONES	153
5.2. RECOMENDACIONES	160
CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFIA	162

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de Registros del Laboratorio de San Calixto	4
Tabla 2. Tabla de Valores para β_1	27
Tabla 3. Factores de Reducción, ϕ para momento y fuerza axial.....	28
Tabla 4. Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio	31
Tabla 5. Resistencia Axial Máxima.....	39
Tabla 6. Factor de reducción de resistencia ϕ , para columnas	40
Tabla 7. Parametrización del espectro elástico de pseudo aceleración	48
Tabla 8. Periodos limite inicial, corto y largo.....	49
Tabla 9. Coeficiente de sitio de periodo corto, F_a	56
Tabla 10. Coeficiente de sitio de periodo largo, F_v	56
Tabla 11. Categoría de diseño sísmico en función de, $F_a \times S_o$ y tipo de estructura	57
Tabla 12. Categoría de diseño sísmico en función de, $F_v \times S_o$ y tipo de estructura	57
Tabla 13. Coeficientes C_t y x	59
Tabla 14. Coeficiente, C_u	59
Tabla 15. Coeficientes de reducción, R , amplificación, y valores de distorsión Δ^1	61
Tabla 16. Factor de Importancia, I_e	62
Tabla 17. Irregularidades estructurales en altura	67
Tabla 18. Irregularidades en planta	69
Tabla 19. Coeficiente de reacción del suelo k	81
Tabla 20. Capacidad Ultima de Apoyo y Capacidad Segura de Apoyo para una fundación de 45x45m ($B/L=1$)	84
Tabla 21. Capacidad Ultima de Apoyo con una excavación adyacente	85
Tabla 22. Capacidad Segura de Apoyo con una excavación adyacente	85
Tabla 23. Variación de la Capacidad Ultima de Apoyo.....	88
Tabla 24. Variación de la Capacidad Segura de Apoyo.....	88
Tabla 25. Determinación de la Altura Critica de Excavación.....	93
Tabla 26. Relación de superficies del proyecto y otros datos técnicos	95
Tabla 27. Dimensiones y pesos nominales del acero corrugado	101
Tabla 28. Propiedades del Tanque de Agua	113
Tabla 29. Sobrecargas de Servicio	114
Tabla 30. Formulario B-1 (Presupuesto por ítems y general de la obra).....	123

Tabla 31. Modos de Vibrar de la Estructura de H°A°	128
Tabla 32. Ratios de Irregularidades Estructurales en Altura (Ia)	131
Tabla 33. Ratios de Irregularidades Estructurales en Planta (Eje-Y)	132
Tabla 34. Ratios de Irregularidades Estructurales en Planta (Eje-X)	132
Tabla 35. Comprobación de Derivas de Entrepiso	133
Tabla 36. Resultados de la Etapa 4	155
Tabla 37. Resultados de la Etapa 5	156
Tabla 38. Secciones de la ACI318-19 que deben cumplirse en aplicaciones típicas	158

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Variación de ϕ la deformación de la armadura a tracción	25
Figura 2. Diagrama del Bloque de Compresión	27
Figura 3. Diagrama de Corte en Viga.....	32
Figura 4. Péndulos con diferentes periodos afectados por una excitación sísmica	43
Figura 5. Espectro elástico de pseudo aceleración en unidades g	48
Figura 6. Espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleraciones, estación sismológica LPAZ	50
Figura 7. Zonificación Sísmica para el Territorio Nacional.....	54
Figura 8. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica	55
Figura 9. Coeficientes de Empuje lateral de acuerdo al Código Técnico de la edificación (2005)	78
Figura 10. Módulo de reacción del suelo.....	82
Figura 11. q_a (Capacidad Admisible de Apoyo) del pozo 1 en (KN/m ²)	83
Figura 12. Capacidad Ultima de Apoyo (KN/M ²)	86
Figura 13. Capacidad Segura de Apoyo (KN/M ²)	87
Figura 14. Factor de Seguridad	87
Figura 15. Capacidad Ultima de Apoyo (KN/M ²) y Capacidad Segura de Apoyo (KN/M ²)	89
Figura 16. Presión Lateral Total sobre la estructura	90
Figura 17. Fuerzas laterales(corte) sobre la estructura de sostenimiento	91
Figura 18. Momentos sobre la estructura de sostenimiento	92
Figura 19. Plano de Ubicación del Proyecto.....	94
Figura 20. Estructuración del Sótano	103
Figura 21. Dimensiones del ladrillo	107
Figura 22. Corte Transversal del Tabique	108
Figura 23. Superficie de Muros	109
Figura 24. Peso de Muro Sobre Losa	110
Figura 25. Peso de muro sobre viga	111
Figura 26. Corte transversal de la Sala de Maquinas	113
Figura 27. Peso Sísmico de la Estructura	115
Figura 28. Definición de Masas.....	116
Figura 29. Espectro de Respuesta.....	117
Figura 30. Definición del Caso de Carga.....	118
Figura 31. Combinaciones de Carga.....	118

Figura 32. Definición de la Carga Sismo Estático	119
Figura 33. Ajustes de Datos	120
Figura 34. Altura y Vista Tridimensional de la Estructura	121
Figura 35. Actualización de precios elementales de materiales, mano de obra y equipo	125
Figura 36. Máxima deriva de entrepiso	126
Figura 37. Esfuerzos de Momentos (Piso 4).....	127
Figura 38. Comparación de cortantes basales.....	129
Figura 39. Muro de Corte (Placa) de H°A° Añadido a la Estructura	130
Figura 40. Vista en Planta del Muro de Corte y la Nueva Disposición de Columnas	131
Figura 41. Diagrama de máxima distorsión de entrepiso en ambos sentidos	134
Figura 42. Certificado de Validación del Estudio de Suelo	135
Figura 43. Vista en planta de la estructura en el nivel 4 elevación 11.9m	136
Figura 44. Diagrama de momento flector y cortante en la viga piso tipo 4	137
Figura 45. Comparación de Áreas de Acero a Flexión del Calculo Manual y el Programa	138
Figura 46. Comparación de Áreas de Acero a Cortante del Calculo Manual y el Programa.....	138
Figura 47. Comparación de Áreas de Acero a Torción del Calculo Manual y el Programa.....	139
Figura 48. Columna con Mayor Solicitación a Diseñar Planta Subsólano.....	140
Figura 49. Comparación del Diagrama de Interacción del Calculo Manual y del ETABS V.19	141
Figura 50. Muro de Corte Seleccionado para el Diseño	142
Figura 51. Vista en Planta del Muro de Corte a Diseñar	143
Figura 52. Comparación del Diagrama de Interacción del Muro de Corte del Calculo Manual y del ETABS V.19.....	144
Figura 53. Planta tipo y dibujo strips en dirección X y Y	145
Figura 54. Diagrama de Momentos en las Franjas de Diseño.....	145
Figura 55. Resultado del SAFE del Área de Acero Requerido	146
Figura 56. Área de Acero Calculado en MathCad	146
Figura 57. Vista en Planta de la Losa de Fundación con Vigas Radier.....	147
Figura 58. Diagrama de Momento más Elevado	148
Figura 59. Comparación de Área de Acero del Calculo Manual y el SAFE.....	149
Figura 60. Área de Acero Solicitante Eje-X Arriba y Abajo	150
Figura 61. Refuerzo Seleccionado en Eje-X.....	151
Figura 62. Área de Acero Designado para el Eje-X de la Losa de Fundación.....	151
Figura 63. Área de Acero Faltante.....	152
Figura 64. Área de Acero Designado Faltante.....	152

ÍNDICE DE ECUCIONES

Ecuación 1. Ecuación General del Diseño por Resistencia.....	23
Ecuación 2. Diseño a Flexión.....	26
Ecuación 3. Área de Acero Mínimo en Vigas	28
Ecuación 4. Área de Acero Máxima en Vigas.....	29
Ecuación 5. Resistencia Nominal a Flexión	29
Ecuación 6. Resistencia Nominal al Corte en Vigas.....	30
Ecuación 7. Cortante del Hormigón en Vigas	30
Ecuación 8. Verificación de la Sección Transversal de la Viga.....	31
Ecuación 9. Área de Refuerzo de Corte Requerida	32
Ecuación 10. Espaciamiento Máximo Permitido.....	33
Ecuación 11. Diseño por Torsión	33
Ecuación 12. Área del Contorno de la Sección Transversal	33
Ecuación 13. Área del Núcleo Hueco de Torsión.....	34
Ecuación 14. Área Efectiva para Torsión	34
Ecuación 15. Perímetro del Contorno Exterior de la Sección Transversal.....	34
Ecuación 16. Perímetro efectivo para Torsión.....	35
Ecuación 17. Umbral de Torsión para Secciones Transversales Solidas	35
Ecuación 18. Torsión de Figuración.....	36
Ecuación 19. Refuerzo Transversal	37
Ecuación 20. Resistencia Nominal en Compresión Pura.....	38
Ecuación 21. Resistencia Axial Máxima	39
Ecuación 22. Ecuaciones de Interacción	40
Ecuación 23. Coeficiente de respuesta sísmica.....	45
Ecuación 24. Coeficiente de respuesta sísmica.....	46
Ecuación 25. Límite mínimo general	46
Ecuación 26. Espectro de diseño	49
Ecuación 27. Periodo fundamental aproximado, T_a	58
Ecuación 28. Factores de irregularidad total	70
Ecuación 29. Predimensionamiento de Columnas Centrales, Esquineras y Borde	97
Ecuación 30. Predimensionamiento de losas Nervadas	99
Ecuación 31. Módulo de elasticidad referencial	100

Ecuación 32. Contrapiso de Hormigón Simple.....	104
Ecuación 33. Cielo Falso de Yeso	105
Ecuación 34. Sobrecarga de Acabado	105
Ecuación 35. Peso de Ladrillo	106
Ecuación 36. Volumen del Mortero	106
Ecuación 37. Peso del Mortero.....	106
Ecuación 38. Peso de Revoque.....	107
Ecuación 39. Peso 1m2 de Tabique.....	108
Ecuación 40. Superficie de Muros.....	108
Ecuación 41. Peso de Muro Sobre Losa	109
Ecuación 42. Sobre Carga Muerta.....	110
Ecuación 43. Peso Muro sobre Viga	111
Ecuación 44. Peso de losa de descanso de escalera	112
Ecuación 45. Carga Especial	112
Ecuación 46. Peso de Tanque de Agua.....	114
Ecuación 47. Fuerza de corte basal	115

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto, tiene como propósito desarrollar un diseño estructural sismorresistente para un edificio cuya función cumple en departamentos y locales de comercio, aplicando las normativas NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y ACI 318-19(American Concrete Institute). La iniciativa surge ante la necesidad de incorporar soluciones modernas de diseño en edificaciones típicas de la región es decir empleando la norma vigente, promoviendo la seguridad y resiliencia en zonas de riesgo sísmico.

La “Torre Lucy” carece de un diseño sismorresistente que contemple los desafíos sísmicos, lo que evidencia la importancia de abordar el problema a través de un proceso sistemático y riguroso, garantizando así la protección de los ocupantes y la integridad de la estructura.

El objetivo general de este proyecto es realizar el diseño estructural sismorresistente completo del edificio, aplicando las normativas ya mencionadas. Para lograrlo, se han establecido varios objetivos específicos, entre los cuales se destacan la revisión y análisis de los planos arquitectónicos, el estudio detallado de las normativas vigentes la literatura relevante y la validación de los estudios geotécnicos. Además, se contempla la realización de análisis de cargas, tanto estático como dinámico, que permitan evaluar el comportamiento sísmico de la estructura. Para ello, se utilizarán herramientas de análisis, como ETABS y SAFE, complementadas con comprobaciones manuales, a fin de optimizar el diseño y asegurar la compatibilidad entre las normativas nacionales e internacionales.

La metodología adoptada en este proyecto abarca desde la estructuración y el predimensionamiento, pasando por el análisis de cargas y el modelamiento de la estructura, hasta la iteración, optimización y elaboración final de los planos estructurales. Este enfoque permite compilar información relevante acerca de las propiedades, usos y ventajas de los distintos métodos de diseño, facilitando la implementación de prácticas de ingeniería robustas y eficientes.

Los resultados se verificaron en función a la verificación de los cálculos manuales de los elementos estructurales y los resultados que los softwares seleccionados para este proyecto se utilizaron, tomando en consideración las normativas y todos los parámetros de cumplimiento que se deben de cumplir al momento de realizar el diseño.

1.1. ANTECEDENTES

En las últimas décadas, el diseño estructural sismorresistente ha experimentado una evolución considerable a nivel mundial, impulsado por el creciente entendimiento de los efectos sísmicos sobre las edificaciones y la necesidad de implementar normas que garanticen la seguridad de sus ocupantes. Este avance se ha reflejado en la transición desde enfoques basados únicamente en fuerzas estáticas hacia metodologías dinámicas y de desempeño, en las cuales se evalúa la respuesta real de la estructura ante solicitaciones sísmicas (Chopra, 2012, pp. 45-48).

En Bolivia, se han realizado esfuerzos importantes en la aplicación de normativas y técnicas de diseño que respondan a las exigencias de un entorno sísmico. La Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS2023 representa un paso fundamental, al actualizar criterios de análisis estático y dinámico conforme a estándares internacionales y adaptarlos a la realidad geotécnica y sísmica del país (IBNORCA, 2023, p. 17). Esta normativa busca garantizar que las edificaciones diseñadas en zonas de amenaza sísmica, como Cochabamba, cumplan con niveles mínimos de seguridad estructural y ocupacional. Sin embargo, en el caso específico de edificaciones tradicionales como la “Torre Lucy”, se evidencia la carencia de un estudio integral que aborde de manera simultánea la normativa NBDS2023 y la ACI 318-19 en un diseño sismorresistente completo. El ACI 318-19, elaborado por el American Concrete Institute (2019), establece los lineamientos técnicos para el diseño en concreto estructural, haciendo énfasis en requisitos de resistencia, ductilidad y desempeño, que son fundamentales para estructuras sometidas a cargas sísmicas (ACI 318-19,

2019, pp. 240-245). La comparación y compatibilidad entre ambas normativas es clave para garantizar un diseño eficiente y seguro.

Diversas investigaciones y proyectos en el ámbito de la ingeniería civil han resaltado la importancia de contar con modelos estructurales que integren herramientas de análisis, tales como ETABS y SAFE, para evaluar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas (CSI, 2017, pp. 15-20). Estos estudios han permitido establecer criterios de optimización y validación a través de comprobaciones manuales, lo cual ha contribuido a perfeccionar los procesos de diseño (Meli, 2002, pp. 33-36; Vargas, 2007, pp. 115-118). No obstante, la mayoría de estos trabajos se han enfocado en contextos internacionales o en edificaciones de características diferentes a las que se observan en nuestro medio, dejando un vacío en la aplicación práctica de dichas metodologías en la región andina.

La Fundación Observatorio San Calixto, institución sin fines de lucro y principal entidad especializada en seguimiento de actividad sísmica en Bolivia, actúa como referencia técnica nacional en vigilancia sísmica (Observatorio San Calixto, s. f.). En los primeros seis meses del año 2024, esta institución reportó 108 eventos sísmicos en el departamento de Cochabamba, convirtiéndose en el segundo más afectado a nivel nacional, con magnitudes que oscilaron entre 0.5 y 5.3 (observaciones superficialmente bajas-medias). Uno de los sismos más significativos recientes fue registrado el 30 de junio de 2025, con magnitud 4.8 M y una profundidad muy superficial de aproximadamente 3 km, cuyo epicentro se ubicó en la provincia de Chapare. Este evento fue sentido en varias zonas de Cochabamba, incluyendo Sacaba, Quillacollo y edificios altos de La Paz (Observatorio San Calixto, junio 2025). En el contexto del diseño estructural sismorresistente, es fundamental considerar el registro histórico y reciente de la actividad sísmica en la región del proyecto. El Observatorio San Calixto, principal entidad responsable del monitoreo sísmico en Bolivia, ha documentado una significativa recurrencia de

eventos telúricos en el departamento de Cochabamba, zona de emplazamiento de la edificación en estudio. Estos registros evidencian la presencia de sismos de magnitudes moderadas y bajas, con epicentros principalmente localizados en el Chapare y en áreas adyacentes, los cuales, pese a no generar daños estructurales mayores en la mayoría de los casos, confirman la condición de amenaza sísmica activa. La tabla siguiente resume algunos de los eventos más relevantes reportados en los últimos años, constituyendo una referencia técnica esencial para la calibración de parámetros sísmicos y la validación del diseño estructural conforme a las normativas NBDS2023 y ACI 318-19.

Tabla 1. Tabla de Registros del Laboratorio de San Calixto

Fecha	Magnitud (M)	Profundidad (km)	Epicentro / Región	Observaciones
30 junio 2025	4.8	3	Chapare, Cochabamba (47 km al NE de Colomi)	Percibido en Cochabamba, Sacaba, Quillacollo y zonas altas de La Paz
30 junio 2024	4.0	—	Cercano a Quillacollo / Tiquipaya	Sentido en Quillacollo, Vinto y zonas del centro- norte de Cochabamba
6 mayo 2025	4.6	Superficial	Chapare, Cochabamba	Sentido en La Paz y Oruro; observatorio emite recomendaciones de contingencia

Enero 2024	entre 1.5–4.4	5.0–353.4	Cochabamba y otros departamentos	Reporte mensual: 116 sismos en Bolivia, la mayoría en Potosí (82 %)
Primer semestre 2024	0.5–5.3	—	Varias provincias de Cochabamba	Total, de 108 sismos en Cochabamba; Potosí con más sismicidad
2020 – 2024	—	—	Bolivia	8 066 sismos en 5 años; Cochabamba acumuló 1 322 (16 %)

Fuente: Laboratorio de San Calixto.

Estos hechos refuerzan la necesidad de considerar el comportamiento sísmico local y parámetros geotécnicos reales al diseñar edificaciones de altura como la Torre Lucy, lo cual subraya la conveniencia de utilizar estudios de suelos validados y modelos estructurales conformes a la NBDS2023 y ACI 318-19.

Ante este escenario, el presente proyecto surge como respuesta a la necesidad de compilar y aplicar la experiencia acumulada en el diseño sismorresistente, adaptándola a las condiciones específicas de un edificio de 11 niveles en Cochabamba. La integración de la NBDS2023 y la ACI 318-19 en un único estudio no solo pretende optimizar los métodos existentes, sino también proporcionar pautas claras y aplicables que faciliten la adopción de prácticas de diseño más seguras y eficientes en el contexto local, fomentando así el desarrollo de la ingeniería estructural boliviana en un entorno con amenaza sísmica considerable.

1.2. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

1.2.1. Descripción del problema

El problema central identificado en el presente trabajo de grado radica en que el diseño estructural actual de la edificación denominada “Torre Lucy”, ubicada en la ciudad de Cochabamba, no contempla un análisis integral que incorpore de manera explícita los lineamientos establecidos en la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS2023 ni en el ACI 318-19. Aunque los estudios y diseños previos cumplen con criterios constructivos convencionales, estos se han desarrollado bajo enfoques parciales que no consideran de forma sistemática las exigencias de un diseño sismorresistente completo, lo que limita la capacidad de la estructura para ser evaluada adecuadamente frente a solicitaciones sísmicas.

Las causas de este problema se encuentran principalmente en la falta de aplicación de un enfoque metodológico actualizado, que permita integrar tanto la normativa nacional como la internacional en un proceso de diseño coherente y verificable. A esto se suma la práctica extendida en el medio de replicar criterios de diseño tradicionales que no siempre responden a las condiciones sísmicas particulares de Cochabamba, una región clasificada con alta amenaza sísmica según estudios recientes del Observatorio San Calixto. Cabe subrayar que la deficiencia no se origina en el desconocimiento de las normativas, sino en la ausencia de un procedimiento estructurado que articule la teoría, la normativa y el modelado avanzado mediante herramientas computacionales como ETABS y SAFE.

Los efectos de este problema se traducen en la imposibilidad de contar con un diseño estructural plenamente confiable, lo que genera incertidumbre respecto al desempeño real de la edificación ante un sismo severo. Esta situación no solo compromete la seguridad de los ocupantes y usuarios de la Torre Lucy, sino que también impacta negativamente en la optimización de materiales, costos de construcción y confianza en el diseño estructural boliviano. Además, la

carencia de un estudio integral que contraste la NBDS2023 con la ACI 318-19 limita la generación de pautas técnicas que podrían servir como referencia para futuros proyectos en el medio, perpetuando así la brecha existente entre la normativa disponible y su aplicación práctica en edificaciones de altura.

1.2.2. Formulación del problema

Partiendo de lo anterior, surge la interrogante: ¿Cómo influye la aplicación de la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y la ACI 318-19(American Concrete Institute) en el diseño estructural de una edificación de 11 niveles, sabiendo que en la zona se tiene un registro histórico de 0,2 a 0,24 (NBDS2023, pág. 90) de aceleración de gravedad?

Se plantea determinar la metodología y las herramientas de análisis incluyendo el uso del software de modelamiento y comprobaciones manuales que permitan optimizar el comportamiento antisísmico de la estructura, garantizando un diseño seguro y eficiente acorde con los estándares modernos de la ingeniería civil en Bolivia.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural sismorresistente completo de un edificio departamental-comercial de 11 niveles, ubicado en la ciudad de Cochabamba aplicando la NBDS2023 (Norma Boliviana de diseño sísmico) y ACI 318-19 (American Concrete Institute).

1.3.2. Objetivos Específicos

- Revisar y estudiar los planos arquitectónicos para este proyecto.
- Revisar y estudiar de manera detallada la NBDS2023 (Norma Boliviana de diseño sísmico) y ACI 318-19 (American Concrete Institute), así como de la literatura relevante para el diseño estructural sismorresistente del edificio de estudio.

- Realizar la validación de los estudios geotécnicos del proyecto.
- Realizar el análisis estático y dinámico para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura.
- Plantear un modelo estructural del edificio de estudio que cumpla con la normativa vigente y que siga los criterios de estructuración que nos dan las normativas actuales.
- Hacer comprobaciones manuales de los elementos estructurales más solicitados de la estructura de análisis, comprobando la labor del software.
- Elaborar planos estructurales a diseño final en base a la modelación. Optimizando el diseño basado en los resultados del análisis, considerando factores como eficiencia de materiales y costos.
- Explicar paso a paso, cuáles son los principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar la edificación de hormigón armado, comenzando por la estructuración y siguiendo por el diseño puntual de cada uno de los elementos que componen la estructura.
- Verificar la compatibilidad de ambas normas en el diseño sismorresistente de una edificación Comercial-Departamental en Cochabamba.

1.4. JUSTIFICACION

En relevancia de la seguridad estructural, es decisivo que las estructuras estén preparadas para cualquier eventualidad sobre todo los edificios de varios niveles de altura que alberguen una cantidad significativa de personas ya que, de esas estructuras es mucho más difícil poder escapar en caso de un evento que comprometa la integridad de la misma. Este aspecto puede ser crucial especialmente para futuras consideraciones de planificación urbana y desarrollo de infraestructura resiliente.

1.4.1. Justificación Teórica

El desarrollo del presente proyecto servirá para ofrecer los conocimientos técnicos necesarios que servirán para el perfeccionamiento del diseño de un edificio sismo resistente con pórticos resistentes a momentos. Donde se pretende dar a conocer que con el desarrollo de este proyecto de grado y con el fin de aportar a la carrera de ingeniería civil, obteniendo los resultados de una forma exacta en el diseño de un edificio comercial-departamental que incluirá el análisis sismorresistente, estructuración, diseño de elementos estructurales y planos estructurales.

Al pre-analizar el riesgo sísmico en nuestro país, se puede apreciar que los edificios más altos e importantes del país están ubicados en las principales ciudades, es decir: La paz, Cochabamba y Santa Cruz, entre las cuales Cochabamba es la que tiene la pseudo-aceleración sísmica más fuerte según las NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico, pág. 90), por ende, es óptimo realizar el diseño en esta ubicación ya que se trabajara con los datos más críticos del medio.

1.4.2. Justificación Social y Económica

La ciudad de Cochabamba, al igual que otras ciudades en Bolivia, está situada en una zona sísmicamente activa, lo cual plantea un riesgo significativo para las edificaciones. Con el crecimiento urbano y la necesidad de construir edificaciones de mayor altura, es imperativo asegurar que estas estructuras sean capaces de resistir los efectos de los sismos. La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023) y el ACI 318-19 (American Concrete Institute) proporcionan directrices y estándares para diseñar edificaciones resistentes a sismos.

Desde el punto de vista económico, la correcta aplicación de criterios de optimización estructural permite un uso más eficiente de materiales como el hormigón y el acero, reduciendo costos innecesarios y evitando sobredimensionamientos que afectan el presupuesto de obra. Esto repercute directamente en la viabilidad financiera de los proyectos de construcción, ya que

posibilita alcanzar un equilibrio entre seguridad, durabilidad y economía, aspectos fundamentales en un mercado de la construcción cada vez más competitivo. Asimismo, la incorporación de análisis estructurales avanzados con programas como ETABS y SAFE contribuye a obtener resultados más precisos, que se traducen en diseños ajustados a la realidad del comportamiento estructural, disminuyendo márgenes de error y sobrecostos durante la ejecución de la obra.

En el ámbito social, la generación de planos estructurales con criterios normativos actualizados representa un aporte directo al bienestar de la población, ya que dichos documentos técnicos constituyen la base para la construcción de edificaciones seguras que protejan la vida de los ocupantes y de la comunidad en general. Al mismo tiempo, se fomenta una cultura de prevención y seguridad estructural en una ciudad como Cochabamba, que se encuentra catalogada como una de las regiones con mayor amenaza sísmica en el país. Con ello, se contribuye no solo al desarrollo urbano ordenado y sostenible, sino también a la consolidación de políticas públicas que promuevan la seguridad en la infraestructura civil, fortaleciendo la confianza de la sociedad en la ingeniería nacional.

Además, el proyecto busca motivar la implementación de prácticas de diseño sismorresistente más eficientes en el medio local, promoviendo construcciones seguras, funcionales y sostenibles que reduzcan de manera significativa los riesgos de colapso y pérdidas humanas ante la ocurrencia de sismos. La aplicación de la NBDS2023 conjuntamente con la ACI 318-19 garantiza que los diseños se realicen bajo parámetros actualizados y acordes a las exigencias del contexto nacional e internacional, lo que representa un avance en la manera en que se conciben y ejecutan los proyectos de construcción en Bolivia.

1.5. METODOLOGIA

La metodología adoptada para el presente proyecto de grado se diseñó con el objetivo de garantizar un proceso de investigación enmarcado en las disposiciones normativas vigentes y adaptado a las particularidades del contexto sísmico de la ciudad de Cochabamba. Se organizó en etapas secuenciales que permitieron abordar de manera integral todas las fases del trabajo, desde la revisión documental inicial hasta la elaboración del producto final.

Esta secuencia metodológica asegura que el trabajo desarrollado sea técnicamente consistente, verificable y aplicable a proyectos reales de características similares.

1.5.1. Etapa 1: Revisión documental y recopilación de información normativa

Esta etapa se cumplió con los objetivos específicos primero y segundo; consistió en la búsqueda, análisis y sistematización de la normativa vigente y aplicable al diseño estructural sismorresistente. Se revisó de manera detallada la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS2023, con especial atención a los capítulos relacionados con parámetros de diseño sísmico, clasificación de estructuras según uso, factores de importancia, zonificación, periodos fundamentales de vibración, espectros de respuesta y derivas máximas admisibles. Asimismo, se analizó la norma ACI 318-19, centrándose en las disposiciones para el diseño de elementos de hormigón armado, cargas y combinaciones de carga (Capítulo 5), factores de reducción de resistencia (ϕ), requisitos de ductilidad y disposiciones constructivas.

Para garantizar la exactitud de los criterios, también se consultaron manuales técnicos, guías de aplicación de software estructural, publicaciones académicas y artículos especializados. Esta revisión documental aseguró que el proyecto se enmarcara estrictamente en estándares internacionales y nacionales.

1.5.2. Etapa 2: Revisión y validación de los estudios geotécnicos

En esta etapa se aborda el tercer objetivo específico. Dado que el proyecto de origen se localiza en la ciudad de Cochabamba y el presente trabajo se desarrolla desde la ciudad de Cobija, no se efectuó un recálculo ni la ejecución directa de nuevos estudios geotécnicos, principalmente por las limitaciones logísticas, económicas y geográficas que ello implica. En su lugar, para dar cumplimiento al objetivo de validar la información geotécnica, se realizó un viaje a la ciudad de Cochabamba con el fin de gestionar ante la empresa consultora responsable del estudio original la emisión de un certificado de validación técnica, el cual respalda y confirma la validez de los resultados previamente obtenidos.

La consultora, mediante certificación formal, manifestó que la información levantada cumple con los parámetros técnicos y de confiabilidad requeridos por la normativa vigente, exonerando la necesidad de realizar un nuevo estudio geotécnico debido a que implicaría costos elevados y procedimientos complejos para un proyecto académico. En este sentido, se efectuó la verificación documental de los estudios geotécnicos proporcionados por la empresa y, al no encontrarse observaciones que evidencien errores procedimentales, dichos resultados se consideran válidos para el desarrollo del presente proyecto.

1.5.3. Etapa 3: Modelado estructural y análisis sísmico

En esta etapa se cumplió con los objetivos específicos cuarto y quinto; El modelado tridimensional de la estructura se realizó utilizando el software CSI ETABS, introduciendo los datos geométricos y mecánicos de la edificación de acuerdo con los planos y especificaciones técnicas. Las propiedades de los materiales (f'_c del concreto, módulo de elasticidad, peso unitario del hormigón, límite de fluencia del acero de refuerzo) fueron definidas conforme a los requisitos normativos.

Se aplicaron cargas muertas (peso propio, acabados y elementos fijos) y cargas vivas (considerando sobrecargas de servicio de acuerdo a la NBDS2023 y ACI 318-19), además de cargas sísmicas obtenidas mediante análisis estático equivalente y análisis modal espectral. El análisis sísmico se efectuó incorporando el espectro de diseño determinado por la NBDS2023, ajustado al sitio específico de Cochabamba y considerando el amortiguamiento estructural del 5%.

1.5.4. Etapa 4: Diseño y comprobaciones de elementos estructurales

En esta etapa se cumplió con el objetivo específico sexto; Una vez obtenido el modelo analítico, se procedió al diseño y verificación de los elementos estructurales más solicitados: losas reticulares en una y dos direcciones, vigas principales y secundarias, columnas, muros de corte, muros de sótano, escaleras y losa radier o platea de fundación. El diseño se efectuó siguiendo el método de diseño por resistencia (LRFD) establecido por el ACI 318-19, verificando que las solicitaciones obtenidas (momentos, cortantes, torsiones y axiales) no superaran las capacidades nominales multiplicadas por los factores de reducción ϕ correspondientes.

Se realizaron comprobaciones manuales para validar los resultados obtenidos por el software, especialmente en elementos críticos, y se revisaron derivas, desplazamientos laterales y compatibilidad de deformaciones conforme a la NBDS2023.

1.5.5. Etapa 5: Elaboración de planos

En esta fase se cumplió con el objetivo específico séptimo; el cual se desarrollaron los planos estructurales utilizando AutoCAD Structural Detailing. Los planos incluyeron detalles de armado, secciones constructivas y especificaciones técnicas para la obra gruesa.

1.5.6. Etapa 6: principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar la edificación de hormigón armado

En esta etapa se cumplió con el objetivo específico octavo; se desarrolló una metodología secuencial que inicia con la recopilación de toda la información técnica del proyecto, incluyendo

planos arquitectónicos, resultados de los estudios geotécnicos validados y parámetros de amenaza sísmica determinados según la NBDS 2023. Con esta base, se definió el sistema estructural más adecuado en función de criterios de resistencia, rigidez y ductilidad, considerando alternativas como pórticos, muros estructurales, losas y fundaciones, justificando su selección de acuerdo a las condiciones del emplazamiento y uso de la edificación. Posteriormente, se procedió al modelado estructural en los programas ETABS y SAFE, donde se ingresaron las geometrías, cargas gravitacionales, cargas sísmicas y demás parámetros normativos, asignando secciones iniciales a vigas, columnas, muros y losas. Una vez construido el modelo, se ejecutaron análisis estáticos y modales espectrales para evaluar la respuesta de la estructura, y se diseñaron los elementos estructurales siguiendo los procedimientos establecidos en el ACI 318-19 y la NBDS 2023. El diseño contempló las verificaciones de flexión, corte y torsión en vigas; compresión y flexo compresión en columnas; cortante, flexión y empujes de suelo en muros; así como el dimensionamiento de losas unidireccionales, bidireccionales, losa radier y escaleras. Finalmente, se realizaron comprobaciones manuales para los elementos más solicitados, con el fin de contrastar los resultados obtenidos en el software con los cálculos normativos, y se verificaron parámetros globales como desplazamientos laterales, cortante basal y derivas, asegurando que la estructura cumpla con los límites establecidos. Esta metodología permitió documentar de forma ordenada y fundamentada cada etapa del proceso, garantizando la trazabilidad y justificación técnica de todas las decisiones adoptadas.

1.5.7. Etapa 7: verificación y compatibilidad

En esta etapa se cumplió con el objetivo específico noveno; se elaboraron los resultados finales, destacando los hallazgos más relevantes obtenidos en el diseño y en la compatibilidad normativa entre la NBDS2023 y la ACI 318-19. Asimismo, se desarrollaron propuestas técnicas orientadas a la implementación de prácticas de diseño sismorresistente más eficientes y adaptadas

a la realidad boliviana, así como a mejoras constructivas que optimicen la seguridad estructural. El informe final fue redactado y editado siguiendo el formato establecido en el reglamento de modalidad de grado, incluyendo la bibliografía en formato APA y los anexos técnicos correspondientes.

1.6. ALCANCES Y DELIMITACIONES

En el marco del presente trabajo de grado, se establecen de manera precisa los alcances y las delimitaciones que definen el enfoque, extensión y restricciones de la investigación. Este proyecto se centra en el análisis y diseño estructural sismorresistente de la edificación denominada Torre Lucy, aplicando las normativas NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y ACI 318-19 (American Concrete Institute). La definición de estos parámetros busca garantizar un desarrollo metodológico claro, evitar desviaciones de objetivos y optimizar el uso de recursos técnicos, económicos y temporales.

1.6.1. Alcances

El presente estudio comprende:

- Diseño estructural completo, considerando cargas gravitatorias, cargas sísmicas y combinaciones de carga según lo estipulado por las normativas NBDS2023 y ACI 318-19.
- Verificación de elementos estructurales; clave, tales como losas reticulares, vigas, columnas, muros de corte, muros sótano, escaleras y fundaciones, con comprobación de parámetros como desplazamientos laterales, cortante basal, modos de vibración, ductilidad y resistencia.
- Generación de planos estructurales; mediante AutoCAD Structural Detailing, cumpliendo con las especificaciones técnicas y constructivas exigidas por normativa.

- Cuantificación de costos directos; asociados exclusivamente a los elementos estructurales diseñados (obra gruesa).
- Validación de estudios geotécnicos existentes; mediante certificación emitida por la consultora responsable del proyecto, evitando la ejecución de un nuevo estudio de suelos debido a su alto costo y complejidad, lo que ha sido técnica y formalmente justificado.

1.6.2. Delimitaciones

El desarrollo de la investigación presenta las siguientes limitaciones:

- No se consideran sistemas sanitarios, eléctricos, contra incendios, de climatización, ni acabados arquitectónicos ni sus respectivos presupuestos.
- Otros códigos y materiales: El diseño se desarrolla únicamente con base en la NBDS2023 y el ACI 318-19 para estructuras de hormigón armado, sin aplicar normas para acero estructural, albañilería, madera u otros materiales.

1.7. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El presente proyecto de grado se estructura en seis capítulos que abordan de manera secuencial y coherente el proceso de investigación, diseño y análisis estructural sismorresistente del edificio “Torre Lucy” en la ciudad de Cochabamba.

En el Capítulo 2, Fundamentos Teóricos, se recopilan y analizan los conceptos, teorías y normativas que sustentan el diseño estructural sismorresistente. En este apartado se desarrolla el marco conceptual en torno a la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS2023 y la ACI 318-19, así como los principios de cálculo estructural, análisis de cargas y criterios de diseño aplicables. Este capítulo constituye la base teórica que respalda el trabajo de investigación.

El Capítulo 3, Diseño Metodológico, presenta el enfoque de investigación, el tipo y diseño de estudio adoptado, así como la población y muestra de referencia. También se detalla el proceso

de análisis de datos, en el cual se justifica el uso de programas especializados como ETABS y SAFE para el modelado estructural. Este capítulo permite comprender la estrategia metodológica empleada para validar los objetivos planteados y garantizar la rigurosidad del estudio.

En el Capítulo 4, Ingeniería de Proyecto, se desarrolla la aplicación práctica de la metodología. Aquí se describen las características geométricas de la edificación, las consideraciones de diseño, la determinación de cargas y el proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales. Asimismo, se aborda el diseño de los principales componentes como vigas, columnas, muros de corte, muros sótanos, escaleras, losas reticulares y la platea de fundación, integrando los resultados obtenidos del análisis estructural con las normativas vigentes.

Los resultados obtenidos, exponen los valores del modelado y análisis estructural, incluyendo desplazamientos, derivas, esfuerzos internos y comprobaciones de resistencia. Además, se presentan las verificaciones normativas y la comparación entre los resultados, identificando fortalezas y limitaciones en su aplicación conjunta. Este capítulo sintetiza los hallazgos más relevantes del estudio.

Finalmente, el Capítulo 5, Conclusiones y Recomendaciones, recoge las principales conclusiones alcanzadas a partir del análisis desarrollado, verificando el cumplimiento de los objetivos planteados. Asimismo, se formulan recomendaciones técnicas y académicas que orienten futuras investigaciones y proyectos relacionados con el diseño estructural sismorresistente en edificaciones de altura dentro del contexto boliviano.

CAPÍTULO 2. MARCO TEORICO

El marco teórico de este proyecto establece los fundamentos conceptuales, normativos y técnicos que sustentan el diseño estructural sismorresistente de la edificación denominada “Torre Lucy”, ubicada en la ciudad de Cochabamba. Este capítulo se construye sobre la base de una revisión exhaustiva de la normativa nacional, representada por la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico), y la normativa internacional ACI 318-19 (American Concrete Institute), las cuales regulan el diseño y el comportamiento de las estructuras de hormigón armado bajo solicitaciones sísmicas y gravitacionales.

La importancia de este análisis radica en la necesidad de garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad de la edificación ante eventos sísmicos, considerando las particularidades geotécnicas y sísmicas del valle de Cochabamba, una zona clasificada de amenaza sísmica moderada a alta, según el Observatorio San Calixto (2023). Asimismo, se integra el uso de herramientas computacionales avanzadas, como ETABS y SAFE, para el modelado y análisis dinámico de la estructura, complementando con verificaciones manuales que aseguren el cumplimiento de los parámetros establecidos por ambas normativas.

El contenido del capítulo está organizado en apartados que abordan, en primer lugar, los fundamentos normativos que rigen el diseño sismorresistente en Bolivia y su compatibilidad con los estándares internacionales; posteriormente, se analiza el arte del dominio del problema, identificando investigaciones y metodologías aplicadas tanto en el contexto nacional como internacional. Además, se desarrollan los conceptos esenciales del diseño sismorresistente, los sistemas estructurales más relevantes para edificaciones de mediana altura y los parámetros sísmicos de diseño que condicionan el comportamiento dinámico de la edificación. Finalmente, se describen las herramientas y metodologías empleadas en el modelado, diseño y validación del

proyecto, así como un análisis del comportamiento sísmico histórico y reciente de la región, con base en los datos proporcionados por el Observatorio San Calixto.

En conjunto, este marco teórico proporciona el soporte técnico y académico necesario para comprender, analizar y desarrollar un diseño estructural que cumpla con las exigencias de seguridad, resistencia y desempeño que demanda un entorno sísmico como el de Cochabamba.

2.1. FUNDAMENTO NORMATIVO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

2.1.1. Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2023)

La Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2023) constituye el documento normativo más reciente en Bolivia para el diseño de estructuras resistentes a cargas sísmicas. Fue elaborada por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA) en coordinación con entidades técnicas y académicas, con el objetivo de establecer criterios actualizados y estandarizados que permitan garantizar la seguridad estructural de edificaciones en zonas con amenaza sísmica dentro del territorio nacional.

La NBDS-2023 reemplaza y actualiza la versión anterior (GBDS-2018), incorporando avances en investigación sismológica y geotécnica a nivel nacional e internacional. Entre los aspectos más relevantes se encuentran la integración de modelos de amenaza sísmica refinados, el ajuste de parámetros de diseño considerando zonificación sísmica actualizada, y la inclusión de nuevos procedimientos de análisis y verificación estructural.

Objetivos principales de la NBDS-2023

La NBDS-2023 busca:

- Proteger la vida humana mediante el diseño de estructuras capaces de soportar sollicitaciones sísmicas de diferentes niveles de intensidad.

- Limitar daños estructurales y no estructurales, asegurando la continuidad funcional de edificaciones críticas y estratégicas.
- Establecer procedimientos uniformes que garanticen la compatibilidad con normativas internacionales como el ASCE 7-22 y las disposiciones sísmicas del ACI 318-19.

Zonificación sísmica y parámetros básicos

Uno de los elementos clave de la NBDS-2023 es la zonificación sísmica del territorio nacional, la cual asigna valores de aceleración pico efectiva (PGA) para el diseño en función de la amenaza sísmica de cada región. Cochabamba, donde se emplaza el proyecto de la “Torre Lucy”, se encuentra en una de las zonas con mayor actividad sísmica del país, con aceleraciones de diseño que oscilan entre 0.25g y 0.30g, dependiendo de las condiciones específicas del sitio y del tipo de suelo identificado.

Análisis estructural y tipos de sistemas

La NBDS-2023 define dos enfoques principales de análisis estructural:

- Análisis estático equivalente, aplicable a edificaciones de baja altura o con regularidad geométrica y estructural.
- Análisis modal espectral, obligatorio para edificaciones de mediana y gran altura, o aquellas con irregularidades significativas en planta o elevación, como es el caso de edificaciones comerciales-departamentales de múltiples niveles.

Asimismo, clasifica los sistemas estructurales en pórticos de concreto armado, pórticos con muros de corte, sistemas duales y sistemas con muros de concreto reforzado, cada uno con factores de modificación de respuesta (R) y límites de deriva específicos.

Compatibilidad con normativas internacionales

Un aspecto importante de la NBDS-2023 es su alineación con criterios internacionales, especialmente con el ACI 318-19 y el ASCE 7-22, lo que permite su aplicación coherente en proyectos que también buscan cumplir estándares internacionales de diseño. Esta compatibilidad es clave en proyectos de edificaciones de gran altura como la “Torre Lucy”, ya que facilita el uso de modelos computacionales avanzados (ETABS, SAFE) y asegura un comportamiento estructural confiable durante eventos sísmicos.

Relevancia para el proyecto

En el contexto del diseño estructural de la Torre Lucy, la NBDS-2023 es la normativa base para definir:

- Las cargas sísmicas de diseño.
- La categoría de diseño sísmico y el factor de importancia de la estructura.
- Los parámetros de deriva máxima y desplazamientos relativos.
- Las verificaciones de ductilidad, rigidez y resistencia de cada uno de los elementos estructurales.

De este modo, la correcta interpretación y aplicación de la NBDS-2023 garantiza que el diseño estructural del edificio no solo cumpla con la normativa vigente, sino que también brinde seguridad, funcionalidad y durabilidad frente a los riesgos sísmicos característicos de la zona de Cochabamba.

2.1.1.1. Ámbito de aplicación y alcance

La Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS2023), elaborada por un comité técnico bajo la dirección del Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda (MOPSV), define el marco reglamentario para el análisis, diseño, construcción y refuerzo sísmico de edificaciones en Bolivia

(MOPSV, 2023). Esta norma es de aplicación obligatoria y establece criterios adaptados a la amenaza sísmica del territorio nacional, con el objetivo de garantizar la seguridad estructural en proyectos nuevos o existentes.

En cuanto a su ámbito de aplicación, la NBDS-2023 es aplicable a:

- Edificaciones nuevas, de uso residencial, comercial, institucional o mixto.
- Obras de rehabilitación o fortalecimiento estructural, destinadas a mejorar la seguridad ante sismos.
- Estructuras de importancia estratégica, tales como hospitales, centros de emergencia y edificaciones con funciones críticas.

Por otro lado, su alcance comprende:

- La caracterización de la amenaza sísmica mediante zonificación, aceleraciones máximas y clasificación del tipo de suelo.
- La definición de cargas sísmicas de diseño y las combinaciones de carga apropiadas para el análisis estructural.
- La identificación de sistemas estructurales adecuados (pórticos, muros, sistemas duales, etc.) y sus factores de modificación de respuesta.
- La verificación de desplazamientos, derivas y ductilidad, para asegurar un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos.
- El diseño de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, muros, fundaciones), cumpliendo con los criterios de resistencia y desempeño exigidos por la norma.

Para el caso de estudio de la edificación de 11 niveles en Cochabamba, esta norma es la guía técnica central para determinar las cargas sísmicas, categorizar la estructura, analizar su

comportamiento dinámico y diseñar los elementos estructurales de forma segura, eficiente y conforme a estándares técnicos de protección civil.

2.1.2. Método de diseño por resistencia (ACI318-19 LRFD)

2.1.2.1. Descripción del método

El método de diseño por resistencia (también denominado LRFD, por sus siglas en inglés: Load and Resistance Factor Design) establece que los elementos estructurales deben diseñarse para resistir cargas factorizadas. Dichas cargas se combinan según criterios establecidos en la sección 5.3 de la ACI318-19, donde se definen los factores de la mayoración aplicables a cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas (American Concrete Institute ACI, 2019, pp. 35-38). Por su parte, la resistencia de diseño se obtiene al multiplicar la resistencia nominal del elemento por un factor de reducción (ϕ), tal como se detalla en la sección 21.2 (ACI318-19, pp. 230-235).

La ecuación general que rige este método de diseño puede expresarse como:

Ecuación 1. Ecuación General del Diseño por Resistencia

$$\sum U \leq \phi R_n$$

Fuente: ACI318-19

Donde:

$\sum U$ = Carga de diseño factorizada, determinada a partir de combinaciones de carga (ACI318-19, pp. 35-38).

ϕ = Factor de reducción de resistencia, cuyo valor depende del tipo de esfuerzo (flexión, corte, compresión, torsión) y de la ductilidad del elemento (ACI318-19, pp. 260-270).

R_n = Resistencia nominal del elemento, calculada según las disposiciones para flexión, corte, torsión y/o compresión que se describen en la sección 22.2 (ACI318-19, pp. 240-245) y la sección 23.2 (ACI318-19, pp. 260-270).

2.1.2.2. Cargas y factores de carga

La ACI318-19, pp. 35-38) establece que el diseñador debe considerar diversas combinaciones de carga, entre las cuales destacan:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S)$
- $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- $0.9D + 1.0E$

Donde:

D = Representa las cargas muertas.

L = Representa las cargas vivas.

L_r = Representa las cargas de techo.

S = Representa las cargas de nieve.

E = Representa las cargas sísmicas.

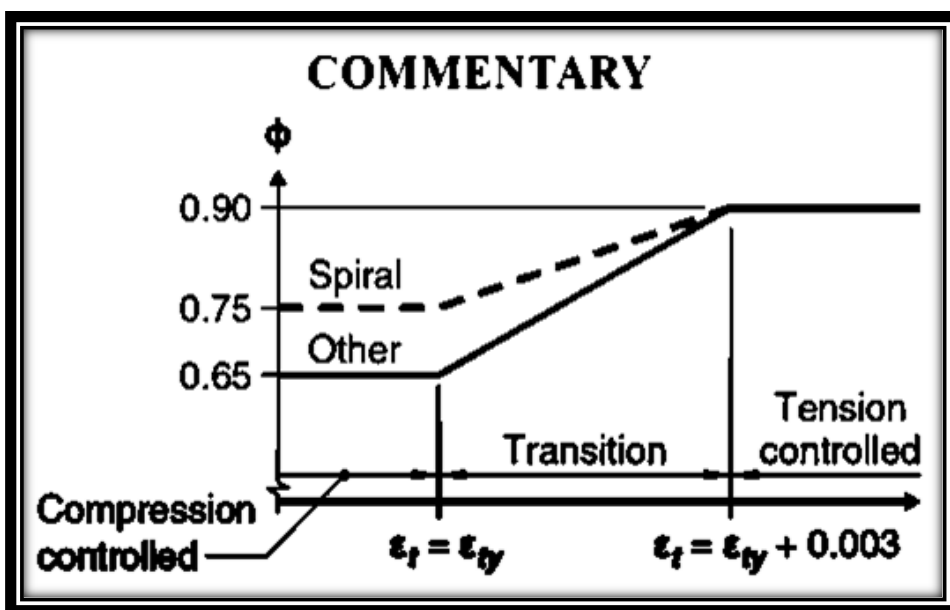
Los coeficientes (1.2, 1.6, 0.5, etc.) son factores de mayoración de cargas que permiten incorporar la incertidumbre inherente a la estimación de cargas y asegurar un nivel de seguridad adecuado ACI 318-19(American Concrete Institute).

2.1.2.3. Factores de reducción de resistencia (ϕ)

Los factores de reducción de resistencia (ϕ) se especifican en la sección 21.2 de la ACI 318-19, pp. 230-235. Dichos factores consideran la ductilidad y el modo de falla de elementos estructurales. Por ejemplo:

- Para elementos diseñados a flexión (Vigas dúctiles), ϕ puede llegar a 0.90.
- Para columnas sometidas a flexo-compresión, ϕ puede variar entre 0.65 y 0.75, dependiendo de si se trata de columnas estribadas o con refuerzo especial ACI 318-19, pp. 230-235.

Figura 1. Variación de ϕ la deformación de la armadura a tracción



Fuente: ACI 318-19, pp. 230-235

2.1.2.4. Resistencia Nominal (R_n)

La resistencia nominal (R_n) se determina en función del tipo de sollicitación:

- Flexión y corte: Capítulo 22 de la ACI 318-19, pp. 240-245.
- Torsión: Sección 22.7 ACI 318-19.

- Compresión y flexión (Columnas): Capítulo 23 de la ACI 318-19, pp. 260-270).

Cada uno de estos apartados presenta ecuaciones de diseño específicas que, junto con la ecuación 2.28, conforman el método de diseño por resistencia. De esta manera, se garantiza que la estructura cumpla con los requisitos de seguridad y desempeño bajo las cargas factorizadas.

2.1.2.5. Diseño por Resistencia a Flexión (ACI 318-19)

El diseño por resistencia a flexión (LRFD, Load and Resistance Factor Design) establece que los elementos estructurales de concreto armado deben diseñarse para resistir cargas factorizadas, de acuerdo con las combinaciones de carga definidas de la sección 5.3 de la ACI 318-19, pp. 35-38. La resistencia de diseño (ϕM_n) se compara con el momento último (M_u), asegurando:

Ecuación 2. Diseño a Flexión

$$\phi M_n \geq M_u$$

Fuente: ACI318-19

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

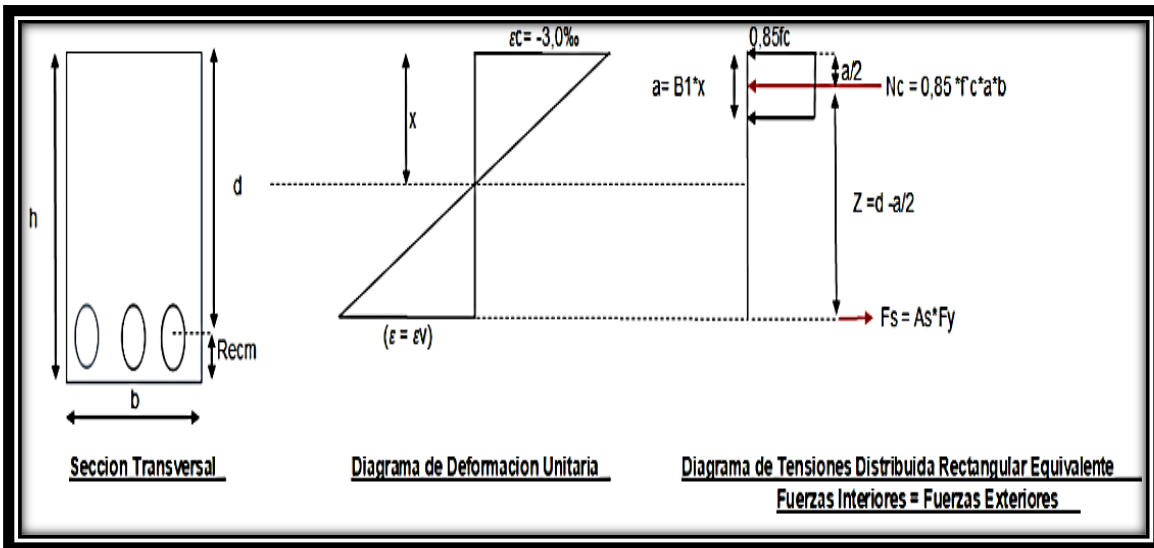
M_n = Resistencia nominal a flexión.

M_u = Momento último.

El diseño a flexión, se asume que el concreto resiste los esfuerzos de compresión y que el acero de refuerzo absorbe los esfuerzos de tracción. Para garantizar la ductilidad y seguridad estructural, la ACI 318-19 establece requerimientos sobre la cuantía de acero, los factores de reducción y la determinación de la profundidad del eje neutro. Asimismo, se contemplan las

propiedades mecánicas de los materiales (f'_c para el concreto y F_y para el acero) y los límites de deformación que aseguran un comportamiento dúctil.

Figura 2. Diagrama del Bloque de Compresión



Fuente: ACI318-19, Capítulo 22, Sección 22.2

La altura equivalente del bloque de compresión se obtiene mediante el parámetro β_1 , el cual depende de la resistencia a compresión del concreto (f'_c). Según la sección 22.2 de la ACI 318-19, pp. 240-245), β_1 se calcula como:

Tabla 2. Tabla de Valores para β_1

f'_c , psi	β_1
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85
$4000 \leq f'_c \leq 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
$f'_c \geq 8000$	0.65

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

En sistemas métricos (Mpa) o en unidades inglesas (psi), la norma brinda tablas y ecuaciones equivalentes para ajustar el valor β_1 .

Para el factor de reducción de resistencia (ϕ) en la sección 21.2 de la ACI 318-19, pp. 230-325, define los valores ϕ en función del tipo de esfuerzo y la ductilidad del elemento. Para vigas

que fallan en flexión dúctil, se emplea normalmente $\phi=0.90$. Si la falla es menos dúctil (por ejemplo, columnas o muros), ϕ puede disminuir a 0.75 o 0.65. El objetivo de estos factores es incorporar la incertidumbre en la resistencia de los materiales y la ejecución constructiva.

Tabla 3. Factores de Reducción, ϕ para momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de refuerzo transversal	
		Espirales que cumplen con 25.7.3	otro
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	0.65
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	$0.55 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	0.90

Fuente: ACI 318-19, pp. 230-325

Para el área de acero en la sección 22.2 de la ACI 318-19, pp. 240-245 describe el cálculo del área de refuerzo longitudinal (A_s) necesaria para resistir la tracción en un elemento flexionado. Una vez determinadas las solicitaciones (M_u) y definida la geometría (Ancho efectivo b y altura efectiva d), se estima el refuerzo de tracción para que cumpla en función de la ecuación 2.29.

Seguidamente, para el área de acero mínimo la ACI 318-19, sección 9.6.1, pp. 120-125 establece que se debe colocar un refuerzo mínimo para evitar fallas frágiles y controlar la fisuración. Este refuerzo mínimo suele definirse mediante la ecuación:

Ecuación 3. Área de Acero Mínimo en Vigas

$$A_s, \min = \max \left(\frac{0.80 \times \sqrt{f'_c}}{F_y} \times b \times d, \frac{14}{F_y} \times b \times d \right)$$

Fuente: ACI 318-19, sección 9.6.1, pp. 120-125

Donde:

b = Ancho efectivo de la sección.

f'c = Resistencia a compresión del concreto.

Fy = Resistencia de fluencia del acero.

La norma también limita la cuantía máxima de acero para evitar un comportamiento excesivamente rígido y con poca advertencia de falla. De acuerdo con la sección 22.6 de la ACI 318-19, pp. 240-245, la cuantía de refuerzo (ρ) no debe exceder el valor que provoque una falla frágil, Se expresa como:

Ecuación 4. Área de Acero Máxima en Vigas

$$\rho_{\max} = \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) \times \beta_1 \times 0.85 \times \frac{f'_c}{F_y}$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

Donde:

ρ = Cuantía máxima.

ϵ_{ty} = Sección controlada por tracción.

Y, por último, para la resistencia nominal a flexión para una sección rectangular con refuerzo simple, la resistencia nominal a flexión (M_n) puede determinarse mediante:

Ecuación 5. Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = \phi \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

Donde:

A_s = Área de acero de tracción (cm²).

F_y = Resistencia de fluencia del acero (Mpa o Kg/cm²).

d = Altura o peralte efectivo (cm).

$A = \beta_1 c$ = Altura del bloque equivalente de compresión (cm).

c = Profundidad del eje neutro (cm).

La resistencia de diseño (ϕM_n) resulta de multiplicar la resistencia nominal por el factor de reducción ϕ . De esta forma, se verifica la condición de seguridad de la ecuación 2.29.

2.1.2.6. Diseño por Resistencia a corte (ACI 318-19)

El diseño por resistencia a corte en elementos de concreto reforzado es fundamental para garantizar la seguridad estructural. La ACI 318-19 introduce modificaciones significativas en el cálculo de la resistencia al corte del concreto (V_c), considerando factores como la cuantía de refuerzo longitudinal y altura efectiva del elemento.

La resistencia nominal al corte (V_n) de una viga de hormigón armado se determina sumando las contribuciones del concreto (V_c) y del refuerzo transversal (V_s):

Ecuación 6. Resistencia Nominal al Corte en Vigas

$$V_n = V_c + V_s$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

Donde:

V_c = Cortante del concreto.

V_s = Cortante que resiste el acero.

La ACI 318-19 propone diferentes ecuaciones para calcular V_c , dependiendo de la presencia y cuantía del refuerzo transversal. Para vigas con refuerzo de corte que cumple o supera el mínimo requerido, V_c se calcula utilizando la siguiente expresión:

Ecuación 7. Cortante del Hormigón en Vigas

$$V_c = \left(0.53 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \times a_g} \right) \times b \times d$$

Fuente: ACI 318-19, 22.5.5

Donde:

λ = Factor que depende del tipo de concreto (para concreto normal, $\lambda = 1$).

$F'c$ = Resistencia a compresión del concreto.

$b = bw$ = Ancho de la viga.

d = Altura efectiva.

ag = Área bruta del hormigón.

A continuación, se mostrará una tabla de valores de uso de λ para hormigón de uso liviano:

Tabla 4. Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

wc (Kg/m^2)	λ
≤ 1600	0.75
$1600 \leq wc \leq 2160$	$0.00047wc \leq 1.0$
> 2160	1.0

Fuente: ACI 318-19, 19.2.4.1(a)

Para las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación que estipula la ACI 318-19:

Ecuación 8. Verificación de la Sección Transversal de la Viga

$$Vu \leq \phi(Vc + 2.2\sqrt{f'c} \times b \times d)$$

Fuente: ACI 318-19, 22.5.1.2

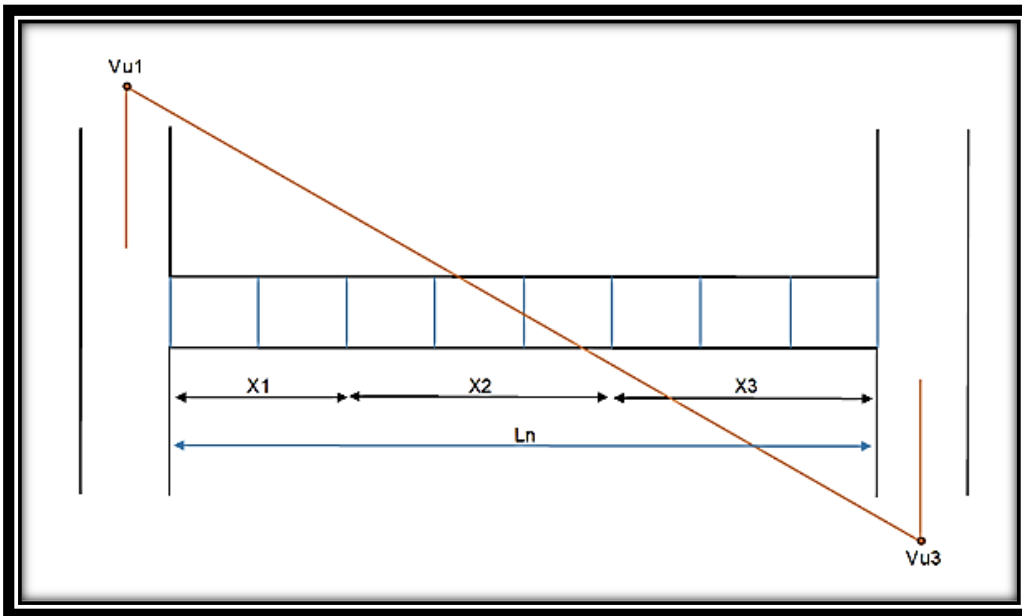
Donde:

Vu = Fuerza externa última a corte.

Vc = Resistencia a corte del hormigón armado

ϕ = Factor de minoración.

Figura 3. Diagrama de Corte en Viga



Fuente: Elaboración Propia

Para la resistencia al corte del hormigón (V_c) no es suficiente para resistir al cortante aplicado (V_u), se debe proporcionar refuerzo transversal (V_s). El área de refuerzo de corte requerida (A_v) se calcula como:

Ecuación 9. Área de Refuerzo de Corte Requerida

$$A_v = \frac{V_u - \phi \times V_c}{\phi \times F_y \times d}$$

Fuente: ACI 318-19, R22.5.8.5

Donde:

V_u = Fuerza externa última a corte.

V_c = Resistencia a corte del hormigón armado

ϕ = Factor de minoración.

d = Altura efectiva.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Para el espaciamiento máximo permitido entre estribos (S_{max}) depende de la resistencia del hormigón y de la altura efectiva de la viga (d), tal requerimiento debe cumplir en función al siguiente requerimiento:

Ecuación 10. Espaciamiento Máximo Permitido

$$\min\left(\frac{d}{2}, 600\right); \min\left(\frac{d}{2}, 300\right)$$

Fuente: ACI 318-19, 9.7.6.2.2

2.1.2.7. Diseño por Resistencia a Torción (ACI 318-19)

La ACI 318-19 aborda el diseño a torsión en el capítulo 22, específicamente en la sección 22.7. El enfoque de diseño por resistencia establece que la torsión nominal de diseño (ϕT_n) debe ser mayor o igual a la torsión factorizada (T_u):

Ecuación 11. Diseño por Torsión

$$\phi T_n \geq T_u$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 250-260

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia (por lo general 0.75 para torsión, según ACI 318-19, sección 21.2, pp. 230-235.

T_n = Resistencia nominal a torción del elemento.

La resistencia a torsión depende en gran medida de la forma de la sección transversal y de la distribución del esfuerzo. De acuerdo con la sección 22.7.1 (ACI 318-19, pp.250-260), se debe considerar parámetros como:

Ecuación 12. Área del Contorno de la Sección Transversal

$$A_{cp} = b \times h$$

Fuente: ACI 318-19, R22.7.5

Donde:

b = Base de la sección (cm).

h = Altura de la sección (cm)

Ecuación 13. Área del Núcleo Hueco de Torsión

$$A_{oh} = (b - 2c) \times (h - 2c)$$

Fuente: ACI 318-19, R22.7

Donde:

b = Base de la sección (cm).

h = Altura de la sección (cm).

c = Distancia del recubrimiento al núcleo (cm).

Ecuación 14. Área Efectiva para Torsión

$$A_o = 0.85 \times A_{oh}$$

Fuente: ACI 318-19, 22.7.6.1.1

Donde:

A_{oh} = Área del núcleo Hueco de torsión (cm²).

Ecuación 15. Perímetro del Contorno Exterior de la Sección Transversal

$$P_{cp} = 2 \times b + 2 \times h$$

Fuente: ACI 318-19, 2.2

Donde:

b = Base de la sección (cm).

h = Altura de la sección (cm).

Ecuación 16. Perímetro efectivo para Torsión

$$P_h = 2 \times (b - 2c) + 2 \times (h - 2c)$$

Fuente: ACI 318-19, 22.7.6.1

Donde:

b = Base de la sección (cm).

h = Altura de la sección (cm).

c = Distancia del recubrimiento al núcleo (cm).

Para el umbral de torsión para secciones transversales solidas la sección 22.7.2 de la ACI 318-19, pp. 250-260) introduce el concepto de torsión umbral o “threshold torsion” (Tth), por debajo del cual no se requiere diseñar refuerzo especial para torsion. El valor de Tth se calcula, de manera general, como:

Ecuación 17. Umbral de Torsión para Secciones Transversales Solidas

$$T_{th} = 0.27 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{1.1 \times a_g \times \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 250-260

Donde:

λ = Factor que depende del tipo de concreto (para concreto normal, $\lambda = 1$).

A_{cp} = Área del Contorno de la Sección Transversal (cm²).

P_{cp} = Perímetro del Contorno Exterior de la Sección Transversal (cm).

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón.

N_u = Carga Axial en Viga (tonnef).

Para la torsion de fisuración (T_{cr}) se relaciona con el momento en el que aparecen grietas de tracción en la sección. Según la sección 22.7.3.1 ACI 318-19, pp. 250-260), cuando la torsion aplicada excede (T_{cr}), se inicia la formación de grietas helicoidales o diagonales en la viga. De manera aproximada, puede expresarse:

Ecuación 18. Torsión de Fisuración

$$T_{cr} = \lambda \times \sqrt{f'c} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.1 \times a_g \times \lambda \sqrt{f'c}}}$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 250-260

Donde:

λ = Factor que depende del tipo de concreto (para concreto normal, $\lambda = 1$).

A_{cp} = Área del Contorno de la Sección Transversal (cm²).

P_{cp} = Perímetro del Contorno Exterior de la Sección Transversal (cm).

$f'c$ = Resistencia característica a compresión del hormigón.

N_u = Carga Axial en Viga (tonnef).

Para la verificación de acero por torsion la sección 22.7.4 de ACI 318-19, pp. 250-260) establece que el refuerzo de corte transversal y el refuerzo longitudinal contribuyen a la resistencia a torsion. Se realiza una verificación adicional para asegurar que la deformación y la fisuración no excedan limites permisibles. La armadura de corte se diseña para resistir la parte de la torsion que excede la contribución del hormigón no fisurado.

En base a la definición de sección adecuada, según la sección 22.7.5 de ACI 318-19, pp. 250-260, se debe asegurar que la sección transversal cumpla con requisitos mínimos de geometría y resistencia, incluyendo la necesidad de contar con un recubrimiento adecuado para el refuerzo y

un espacio suficiente para acomodar la armadura de torsion sin interferir con el refuerzo de flexión o corte.

En refuerzo mínimo, para evitar fallas frágiles y garantizar un comportamiento dúctil, la sección 9.6.3 de ACI 318-19, pp. 120-125 exige una cantidad mínima de refuerzo tanto en flexión como en corte. En el caso de la torsion, se deben cumplir también los requisitos de refuerzo transversal y longitudinal mínimos, descritos en la sección 22.7.6 de ACI 318-19, pp. 250-260.

Para el refuerzo transversal (estribos cerrados o espirales) contribuyen significativamente a la resistencia a torsion. La sección 22.7.6.1 de ACI 318-19, pp. 250-260) define la cuantía de refuerzo en función de la torsion nominal que excede la contribución del hormigón fisurado:

Ecuación 19. Refuerzo Transversal

$$A_t = \frac{T_u}{\phi \times 2 \times A_o \times F_y \times \cot(\theta)}$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 250-260

Donde:

A_t = Área total del refuerzo transversal en la periferia de la sección (cm²/cm).

T_u = Torsion factorizada (Tonf-m).

F_y = Característica a fluencia del acero (Kgf/cm²).

A_o = Área efectiva para torsion (cm²).

ϕ = Factor de reducción de resistencia (por lo general 0.75 para torsión, según ACI 318-19, sección 21.2, pp. 230-235).

θ = Angulo de inclinación de las diagonales comprimidas del modelo de celosía para torsion.

En refuerzo longitudinal la sección 22.7.6.2 de ACI 318-19, pp. 250-260 establece que se debe disponer de refuerzo longitudinal suficiente para resistir la parte de la torsion que no puede

ser absorbida únicamente por el refuerzo transversal. Además, el refuerzo longitudinal actúa en conjunto con la armadura de corte para cerrar la sección y formar un “tubo” resistente a torsión.

Para ello también existe el parámetro de refuerzo longitudinal mínimo que la norma especifica una cuantía mínima de refuerzo longitudinal para prevenir fisuras excesivas y garantizar la ductilidad. Se calcula en función al diámetro de las barras y la dimensión de la sección, asegurando una distribución uniforme alrededor del perímetro efectivo de la sección.

2.1.2.8. Diseño de Columnas de Hormigón Armado

Las columnas de hormigón armado son el elemento estructural más importante de toda edificación ya que por ellas no solo podemos determinar el número de niveles para una edificación, sino que también tienen una gran capacidad de resistir los esfuerzos a compresión, básicamente todo el peso de las vigas y losas caen en las columnas mayormente.

Para el diseño de columnas hay que considerar primeramente el caso a compresión pura, cuando una columna está sujeta únicamente a cargas axiales (sin flexión significativa), se considera el caso de compresión pura. La sección 22.4 de la ACI 318-19, pp. 240-245 aborda los requisitos para miembros con cargas axiales dominantes.

La resistencia nominal en compresión pura (P_n). En el caso de columnas no pretensadas, la resistencia axial nominal teórica se puede estimar mediante:

Ecuación 20. Resistencia Nominal en Compresión Pura

$$P_o = 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + F_y \times A_{st}$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón (Kgf/cm²).

A_g = Área bruta de la sección (cm²).

A_{st} = Área total del esfuerzo longitudinal (cm²).

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (Kgf/cm²).

La resistencia axial máxima ($P_{n,max}$) se define como un porcentaje de la resistencia teórica P_o . De acuerdo con la sección 22.4.2.3 de la ACI 318-19, pp. 240-245, la fuerza axial nominal para columnas no debe exceder el 80% de P_o , es decir:

Ecuación 21. Resistencia Axial Máxima

$$P_{n, \max} = 0.80 \times P_o$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 240-245

Donde:

P_o = Resistencia Nominal en Compresión Pura (Tonf).

$P_{n,max}$ = Resistencia axial máxima (Tonf).

Este límite garantiza que la columna tenga una reserva de ductilidad y evite fallas frágiles.

A continuación, se facilita la tabla donde se obtuvo el parámetro de (0.80 x P_o):

Tabla 5. Resistencia Axial Máxima

Miembro	Refuerzo Transversal	$P_{u,max}$
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	0.80 P_o
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	0.85 P_o
Preesforzado	Estribos	0.80 P_o
	espirales	0.85 P_o
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el Capítulo 13	0.80 P_o

Fuente: ACI 318-19, tabla 22.4.2.1.

Para el caso de flexión y compresión, la mayoría de las columnas están sometidas a cargas axiales y momentos flexionantes simultáneamente. Para este caso, la sección 22.4.3 de la ACI 318-19, pp. 245-250, establece que se deben considerar las interacciones entre flexión y compresión mediante diagramas de interacción o ecuaciones de interacción:

Ecuación 22. Ecuaciones de Interacción

$$\phi P_n \geq P_u ; \phi M_n \geq M_u$$

Fuente: ACI 318-19, pp. 245-250

Donde:

$P_u; M_u$: Cargas factorizadas ACI 318-19 sección 22.4.3, pp. 245-250.

$P_n; M_n$: Resistencia nominal axial y flexional.

Para el cálculo del valor del factor de reducción de resistencia (ϕ) para columnas depende de la ductilidad de la falla se representa con la siguiente tabla:

Tabla 6. Factor de reducción de resistencia ϕ , para columnas

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de refuerzo transversal	
		Espirales que cumplen con 25.7.3	otro
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	0.65
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	$0.55 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	0.90

Fuente: ACI 318-19, tabla 21.2.2.

Para el diagrama de interacción de (Momento-Axial) describe la combinación de cargas axiales y momentos que una columna puede resistir de manera segura. Según la sección 22.4.3.2 de la ACI 318-19, pp. 245-250, se construye calculando puntos característicos:

1. Compresión pura.
2. Flexión pura.
3. Estados intermedios: Con diferentes valores de excentricidad.

El diagrama de interacción se traza un eje de fuerzas axiales (P) y un eje de momentos (M), mostrando la frontera entre la región segura (por dentro del diagrama) y la región insegura (por fuera).

2.1.2.9. Cargas sobre la estructura

Las cargas sobre la estructura son las acciones externas o internas que producen esfuerzos en los elementos estructurales y determinan su dimensionamiento y seguridad a lo largo de su vida útil (Rao,2006).

2.1.2.9.1. Carga Muerta

La carga muerta también llamada carga estática o permanente corresponde al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecen fijos durante la vida de la obra (DG Desing Modeling, 2023). En ETABS se modela la carga muerta automáticamente a partir de las propiedades geométricas y de material de los elementos estructurales involucrados en el modelamiento.

2.1.2.9.2. Sobrecargas Muertas

Las sobrecargas muertas o “superimposed dead loads” son cargas permanentes adicionales al peso propio de la estructura, como acabados, particiones, instalaciones fijas y equipos integrados a la estructura (Eng-Tips, 2007).

Estos elementos, aunque no formen parte de la masa estructural, actúan de forma constante y se cuantifican multiplicando su peso unitario por la superficie o volumen que ocupan (U-Cursos, 2002).

2.1.2.9.3. Cargas de Servicio o Cargas Vivas

Las cargas vivas, también denominadas cargas de uso o variables, representan las acciones generadas por ocupación, mobiliario, equipos móviles y organismos (personas) durante el servicio de la estructura.

De acuerdo con la Norma Boliviana NB1225002-2, la Tabla 4.1 establece los valores recomendados para las sobrecargas de servicio en diferentes tipos de edificaciones y usos, incluyendo viviendas, oficinas, comercios, zonas de almacenamiento, entre otros. Estas sobrecargas incluyen el peso de las personas, muebles, equipos y otros elementos temporales que pueden estar presentes durante la vida útil de la estructura.

2.1.2.9.4. Cargas Especiales

Sala de máquinas del ascensor: La sala de máquinas del ascensor alberga el motor o motores, frenos y sistemas de control, cuyo peso posible vibraciones se consideran una carga puntual o repartida sobre la cubierta o vigas de soporte (Danzen Elevator, s.f).

Tanque de agua: El tanque de agua ejerce una carga estática distribuida igual a la de presión hidrostática del fluido, que varía linealmente con la profundidad, más el peso propio del recipiente (Agüero, 2004; GIZ, 2017, USAID, 2016).

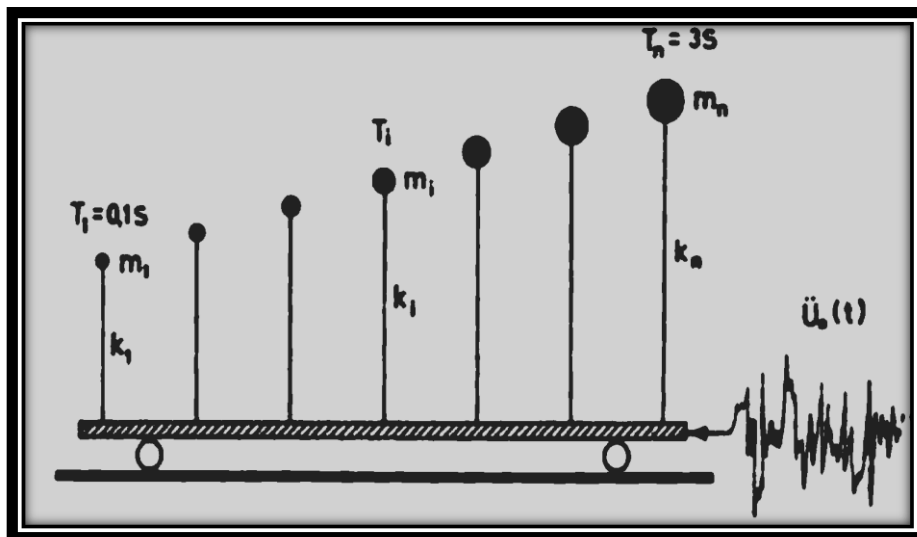
2.1.3. Fundamentos del diseño estructural sismorresistente

El diseño estructural sismorresistente se centra en la capacidad de una edificación para resistir y disipar la energía generada durante un sismo sin sufrir daños críticos. En este sentido, es fundamental comprender conceptos como la ductilidad, la rigidez y la capacidad de disipación de energía. La ductilidad se refiere a la capacidad de los materiales y sistemas estructurales para

deformarse significativamente antes de fallar, lo que resulta esencial para absorber las fuerzas sísmicas (Chopra, 2012).

La rigidez, por otro lado, controla los desplazamientos y vibraciones, garantizando la estabilidad del conjunto estructural. La interacción entre ambos parámetros define el comportamiento global de la estructura ante cargas dinámicas. El espectro de respuesta (ER): Es un gráfico irregular de las respuestas del pico de todos los posibles sistemas de un grado de libertad, por ejemplo, un péndulo invertido.

Figura 4. Péndulos con diferentes periodos afectados por una excitación sísmica



Fuente LANZA, 2016

Para un mayor razonamiento en base a dicha lógica, debemos visualizar que tenemos diferentes péndulos, cada uno con su periodo natural de vibración

2.1.3.1. Tipos de análisis sísmico en edificaciones

2.1.3.1.1. Análisis Estático Equivalente

Es una aproximación simplificada que estima las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura, basándose en parámetros como la masa de la estructura, la aceleración sísmica y el

coeficiente de respuesta sísmica. Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023), este método es aplicable a estructuras que cumplen con ciertas condiciones de regularidad y altura, permitiendo una estimación eficiente de las demandas sísmicas sin recurrir a modelos complejos.

La norma proporciona las ecuaciones necesarias para calcular el cortante basal y su distribución a lo largo de la altura de la estructura, considerando factores como la importancia de la edificación y las características del suelo. Es esencial que el ingeniero verifique que la estructura cumple con los criterios de aplicabilidad del método estático para garantizar la validez de los resultados obtenidos.

2.1.3.1.2. Análisis Modal Espectral

El análisis sísmico dinámico ofrece una evaluación más detallada de la respuesta de una estructura ante movimientos sísmicos, considerando sus propiedades dinámicas y la interacción con las características del sismo. La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023) indica que este análisis es obligatorio para estructuras que no cumplen con los criterios de regularidad o que superan ciertos límites de altura establecidos por la norma.

Este enfoque incluye la realización de un análisis modal espectral, donde se determinan los modos naturales de vibración de la estructura y se calcula la respuesta sísmica considerando la contribución de cada modo. La norma especifica que se debe incluir un número suficiente de modos de vibración para alcanzar al menos el 90% de la participación modal de la masa en cada dirección horizontal ortogonal. Además, se detallan los procedimientos para combinar las respuestas modales y obtener las solicitaciones finales en los elementos estructurales.

Es fundamental que el análisis dinámico considere aspectos como la interacción suelo-estructura y los efectos P-Delta, según lo establecido en la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño

Sísmico 2023), para asegurar una representación precisa del comportamiento sísmico de la estructura.

2.1.3.2. Diseño sísmico en edificaciones

2.1.3.2.1. Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico C_s es el parámetro fundamental que convierte la amenaza sísmica del sitio en la fuerza lateral de diseño que debe resistir la estructura. Se define en el Artículo 22 de la NBDS 2023 y su cálculo combina la aceleración de diseño (S_0), factores de importancia (I_e), amplificación de sitio (F_a), reducción de demanda por ductilidad y redundancia (R) y, en ocasiones, la transición de periodo largo (TL). Además, la norma fija límites máximos y mínimos para C_s , garantizando que la demanda sísmica sea lo suficientemente conservadora (pero no excesiva) para proteger la vida humana y la integridad de la obra (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda [MOPSV], 2023, Art. 22, pág. 35).

La fórmula general, expresada en la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 35), integra el factor de importancia, el coeficiente de sitio y otros parámetros relevantes, permitiendo obtener un valor que refleje la demanda sísmica sobre la edificación:

Ecuación 23. Coeficiente de respuesta sísmica

$$C_s = \frac{2.5 \times F_a \times S_0}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Fuente: NBDS2023, pág. 35.

Donde:

C_s = Coeficiente sísmico (Adimensional).

F_a = Coeficiente de periodo corto (Adimensional).

S_o = Aceleración máxima del suelo (%).

R = Factor de modificación de respuesta básico (Adimensional).

F_i = Factor de importancia (Adimensional).

El valor calculado con esta expresión del coeficiente de respuesta sísmica no deberá exceder al de la siguiente ecuación, si es así elegir al valor mayor de ambas

Ecuación 24. Coeficiente de respuesta sísmica

$$C_s = \frac{1.25 \times F_v \times S_o}{T_{\max} \times \left(\frac{R}{F_i}\right)}$$

Fuente: NBDS2023, pág. 35.

Donde:

F_v = Coeficiente de periodo largo (Adimensional).

S_o = Aceleración máxima del suelo (%).

T_{\max} = Periodo fundamental (seg).

R = Factor de modificación de respuesta básico (Adimensional).

F_i = Factor de importancia (Adimensional).

Este valor tampoco deberá ser mayor a la siguiente expresión:

Ecuación 25. Límite mínimo general

$$C_s = 0.11 \times F_a \times S_o \times I_e \geq 0.01$$

Fuente: NBDS2023, pág. 35.

Donde:

F_a = Coeficiente de periodo corto (Adimensional).

S_o = Aceleración máxima del suelo (%).

F_i = Factor de importancia (Adimensional).

Para el caso específico de este proyecto de grado tomando en consideración todos los pasos para el cálculo, el coeficiente sísmico es 0.052.

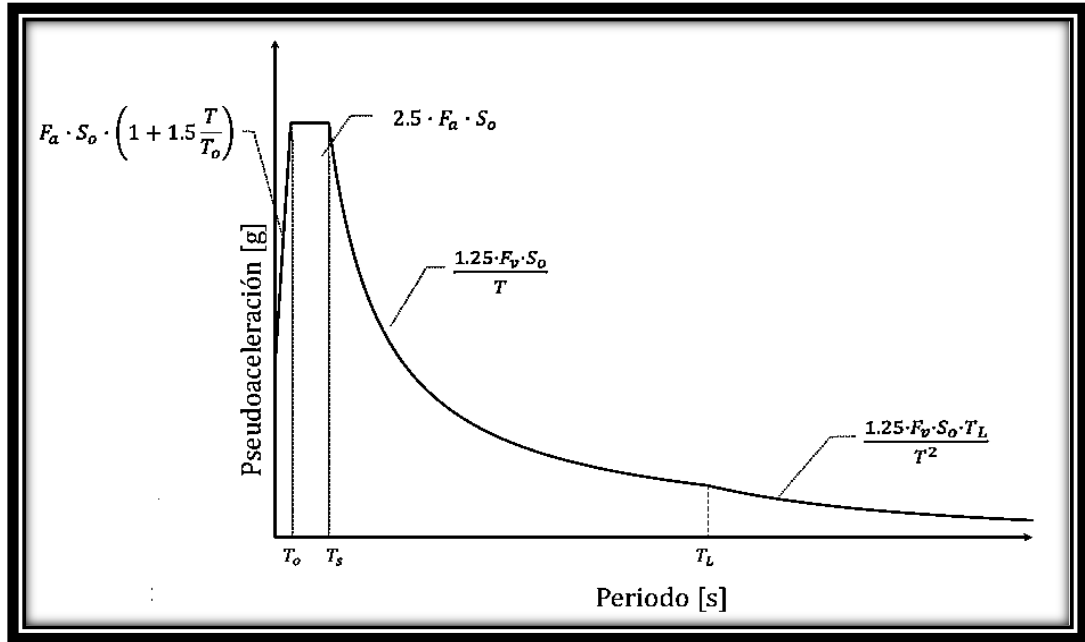
2.1.3.2.2. Espectro de Respuesta

El espectro elástico es una representación gráfica que muestra la máxima respuesta (por ejemplo, aceleración, velocidad o desplazamiento) de un sistema idealizado a un sismo, en función de su periodo. La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 31) define además el espectro de diseño como la modificación del espectro elástico, en el que se aplican factores de reducción (por ejemplo, el coeficiente R) y se ajusta para incluir consideraciones de ductilidad y comportamientos inelásticos. Este espectro modificado se utiliza para determinar las fuerzas sísmicas de diseño en la estructura.

Espectro elástico de pseudo aceleración en unidades de g :

La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 31) establece que el espectro elástico de pseudo aceleración se expresa en unidades de " g ", donde $1g$ equivale a la aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s^2). Este espectro indica, para cada periodo, la aceleración máxima que se podría esperar en una estructura idealizada, permitiendo comparar la demanda sísmica con la capacidad de la edificación.

Figura 5. Espectro elástico de pseudo aceleración en unidades g



Fuente: NBDS2023, pág. 31

Tabla 7. Parametrización del espectro elástico de pseudo aceleración

Rama	Pseudoaceleracion (Sae)
$T < T_0$	$F_a \times S_o \times \left(1 + 1.5 \times \frac{T}{T_0}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$2.5 \times F_a \times S_o$
$T_s < T \leq T_L$	$\frac{1.25 \times F_v \times S_o}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1.25 \times F_v \times S_o}{T^2}$

Fuente: NBDS2023, pág. 31.

Tabla 8. Periodos limite inicial, corto y largo

To	Ts	TL
$0.15 \times \frac{Fv}{Fa}$	$0.5 \times \frac{Fv}{Fa}$	$4 \times \frac{Fv}{Fa}$

Fuente: NBDS2023, pág. 32.

Espectro de diseño: El espectro de diseño, según la (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 32), es el resultado de modificar el espectro elástico mediante factores de reducción y de comportamiento inelástico. Su objetivo es proporcionar una herramienta practica que refleje de manera conservadora la respuesta de una estructura ante un sismo, permitiendo calcular las fuerzas de diseño a las que estará sometida la edificación. Este espectro incorpora además el factor de importancia y el coeficiente de sitio.

Ecuación 26. Espectro de diseño

$$S_a = \frac{S_{ae} \times I_e \times \tau}{R}$$

Fuente: NBDS2023, pág. 32.

Donde:

S_{ae} = Espectro elástico (g).

R = Factor de modificación de respuesta básico (Adimensional).

I_e = Factor de importancia (Adimensional).

τ = Factor de amplificación topográfica (adimensional)

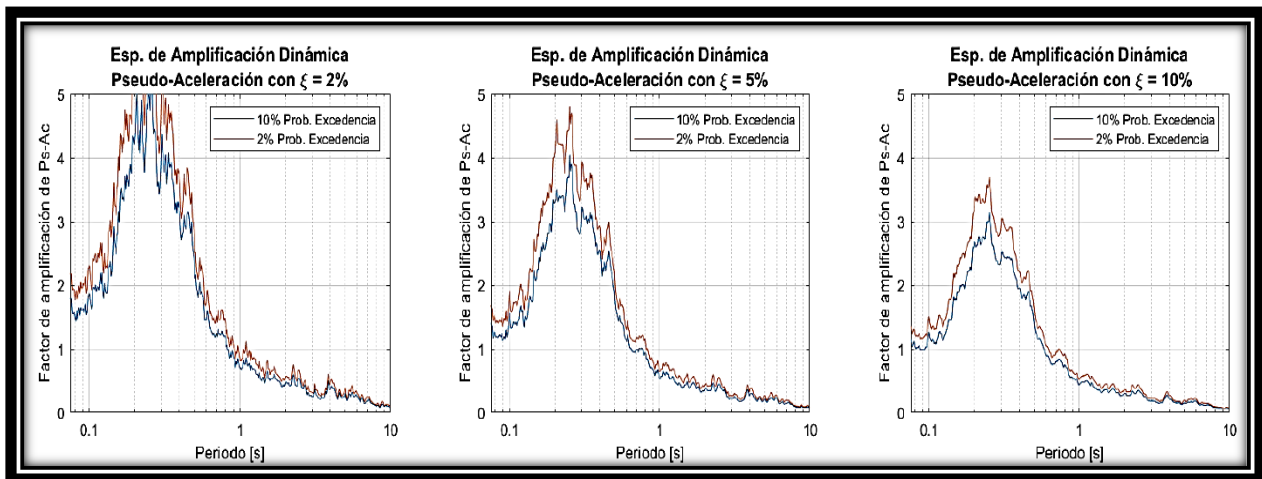
Periodos Limite To, Ts y Ti: La (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 108) establece límites y definiciones para los periodos fundamentales de una estructura:

- To: Es el periodo inferior limite, que representa la respuesta máxima en estructuras muy rígidas.

- T_s : Es el periodo característico o efectivo, asociado con la mayor respuesta dinámica de la estructura.
- T_i : Es el periodo de transición, que separa el comportamiento entre las respuestas de periodo corto y largo.

Estos parámetros son fundamentales para definir la forma del espectro de diseño y asegurar que la demanda sísmica se evalúe correctamente según las propiedades dinámicas de la edificación.

Figura 6. Espectros de amplificación dinámica de pseudo aceleraciones, estación sismológica La Paz



Fuente: NBDS2023, pág. 108.

2.1.3.2.3. Deriva de Entrepiso

La deriva de entrepiso es la relación entre el desplazamiento relativo de dos pisos consecutivos y la altura entre ellos. La norma establece que la deriva no debe exceder ciertos límites para garantizar el comportamiento adecuado de la estructura durante un sismo. Para ello se debe relacionar los valores de distorsión de la tabla 3.9 y del cálculo de la deriva en el eje “X” y “Y”.

2.1.3.2.4. Diafragma Rígido

Según la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico, pág. 23), se refiere a cuatro apéndices:

a) Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes; entonces se puede utilizar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sean necesarios o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de otro tipo de elementos de piso si se considera que a través de ellos se produce un incremento de rigidez por acoplamiento que modifica los parámetros vibratorios de la estructura, la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes.

b) Los edificios de planta irregular en (H, L, T, U, etc.) podrán proyectarse como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto. En caso contrario, cada cuerpo deberá proyectarse como una estructura separada, respetando lo dispuesto en el Artículo 17.

c) Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, deberá ponerse especial cuidado en el diseño de las uniones entre las distintas partes que forman la planta.

d) En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, debe verificarse que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

2.1.3.2.5. Ductilidad

La ductilidad se define implícitamente en la NBDS 2023 como uno de los cuatro factores que condicionan el coeficiente R (junto con sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento),

mostrando así su relevancia en la reducción de la demanda sísmica NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico, pág. 20). El coeficiente, R, depende de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural.

De este modo, un sistema con mayor capacidad inelástica (más dúctil) recibe un factor R superior, reduciendo la fuerza sísmica de diseño en la ecuación

2.1.3.3. Sistemas estructurales de concreto armado

2.1.3.3.1. Sistemas de Pórticos

Cuando al menos el 75% del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica (Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2023, pág. 19).

2.1.3.3.2. Sistemas de Entrepiso sin Vigas

Entrepisos planos, compuestos por losas nervadas bidireccionales o losas macizas apoyadas en columnas y/o en muros ordinarios que cuentan con ábacos y/o capiteles, Altura máxima 30 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2023, pág. 19).

2.1.3.3.3. Sistema de Entrepiso con Vigas Planas

El sistema de entrepiso plano debe estar compuesto por losas nervadas unidireccionales, bidireccionales o macizas, apoyadas en vigas planas de ancho mayor o igual a 400mm y sobre columnas y/o muros especiales que cuentan con ábacos y/o capiteles (Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2023, pág. 19).

2.1.3.3.4. Sistemas de Muros

Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la acción sísmica, resistiendo al menos el 75% de la fuerza cortante basal (Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2023, pág. 20).

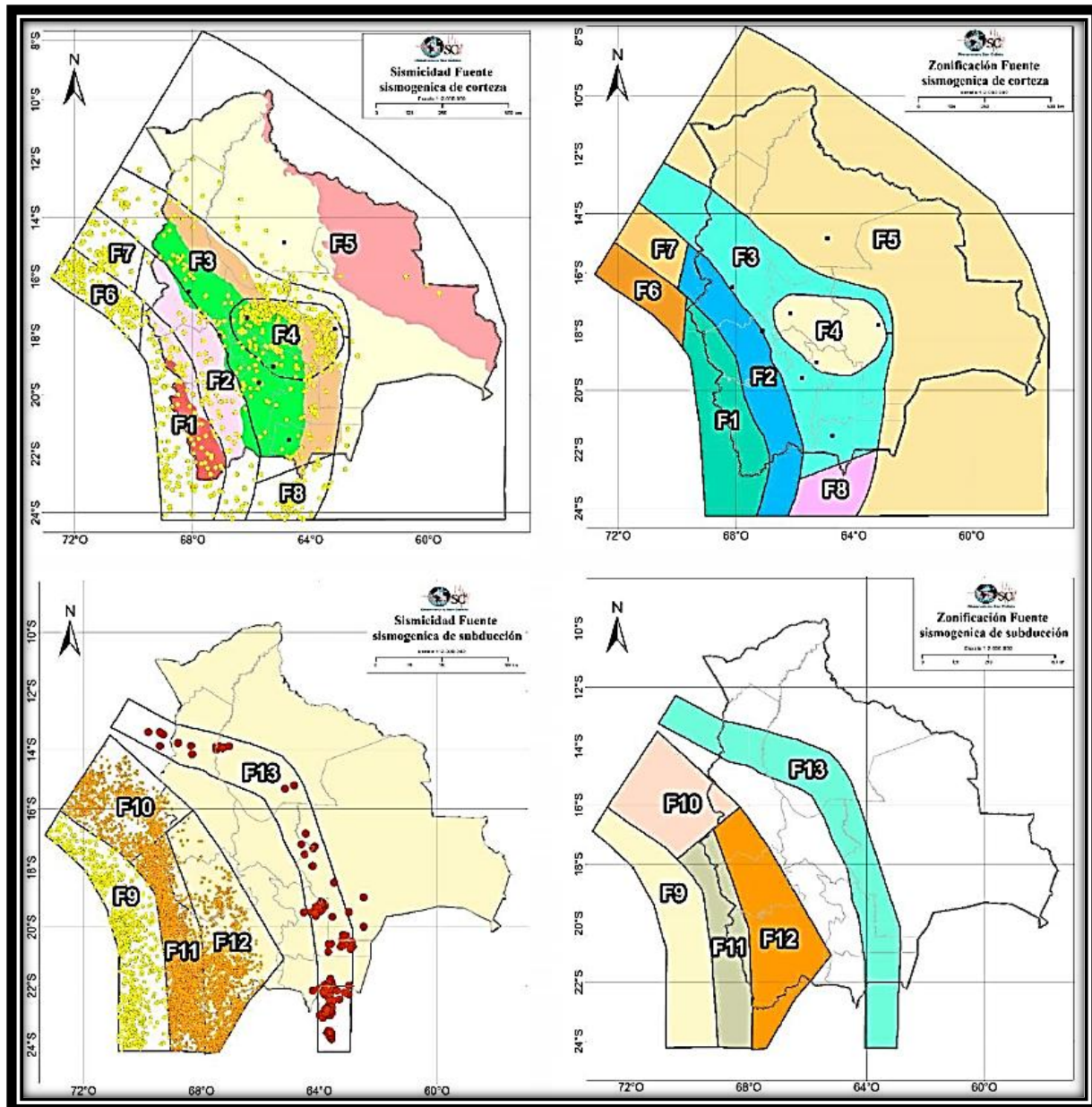
2.1.3.4. Parámetros de diseño sísmico en edificaciones de la norma (NBDS2023)

2.1.3.4.1. Zonificación

La zonificación sísmica es el proceso de subdividir un país o región en áreas homogéneas de amenaza, cuantificadas mediante la aceleración pico del suelo con una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años (periodo de retorno ≈ 475 años), con el fin de proporcionar valores de S_0 que alimenten el cálculo de fuerzas sísmicas de diseño (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda [MOPSV], 2023).

Para la NBDS 2023, el Observatorio San Calixto delimitó trece zonas sismogénicas (F1–F8: deformación cortical; F9–F13: subducción) a partir de la distribución espacial de la sismicidad histórica y de métodos probabilísticos basados en modelos tridimensionales de fuentes sísmicas (Scire et al., 2016; Beck & Zandt, 2002). Además, para las fuentes corticales se incorporó como referencia el mapa de zonificación elaborado por Vega, Griffiths, Nieto, Condori y Fernández (2016), que sitúa los principales sismos superficiales en cada zona.

Figura 7. Zonificación Sísmica para el Territorio Nacional

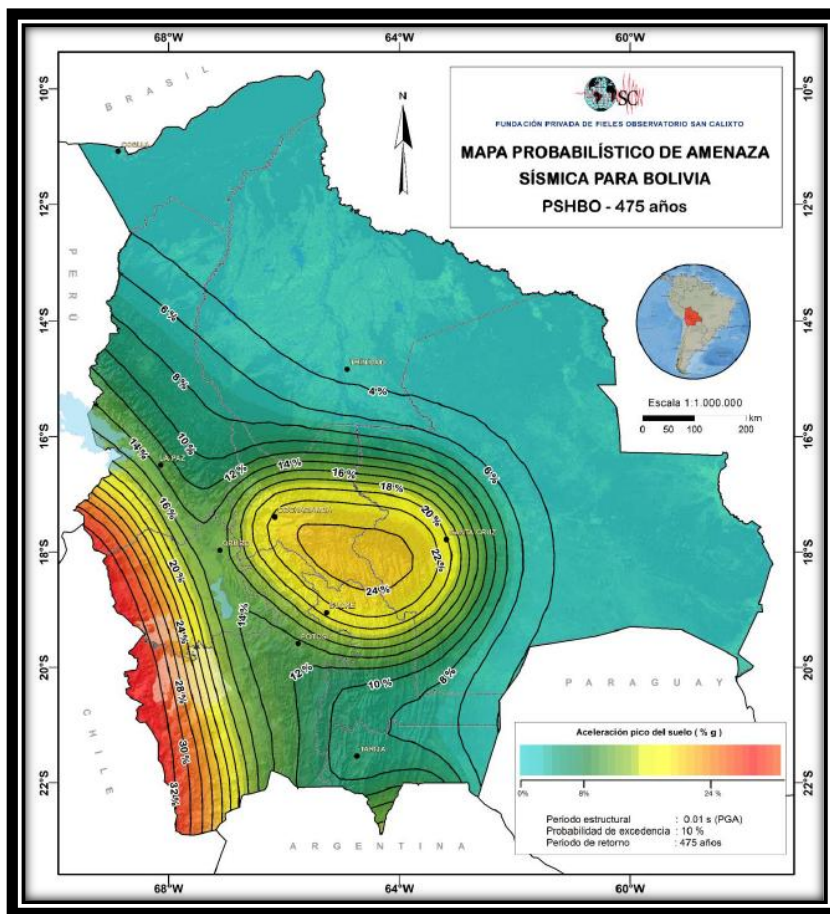


Fuente: NBDS2023, pág. 86.

2.1.3.4.2. Aceleración Máxima del Suelo

Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 89), los mapas de amenaza para Bolivia corresponden a valores de PGA que fueron computados utilizando el algoritmo de (Ordaz, 1991) para dos periodos de retorno de 475 y 2475 años con un 10% de probabilidad de excedencia, para un rango de diversos periodos espectrales (0.0, 0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0) y velocidad de onda de corte en roca ($V_s = 760$ m/s) fueron considerados para la integración del cálculo de amenaza sísmica. Para el caso específico para este proyecto se tomó el valor de 24% de aceleración de gravedad del suelo.

Figura 8. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica



Fuente: NBDS2023, pág. 90.

2.1.3.4.3. Parámetros de Sitio y Categoría de Diseño Sísmico

Coeficientes de sitio periodo corto y largo: Los coeficientes de sitio en la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 11) se establecen para reflejar la respuesta del terreno a diferentes rangos de periodos sísmicos.

Periodo corto: Se refiere a la amplificación de la aceleración para estructuras de baja altura o con respuestas rápidas, donde la frecuencia dominante es alta.

Periodo largo: Aplica a edificaciones altas o de rigidez reducida, en las que el suelo amplifica menos la aceleración debido a su mayor periodo natural.

Estos coeficientes se determinan en función de las propiedades geotécnicas del sitio y se aplican para ajustar las cargas sísmicas de diseño, de acuerdo con los procedimientos especificados en NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 11):

Tabla 9. Coeficiente de sitio de periodo corto, Fa

Tipo de suelo	So					
	<0.067	0.133	0.200	0.267	0.333	>0.400
So	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: NBDS2023, pág. 11.

Tabla 10. Coeficiente de sitio de periodo largo, Fv

Tipo de suelo	So					
	<0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	>0.320
So	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

Fuente: NBDS2023, pág. 12.

Para el caso específico para este proyecto de grado, tomando en consideración todas las variables que menciona la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023), el coeficiente de sitio de periodo corto (F_a) para este proyecto es de 1.14. y para el coeficiente de sitio de periodo largo (F_v) es de 1.85.

Categoría de diseño sísmico: La categoría de diseño sísmico clasifica a las edificaciones según su importancia, uso y nivel de seguridad requerido.

Esta clasificación influye directamente en los factores de carga sísmica y en los requisitos de desempeño estructural, asignando valores de carga mayores para edificaciones críticas, como hospitales o escuelas y valores menores para estructuras de menor importancia.

NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 17) define las categorías y los factores de importancia que deben aplicarse en el análisis sísmico.

Tabla 11. Categoría de diseño sísmico en función de, $F_a \times S_o$ y tipo de estructura

$F_a \times S_o$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \times S_o < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \times S_o < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \times S_o < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \times S_o$	C, D	D

Fuente: NBDS2023, pág. 17.

Tabla 12. Categoría de diseño sísmico en función de, $F_v \times S_o$ y tipo de estructura

$F_a \times S_o$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \times S_o < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_a \times S_o < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_a \times S_o < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_a \times S_o$	C, D	D

Fuente: NBDS2023, pág. 17.

Para el caso específico de este proyecto de grado en base a la categoría de diseño sísmico, este proyecto se categoriza como tipo de estructura (C, D).

2.1.3.4.4. Periodo Fundamental de Vibración

Periodo fundamental aproximado: El periodo fundamental aproximado es una estimación del periodo natural de vibración de una estructura.

Este parámetro se calcula mediante fórmulas que integran la altura, rigidez y la masa de la edificación, y es esencial para determinar la respuesta dinámica de la estructura ante movimientos sísmicos.

Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 17) dice: Que el periodo fundamental de la estructura, T , en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. El periodo fundamental, T , no debe ser mayor al producto del coeficiente, C_u y el periodo fundamental, se permitirá usar directamente el periodo fundamental aproximado, T_a .

Ecuación 27. Periodo fundamental aproximado, T_a

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Fuente: NBDS2023, pág. 36.

Donde:

h_n = Altura de la estructura (m).

C_t y x = Coeficientes de pórticos resistentes a momentos, en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no están ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.

Con la siguiente tabla se podrá obtener los coeficientes C_t y x en función al tipo de estructura:

Tabla 13. Coeficientes C_t y x

Tipo de estructura	C_t	x
Pórticos resistentes a momentos, en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
Pórticos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
Pórticos de hormigón resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Pórticos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Otros sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Fuente: NBDS2023, pág. 36.

Para el caso específico de este proyecto de grado el periodo fundamental aproximado es igual a 1.166 seg.

Límite superior del periodo calculado TMAX: El límite superior calculado (TMAX) establece un valor máximo para el periodo fundamental que se utilizara en el análisis sísmico.

Este límite se impone para evitar la sobreestimación de la flexibilidad estructural y asegurar que la respuesta dinámica se mantenga dentro de rangos seguros. La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 36) define TMAX como periodo fundamental que depende del coeficiente C_u , que muestra la siguiente tabla:

Tabla 14. Coeficiente, C_u

$F_v \times S_o$	C_u
≥ 0.32	1.4
0.24	1.4
0.16	1.5
0.12	1.6
≤ 0.08	1.7

Fuente: NBDS2023, pág. 36.

Para el caso específico de este proyecto de grado el límite superior del periodo calculado es igual a 1.633 seg.

2.1.3.4.5. Coeficiente de Modificación de Respuesta R y Factores de Irregularidad

Los coeficientes de modificación de respuesta (R) y los factores de irregularidad se utilizan para ajustar la respuesta sísmica de una estructura considerando su configuración y posibles irregularidades geométricas. Estos coeficientes permiten modificar las fuerzas de diseño para reflejar mejor la realidad del comportamiento estructural, teniendo en cuenta aspectos como discontinuidades, asimetrías y variaciones en la distribución de masa.

El coeficiente R es un factor adimensional que reduce la demanda elástica de diseño para reflejar la capacidad inelástica de disipación de energía de un sistema estructural. En la NBDS 2023, R integra los efectos de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento, de modo que a mayor capacidad plástica del sistema correspondan valores más elevados de R y, por ende, fuerzas sísmicas de diseño menores.

El coeficiente (C_d) es un factor que amplifica los desplazamientos elásticos obtenidos en el análisis estático equivalente para estimar los desplazamientos inelásticos reales de la estructura. Según la NBDS 2023, este parámetro depende de la clase de ductilidad del sistema y permite verificar requisitos de servicio y deformación, asegurando que los desplazamientos máximos no superen los límites de habitabilidad y daño aceptable.

El coeficiente Δ^1 representa la máxima deformación relativa de entrepiso asociada al primer modo de vibración, expresada como razón entre el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos y la altura de entrepiso. La NBDS 2023 establece límites admisibles de Δ^1 para garantizar la seguridad no estructural, el confort de los ocupantes y la compatibilidad con elementos no estructurales.

La NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 21) muestra una tabla donde se pueden extraer los datos de los coeficientes, para este caso específicamente en el diseño de esta estructura se seleccionó sistemas de pórticos intermedios con muros especiales, de lo cual para el factor de modificación de respuesta básico (depende del sistema de resistencia lateral), el valor de reducción es igual a 5 y el de distorsión es 0.009.

Tabla 15. Coeficientes de reducción, R, amplificación, y valores de distorsión Δ^1

Sistema estructural	R	Cd	Δ^1
Sistema de pórticos			
Pórticos especiales resistentes a momentos	8	5.5	0.012
Pórticos intermedios resistentes a momentos	5	4.5	0.011
Pórticos ordinarios resistentes a momentos	3	2.5	0.01
Sistema de entrepiso sin viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas Bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas Bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30m	4	3.6	0.008
Sistemas de entrepiso con vigas planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30m	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30m	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas Bidireccionales con ábacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales	5.5	4.5	0.009
Sistema de muros			
Muros estructurales especiales	6	5	0.009
Muros estructurales ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas duales			
Pórticos especiales	7	5.5	0.0010
Pórticos especiales con muros especiales acoplados	8	8	0.0010
Pórticos especiales con muros ordinarios	6	5	0.009
Pórticos intermedios con muros especiales	6.5	5	0.009
Pórticos intermedios con muros ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos ordinarios con muros ordinarios	4.5	4	0.007
Sistema de muros con ductilidad limitada	4	3.6	0.006

Fuente: NBDS2023, pág. 21.

2.1.3.4.6. Tipo de Estructura según Uso/Factor de Importancia

Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 15): En función al nivel de seguridad estructural que deben tener las construcciones, cuatro tipos son definidos: IV, III, II, I, asignándose en factor de importancia, I_e , especificado en la siguiente tabla:

Tabla 16. Factor de Importancia, I_e

TIPO	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1
I	NOTA

Fuente: NBDS2023, pág. 16.

1. Tipo IV: Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 15) pertenecen a este tipo, las estructuras que se espera pertenezcan operables después de un evento sísmico, por lo que se incluye: edificios gubernamentales, de utilidad pública (cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, reservorios de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe como: hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos (terminales, hangares, torres de control, etc.), sistema de transporte masivo, entre otros. Edificios industriales que manejen sustancia tóxicas que puedan representar un peligro adicional y/o la contaminación del medio ambiente en caso de colapso de la estructura.
2. Tipo III: Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 15) se contemplan edificios donde frecuentemente existe aglomeración de

personas o cuyo contenido es de gran valor para la sociedad (bibliotecas, museos, templos, etc.), también se incluyen los siguientes: oficinas municipales, servicios públicos, salas que reúnan gran cantidad de personas (cines y teatros), estadios, graderías, instituciones educativas (escuelas, parvularios, recintos universitarios), terminales de buses, cárceles, lugares de reclusión, centros comerciales y mercados.

3. Tipo II: Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 15) edificios habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.
4. Tipo I: Según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 15) construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación.

2.1.3.4.7. Irregularidades en Edificaciones

Irregularidades estructurales en altura: Las irregularidades en altura afectan la distribución de fuerzas y deformaciones en una estructura durante un sismo. La NBDS2023 (norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 26), identifica varios tipos de irregularidades en altura, como demuestra la siguiente tabla:

2.1.3.5. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

2.1.3.5.1. Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales (o derivas de entrepiso) son las distancias horizontales que experimenta un nivel de la estructura con respecto al nivel inmediatamente inferior, cuando ésta es sometida a cargas laterales (sísmicas, de viento, etc.). Se calcula como la diferencia entre los

desplazamientos nodales promedio de dos pisos adyacentes, y se expresa generalmente en milímetros o como razón respecto a la altura de piso. Este parámetro es fundamental para evaluar la rigidez y el comportamiento dinámico de la edificación, ya que concentra información sobre la deformación global y local del sistema estructural NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023).

2.1.3.5.2. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

Los desplazamientos laterales admisibles (o límites de deriva) definen la máxima deformación horizontal permitida para garantizar condiciones de servicio y seguridad. Según la NBDS2023, la relación máxima de deriva entre dos niveles consecutivos no debe exceder el 2 % (0,02 h) de la altura de piso para edificaciones regulares en zonas sísmicas (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, 2023, p. 37). Este límite busca prevenir daños no estructurales (como agrietamientos de muros, fallas de vanos o interferencias en instalaciones) y mantener la integridad global de la edificación durante el sismo. Para usos críticos —como hospitales o centros de emergencia— se recomienda adoptar valores más restrictivos, de acuerdo con la categoría de diseño sísmico (NBDS2023, pág. 17).

2.1.3.5.3. Combinaciones de Diseño

Las combinaciones de diseño son conjuntos predefinidos de cargas y factores de mayoración que reflejan diferentes escenarios de sollicitación sobre la estructura, con el fin de garantizar su seguridad y servicio bajo condiciones extremas. Estas combinaciones contemplan efectos permanentes (cargas muertas), variables (cargas vivas, nieve, viento) y sísmicas, integrándolos mediante coeficientes que toman en cuenta incertidumbres en las estimaciones y márgenes de seguridad (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, 2023, p. 35).

Cargas y factores de carga: La ACI318-19, pp. 35-38) establece que el diseñador debe considerar diversas combinaciones de carga, entre las cuales destacan:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S)$
- $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- $0.9D + 1.0E$

Donde:

D = Representa las cargas muertas.

L = Representa las cargas vivas.

Lr = Representa las cargas de techo.

S = Representa las cargas de nieve.

E = Representa las cargas sísmicas.

Los coeficientes (1.2, 1.6, 0.5, etc.) son factores de mayoración de cargas que permiten incorporar la incertidumbre inherente a la estimación de cargas y asegurar un nivel de seguridad adecuado ACI 318-19(American Concrete Institute).

2.1.3.5.4. Definición de Envolvente

La envolvente de esfuerzos o de desplazamientos es el conjunto de los valores máximos y mínimos que adquieren las sollicitaciones internas (momentos, cortantes, esfuerzos axiales, desplazamientos, etc.) en cada sección de la estructura, considerando todas las combinaciones de carga posibles. Se construye registrando, para cada punto o elemento, el valor extremo de la respuesta estructural a lo largo de las diferentes combinaciones de diseño y luego trazando la “curva envolvente” que une estos valores extremos.

La envolvente permite al proyectista identificar rápidamente las zonas críticas de la estructura aquellas en las que se alcanzan las mayores solicitaciones sin tener que revisar individualmente cada combinación de carga (American Concrete Institute, 2019, pp. 35–38). Además, es fundamental para el dimensionamiento y la verificación de los elementos, ya que se diseñan basados en los valores extremos que aparecen en la envolvente, garantizando así que la estructura cumpla con los requisitos de seguridad y servicio bajo las acciones más desfavorables (Chopra, 2012, pp. 263–265).

2.1.3.5.5. Softwares Usados para el Diseño Estructural (CSI ETABS y SAFE)

CSI ETABS y SAFE son dos de las principales herramientas de Computers and Structures, Inc. (CSI) especializadas en el análisis y diseño estructural de edificaciones, cada una enfocada en ámbitos complementarios del proyecto:

ETABS («Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems») es una plataforma integral para el modelado, análisis y diseño de edificios de múltiples pisos. Combina herramientas de modelado basadas en objetos 3D, un potente motor de análisis SAPFire™ que permite tanto análisis estáticos como dinámicos —incluyendo modos de vibración y análisis de historia de tiempo y funciones específicas de diseño de concreto, acero y mampostería según normas internacionales (American Concrete Institute) y locales (NBDS2023). ETABS facilita la gestión de datos mediante un explorador de modelos, edición interactiva de bases de datos y generación automática de planos y reportes de resultados csiamerica.com.

SAFE («Slab Analysis by the Finite Element Method») está orientado al diseño de losas y cimentaciones (plateas, losas nervadas, losas macizas y fundaciones). Integra en un solo entorno todo el flujo de trabajo: desde la definición de la geometría y materiales, pasando por el mallado por elementos finitos y análisis de carga hasta la producción de dibujos detallados. Su motor

SAPFire™ de análisis optimizado permite realizar análisis modales y de Ritz, así como aprovechar arquitecturas multinúcleo para mayor velocidad y eficiencia en grandes modelos de losas y cimentaciones csiamerica.com.

Ambos programas se actualizan siguiendo los últimos avances en métodos de cálculo y las normativas vigentes, como la ACI 318-19 y la NBDS2023, garantizando que los ingenieros puedan verificar automáticamente las comprobaciones de resistencia, deformaciones y ductilidad, y optimizar el diseño estructural bajo cargas gravitacionales, sísmicas y de viento en un único entorno de trabajo integrado

Tabla 17. Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades estructurales en altura	Ia
Irregularidad de rigidez – Piso blando	0.15
<p>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.15
<p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de un entrepiso inmediato superior.</p>	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.20
<p>Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	

Irregularidad Extrema de Resistencia	0.20
Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso	0.05
Se tiene irregularidad de masa o peso, cuando el peso de un piso determinado, es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	
Irregularidad Geométrica Vertical	0.05
La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.20
Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista mas de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que el 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.30
Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25% de la fuerza cortante total	

Fuente: NBDS2023, pág. 26.

Irregularidades estructurales en planta: Las irregularidades estructurales en planta pueden provocar concentraciones de esfuerzos y torsiones inesperadas durante un sismo. La NBDS2023 (norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 27), define varias irregularidades en planta, tales como muestra la siguiente tabla:

Tabla 18. Irregularidades en planta

Irregularidades estructurales en planta	Ip
Irregularidad Torsional	0.15
Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) es esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).	
Irregularidad Torsional Extrema	0.20
Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).	
Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.	
Esquinas Entrantes	0.05
La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	
Discontinuidad del diafragma	0.05
La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.	
También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	
Sistemas no Paralelos	0.05
Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30 grados, ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante de piso.	

Fuente: NBDS2023, pág. 27.

Factores de irregularidad total: El factor de irregularidad total es un coeficiente que se utiliza para ajustar la respuesta sísmica de una edificación que presenta discontinuidades o variaciones significativas en su geometría, distribución de masa, rigidez y resistencia, tanto en

planta como en altura. Este factor se emplea para compensar los efectos adversos derivados de dichas irregularidades, las cuales pueden provocar concentraciones de esfuerzos y desplazamientos no uniformes durante un sismo. En la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 25) se establece que estos factores se determinan a partir de evaluaciones específicas de irregularidad vertical (en altura) y horizontal (en planta) y, al combinarse, forman el factor de irregularidad total que se incorpora en el análisis sísmico para obtener fuerzas de diseño más conservadoras y seguras. Se puede expresar con la siguiente ecuación:

Ecuación 28. Factores de irregularidad total

$$FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p$$

Fuente: NBDS2023, pág. 27.

Donde:

FIT = Factores de irregularidad total.

I_a = Irregularidades estructurales en altura.

I_p = Irregularidades estructurales en planta.

Si se cumple cualquiera de las condiciones de irregularidades, se tiene que multiplicar el resultado obtenido a el factor de distorsión lo que supone una disminución del parámetro para su cumplimiento. Para el caso específico del este proyecto de grado existió una falla en el parámetro de cumplimiento de derivas con lo cual se debió realizar 2 iteraciones más para poder dar a cumplimiento con la norma, Véase en anexos (ANALISIS DE LA CARGA SISMICA, pág., 137).

2.2. HERRAMIENTAS Y METODOLOGIA DE ANALISIS

El diseño sismorresistente de estructuras modernas demanda el uso de herramientas computacionales avanzadas y metodologías de análisis que permitan modelar el comportamiento dinámico de las edificaciones bajo cargas sísmicas. Para el presente proyecto, el uso de ETABS y

SAFE, desarrollados por Computers and Structures, Inc. (CSI), resulta fundamental para garantizar precisión en el diseño y cumplimiento de la NBDS-2023 y la ACI 318-19 (CSI, 2017). Estas plataformas permiten integrar criterios normativos y verificación de desempeño estructural en entornos tridimensionales, optimizando el proceso de modelación, análisis y evaluación de resultados.

2.2.1. Generación de Modelo 3D

La modelación tridimensional constituye el punto de partida del análisis estructural moderno. Consiste en representar la edificación con todos sus elementos estructurales columnas, vigas, losas, muros de corte y cimentaciones utilizando las propiedades geométricas y mecánicas correspondientes. Esta etapa implica:

- Definir las dimensiones y características de los elementos estructurales.
- Asignar parámetros de rigidez y resistencia de materiales, según la ACI 318-19 y los parámetros de sitio definidos por la NBDS-2023.
- Incorporar las condiciones de soporte y restricciones, considerando las características del terreno y las recomendaciones de los estudios geotécnicos validados.

La generación de un modelo 3D detallado facilita el análisis dinámico de vibración y el control de irregularidades estructurales, asegurando que el comportamiento global del edificio sea representado de forma precisa (Chopra, 2012, pp. 50-55).

2.3. ESTADO DEL ARTE DEL DOMINIO DEL PROBLEMA

El estado del arte del dominio del problema en el contexto del diseño estructural sismorresistente se refiere al análisis exhaustivo del conocimiento actual, las tecnologías aplicadas, las normativas vigentes y las metodologías utilizadas en proyectos similares, tanto a nivel nacional

como internacional. Esta revisión permite identificar las brechas técnicas, normativas y metodológicas existentes, las cuales justifican la pertinencia y originalidad del presente trabajo.

Diversos estudios han abordado el diseño de edificaciones sometidas a cargas sísmicas mediante enfoques basados en normas internacionales como el ASCE/SEI 7-16 y la ACI 318-19, los cuales establecen criterios detallados para la evaluación del comportamiento estructural, la resistencia, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales. En el ámbito boliviano, la reciente publicación de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2023 marca un avance significativo en la formalización de parámetros sísmicos adaptados a la realidad geotécnica, topográfica y tectónica del país (IBNORCA, 2023, p. 17).

Por otra parte, en proyectos de diseño sismo resistente similares a este proyecto. Se pueden encontrar en la Universidad de San Simón - Cochabamba, en la facultad de ciencias y tecnología carrera de ingeniería civil utilizan la misma metodología de análisis para el diseño sismorresistente inclusive si se trata de sistemas estructurales diferentes el procedimiento de diseño se aplica para proyectos que se enfocan bajo la norma mencionada en este documento.

Sin embargo, el análisis del dominio revela que los proyectos aplicados específicamente a edificaciones de gran altura como el caso de la “Torre Lucy” que integren de forma simultánea la NBDS 2023 y la ACI 318-19 siguen siendo limitados. A pesar de la disponibilidad de herramientas computacionales de modelado y análisis estructural como ETABS y SAFE, su implementación en estudios académicos y profesionales con validaciones manuales aún representa un reto en el medio local. Existen pocos estudios que documentan la aplicación conjunta de estas normativas bajo condiciones sísmicas específicas del país, como las de la ciudad de Cochabamba, que presenta una amenaza sísmica considerable de acuerdo con registros del Observatorio San Calixto (2024).

Por lo tanto, este proyecto contribuye a la ampliación del conocimiento aplicado en el diseño estructural sismorresistente a través de la implementación práctica, sistemática y

metodológicamente validada de dos normativas complementarias, permitiendo establecer criterios comparativos que fortalezcan la toma de decisiones en el diseño estructural, especialmente en zonas sísmicamente activas.

CAPÍTULO 3. DISEÑO METODOLOGICO

3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACION

El presente trabajo adopta un enfoque cuantitativo, dado que se fundamenta en la recolección de datos numéricos provenientes de estudios de suelos, modelado estructural y análisis sísmico. Este enfoque permite aplicar técnicas de análisis de respuesta y cálculo estructural conforme a normas técnicas (ACI 318-19 y NBDS2023), proporcionando resultados coherentes y verificables (Yin, 1994; Stake, 1995).

Además, incorpora un enfoque de estudio de caso centrado en la edificación “Torre Lucy”, lo cual implica una investigación profunda y contextualizada, con el fin de generar conclusiones aplicables a edificaciones similares en zonas sísmicas (Stake, 1995; Merriam, 1988).

El análisis se basa en resultados computacionales, con énfasis en la interpretación normativa y diseño estructural. Por otro lado, se evalúa la interacción suelo-estructura mediante parámetros obtenidos del estudio geotécnico y su aplicación en el software ETABS y SAFE, incorporando aspectos de interacción dinámica y respuesta sísmica (Wolf, 1985; Tuladhar et al, 2008).

3.2. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACION

Esta investigación corresponde a una investigación aplicada con diseño no experimental, descriptivo-explicativo. No manipula variables, sino que analiza el comportamiento estructural mediante modelos y utiliza normativas. Su propósito es explicar cómo los parámetros de diseño sísmico y estructural se relacionan y se ponen en práctica en el caso de estudio (Yin, 1994). El diseño también incorpora elementos de evaluación estructural basada en desempeño, ya que se consideran desplazamientos, derivas, espectros de aceleración y detallado conforme a normativa para predecir desempeño y vulnerabilidad, similar a enfoques usados en evaluaciones de vulnerabilidad sísmica (Carillo, 2008; Instituto FEMA). En este marco, la elección del edificio

como caso de estudio permite realizar un análisis sistemático y contextualizado, integrando normas (NBDS2023 y ACI 318-19), software de simulación, y estudios geotécnicos validados por certificación técnica.

3.3. DATOS DEL ESTUDIO DE SUELO

3.3.1. Generalidades

El estudio geotécnico del proyecto original fue realizado por el laboratorio de suelos y servicios de ingeniería “Geotechnical Engineers S.R.L”, y fue otorgado para este proyecto por la empresa consultora “Majestic Ingeniería” con el propósito de compilar información real y completa que ayude a obtener datos reales de las características del suelo del proyecto mediante ensayos SPT in situ, pruebas de laboratorio y de campo. Para la validación de los estudios de suelos, se utilizó el Certificado de Validación del Estudio Geotécnico emitido por la consultora Majestic Ingeniería, empresa responsable de la campaña geotécnica del proyecto “Torre Lucy”. Este documento certifica que los ensayos realizados (SPT, calicatas, toma de muestras y determinación del nivel freático) corresponden al predio del proyecto y avala el uso de dichos resultados en el presente trabajo de grado.

3.3.2. Descripción del suelo

El perfil encontrado consiste en una intercalación de suelos finos de origen lacustre, predominantemente de arcillas hasta los 12,5 metros donde encontramos un estrato de grava con sobre tamaños de origen aluvial de al menos 2 metros de espesor para luego cambiar a suelos de origen coluvial con presencia de bolones y sobre tamaños que pueden llegar a ser de más de 1 m, este perfil de material grueso continua hasta al menos 50 m. En cuanto a la resistencia, los suelos finos lacustres presentan una resistencia media a baja hasta los 8 metros de profundidad donde aumenta de manera considerable la resistencia, a partir de los 12,5 metros la resistencia incrementa mucho más. El Anexo B: Perfil del suelo presenta de forma detallada los suelos encontrados, la

resistencia en función al número de golpes y las propiedades físicas y mecánicas obtenidas a partir de los ensayos de campo, también presenta gráficas detalladas de las características físicas y mecánicas del suelo según la profundidad. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.3. Propiedades mecánicas del suelo

En base a los ensayos se ha podido determinar que los suelos encontrados están de medianamente a sobre-consolidados hasta los 8 metros donde el grado de sobreconsolidación incrementa notoriamente. Actualmente los suelos cuentan con pesos unitarios húmedos entre 20 y 21 KN/m³(2.0 a 2.1Ton/m³) los 12.5 primeros metros notándose a continuación un marcado incremento. La cohesión en los suelos arcillosos está en el rango de 0.35 a 0.6 kg/cm² y los ángulos de fricción interna varían considerablemente dependiendo del contenido de arena, sin embargo, se puede decir que las arcillas se mantienen en un rango entre 14° y 20°. Los ángulos de fricción interna fueron determinados mediante el método de Dawan mencionado en el libro de Lang Huder. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.4. Nivel Freático

Durante las excavaciones se logró detectar la presencia del nivel freático a los 12.5 metros de profundidad (en la fecha en que se realizaron los sondeos). (Estudio de Suelos, Pag 8).

3.3.5. Capacidades de apoyo del suelo

Existen varias capacidades de apoyo del suelo de interés, entre las cuales determinamos las siguientes: capacidad última de apoyo, capacidad segura de apoyo y capacidad admisible de apoyo. En este caso y tomando en cuenta las recomendaciones que se realizan en acápite posteriores podemos decir que es la capacidad segura de apoyo la que rige este caso. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

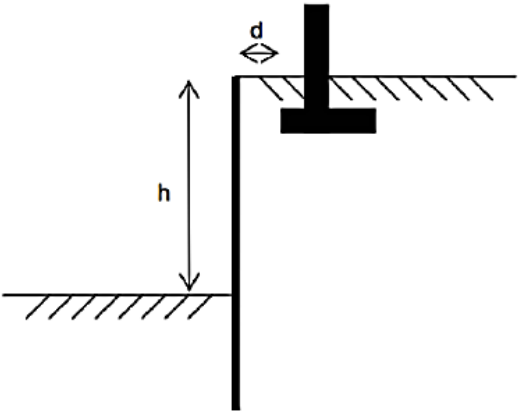
3.3.6. Capacidades admisibles de apoyo

Esta propiedad se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo, con una probabilidad mínima de falla al corte y que limita los asentamientos a un valor que no produce ningún tipo de daño estructural a la construcción. Los asentamientos admisibles dependen del tipo de construcción a proyectarse. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.7. Efectos sobre edificaciones adyacentes

En los casos en que existan edificaciones próximas que puedan verse afectadas por movimientos del muro y cuyas fundaciones se encuentren a poca profundidad, se recomienda diseñar el muro por el procedimiento de equilibrio límite (CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, 2005). En la siguiente tabla se presentan los coeficientes de empuje lateral recomendados, de acuerdo a relaciones geométricas. Como puede observarse, a menor distancia de la fundación, el coeficiente de empuje lateral a adoptar es mayor, con lo cual se obtienen valores más conservadores. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

Figura 9. Coeficientes de Empuje lateral de acuerdo al Código Técnico de la edificación (2005)

	Relación d-h	Valor de K
	$d \leq \frac{h}{2}$	K_o
	$\frac{h}{2} < d \leq h$	$\frac{K_o + K_A}{2}$

Fuente: SANHUEZA, 2008.

3.3.8. Trabajos de campo

Tanto el estudio, como la elaboración del informe han requerido de la información que se obtuvo de los siguientes ensayos realizados en campo:

- 3 pozos explorados con equipo de SPT con un promedio alcanzado de perforación de 13 metros de profundidad, seguimiento de la perforación de 3 pozos con maquinaria explorando en los mismos lugares de los ensayos de SPT hasta 25 metros. También se realizó el seguimiento a la perforación del primero de los 2 pozos de agua programados para este proyecto hasta la profundidad de 80 metros.
- 1 calicata de 12.5 metros de profundidad.
- Valores de SPT que se pudieron obtener.
- Toma de muestras disturbadas y no disturbadas para ensayos de laboratorio.
- Medición del nivel freático.

(Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.9. Ensayo de penetración estándar ASTM D 1586-98 (SPT)

Se han realizado 3 pozos realizando ensayos de SPT hasta una profundidad promedio de 13 metros y el seguimiento de la perforación de otros 4 pozos, 3 de 25 metros y 1 hasta 45 metros de profundidad (pozo de 80 metros). (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.10. Equipo

El equipo consiste en un trípode metálico, un mazo, motor y polea para perforación, extracción y elevación del mazo, la cuchara bipartita de Terzaghi, y acoples. El mazo tiene un peso de 63.5 [kg], la cuchara bipartita tiene diámetro interior de 34.9 [mm] y exterior de 50.8 [mm]. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.11. Procedimiento

El procedimiento se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586. Comienza con una perforación de limpieza hasta la profundidad de interés para el estudio, luego se inserta el muestreador del SPT (cuchara bipartita) en la perforación. Este es conectado mediante barras al martillo. Utilizando un mecanismo con motor o de manera manual, se eleva el martillo 760mm y se deja caer. Este procedimiento introduce el muestreador en el fondo de la perforación. Se repite este procedimiento hasta que la cuchara penetra 450 mm, registrando el número de golpes necesario para hincar 150mm. Deteniendo el ensayo si se requiere más de 50 golpes para penetrar cualquiera de los intervalos de 150 mm y registrando como rechazo. Se determina el número de golpes N necesarios para penetrar los últimos 300mm.

El número de golpes necesario para penetrar los primeros 150 mm no es incluido debido a que el fondo de la perforación se encuentra con restos del proceso de perforación y suelo suelto del derrumbe de las paredes. Se extrae la cuchara, etiquetando y embolsando la muestra de suelo obtenida, para evitar que pierda humedad hasta el momento de ser procesado en laboratorio. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.12. Datos Obtenidos

Los datos de este ensayo son:

1. Numero de golpes N.
2. Muestras disturbadas para ensayos de laboratorio.

El valor N del SPT como los resultados de otros métodos, es solo un índice del comportamiento del suelo. Este valor por sí mismo no determina ninguna propiedad convencional del suelo y es útil solo cuando es utilizado con correlaciones apropiadas de acuerdo al tipo de material encontrado. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.13. Trabajos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio se realizaron con todas las muestras obtenidas durante las perforaciones y estuvieron dirigidos a:

- Clasificación de cada una de las muestras obtenidas por el sistema UNIFICADO (ASTM D-2487).
- Cantidad de material fino que el tamiz 200 por lavado (ASTM C-177).
- Determinación de la humedad natural (ASTM D-2216).
- Ensayos granulométricos por tamices (ASTM C-136).
- Determinación de los límites de Atterberg (ASTM D-4318).
- Ensayos de corte directo. (ASTM D-4318).
- Ensayos de peso unitario.

Los ensayos realizados fueron ejecutados de acuerdo a los estándares de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales ASTM. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.14. Coeficiente de reacción del suelo k

El valor del coeficiente de reacción del subsuelo no es constante para un suelo dado. Éste depende de distintos factores como la longitud L y ancho B de la cimentación y de la profundidad de fundación Terzaghi (1955) determinó que el valor de este disminuye con el ancho de cimentación, para el presente proyecto se ha realizado un ensayo de carga de placa a nivel de fundación determinándose valores bastante elevados como se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 19. Coeficiente de reacción del suelo k

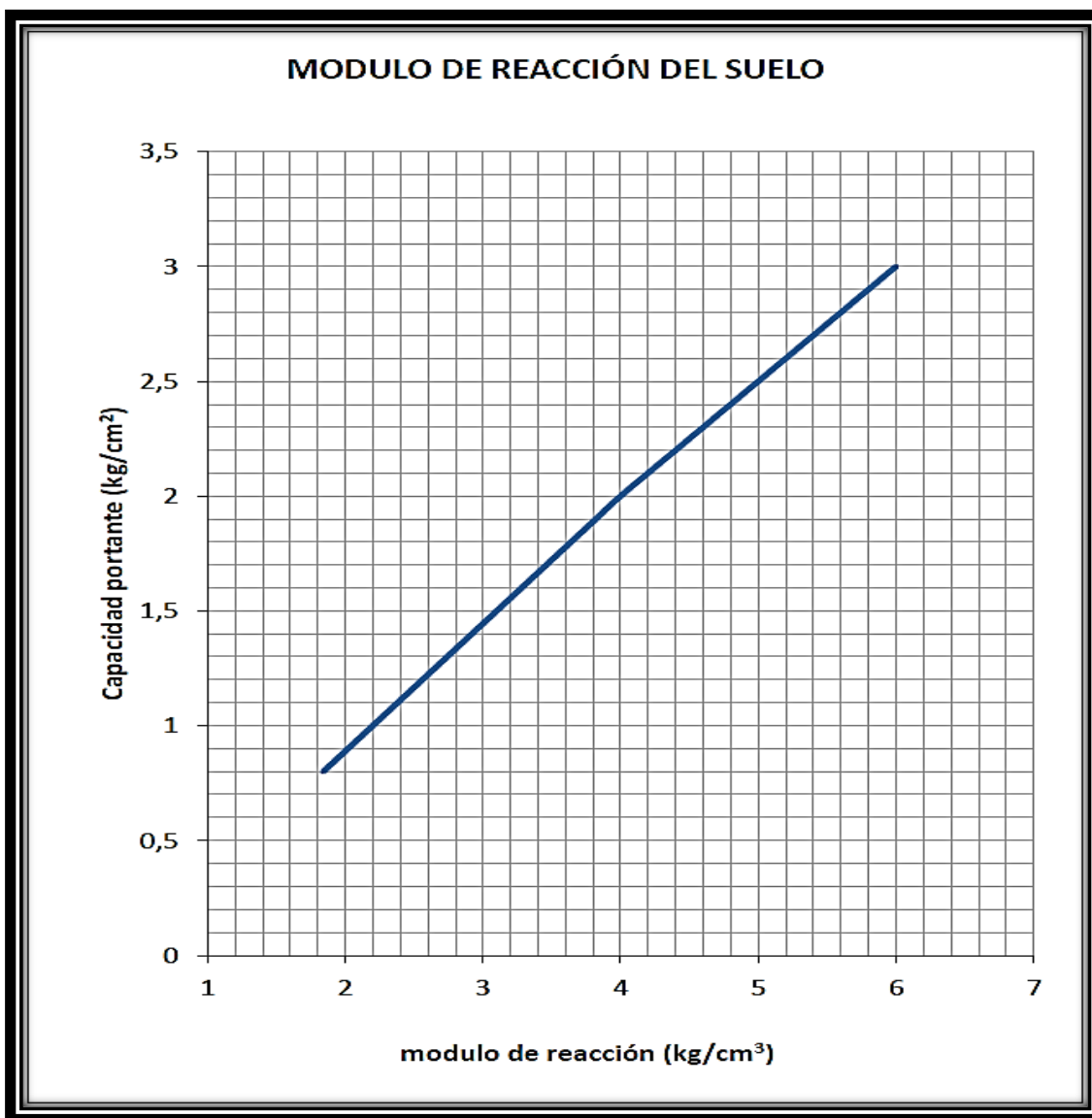
ENTRE (Kg/cm ²)		MODULO DE REACCION	
		K (Kg/cm ³)	K(c/FS=4.0)
0.85	1.27	62.7	15.7
1.27	1.70	71.7	17.9
1.70	2.12	38.6	9.7
2.12	2.83	49.2	12.3
2.83	3.54	52.3	13.1
3.54	4.25	43.8	10.5
4.25	4.96	46.5	11.6

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Tomando en cuenta los valores elevados se recomienda que el valor de diseño no sobrepase los 6.0 kg/cm³.

Por tema de practicidad, si llega a ser necesario un valor del módulo de reacción a una cota diferente de la que se ha realizado el ensayo de placa, se recomienda el uso de la siguiente gráfica que presenta valores normalmente conservadores en función del valor de capacidad admisible:

Figura 10. Módulo de reacción del suelo



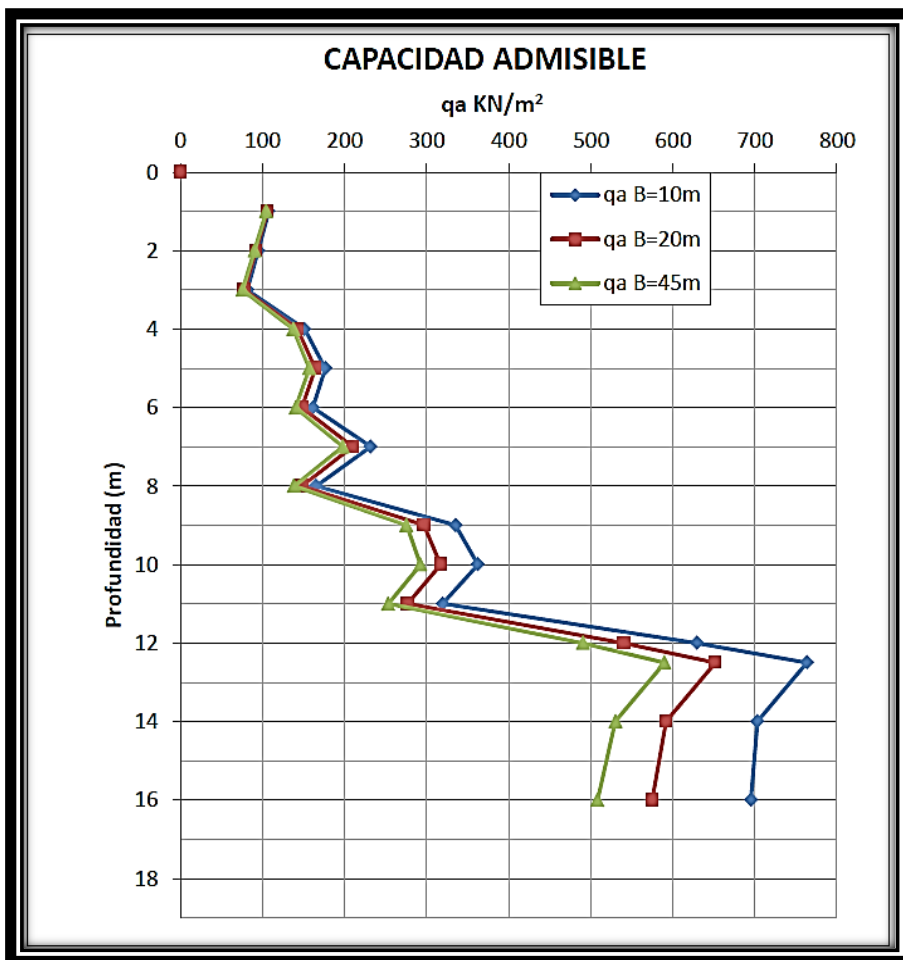
Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Esta grafica brinda valores seguros para el módulo de reacción, sin embargo, si se requiere valores más precisos se recomienda realizar ensayos de carga de placa a nivel de fundación. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.15. Resultado de la Capacidad Admisible de Apoyo

La Grafica 2 muestra los valores de q_a (Capacidad Admisible de Apoyo) del sondeo 1 que presenta los valores más bajos de los 3 sondeos realizados con SPT, que para este caso se considera que deben ser los que rijan el cálculo.

Figura 11. q_a (Capacidad Admisible de Apoyo) del pozo 1 en (KN/m²)



Fuente: Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L. Elaboración en base al promedio de resultados obtenidos de los ensayos de SPT. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.16. Estabilidad

El objetivo de esta sección es el análisis de los aspectos que influyen en la estabilidad general de la edificación proyectada. Este análisis se ha dividido en 3 aspectos como se indica a continuación:

- Aspectos que influyen en la capacidad portante considerando la influencia de las condiciones impuestas por la construcción de estructuras vecinas.
- Empuje lateral del terreno.
- Altura y pendiente de corte.

Adicionalmente a la capacidad de apoyo calculada mediante los valores N del ensayo SPT, se ha determinado la capacidad portante del terreno a diferentes profundidades, a través de la ecuación semi-empírica de Meyerhof, con el objetivo es el de investigar la influencia de las condiciones impuestas por la construcción de estructuras vecinas. La ecuación general de Meyerhof

Donde el término qNq representa el aporte, a la capacidad última de carga, de la sobrecarga a nivel de fundación.

El factor de seguridad aplicado, alcanza un valor de 3 aplicado sobre la carga neta. Los resultados de capacidad última de apoyo y capacidad segura de apoyo, para una fundación de 45 m x 45 m ($B/L=1$) se presentan a continuación en la siguiente Tabla:

Tabla 20. Capacidad Última de Apoyo y Capacidad Segura de Apoyo para una fundación de 45x45m ($B/L=1$)

Profundidad de fundación, D_f (m)	Capacidad última de apoyo, q_u (Kn/m²)	Capacidad segura de apoyo, q_s (Kn/m²)
4.0	358	167
5.0	408	196
6.0	431	218
7.0	465	239
8.0	494	261
9.0	523	282

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Se puede ver para la profundidad de fundación prevista se tiene una capacidad segura de apoyo de 239 kN/m².

Variación de la Capacidad Última de Apoyo con una excavación adyacente: En el caso hipotético de una excavación adyacente, el valor de la sobrecarga q disminuirá en función de la profundidad de la excavación. Tomando en cuenta la posibilidad de que se realice una excavación extensa en los terrenos adyacentes, se ha llevado a cabo el cálculo de la capacidad portante variando el aporte del término qNq de la ecuación general de Meyerhof, en función de una profundidad de excavación. La Tabla siguiente, presenta los resultados obtenidos.

Tabla 21. Capacidad Última de Apoyo con una excavación adyacente

Profundidad de fundación, Df (m)	Profundidad de excavación							
	0.0 m	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
4.0	358	340	322	304	286	286	286	286
5.0	408	390	372	354	318	318	318	318
6.0	437	419	401	383	347	329	347	329
7.0	465	447	429	411	375	357	375	339
8.0	494	476	458	440	404	386	404	368
9.0	523	505	487	469	433	415	433	397

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad última de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación Mayerhof.

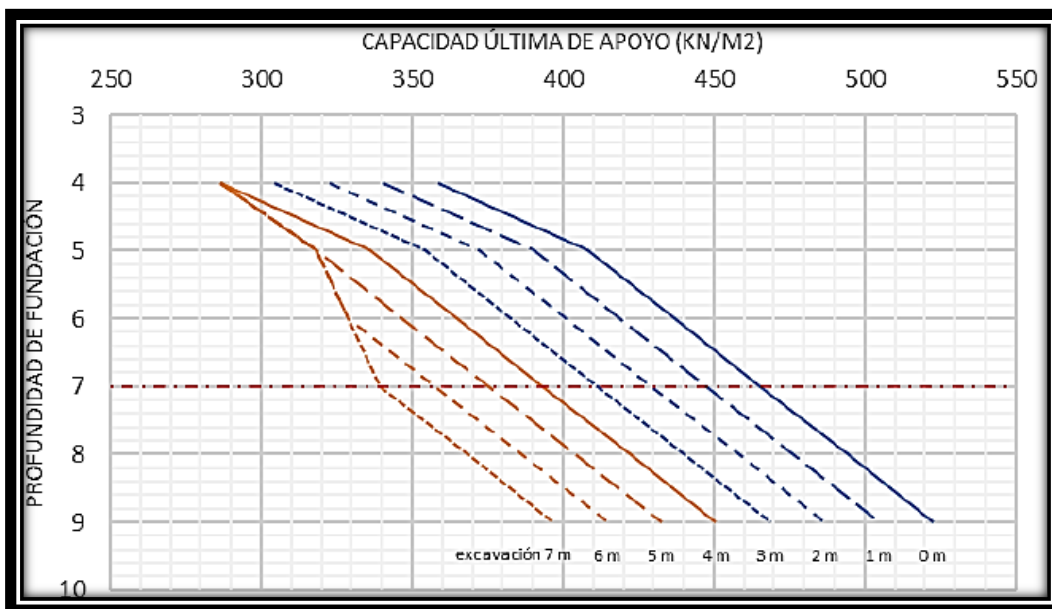
Tabla 22. Capacidad Segura de Apoyo con una excavación adyacente

Profundidad de fundación, Df (m)	Profundidad de excavación							
	0.0 m	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
4.0	167	149	131	113	95	95	95	95
5.0	196	178	160	142	124	106	106	106
6.0	218	200	182	164	146	128	110	110
7.0	239	221	203	185	167	149	131	113
8.0	261	243	225	207	189	171	153	135
9.0	282	264	246	228	210	192	174	156

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad segura de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación Meyerhof. Se puede observar que una excavación extensa de 7 metros de profundidad disminuye la capacidad última de apoyo desde un valor inicial de 465 kN/m² a un valor de 339 kN/m². De la misma forma, se observa que una excavación extensa de 7 metros de profundidad disminuye la capacidad segura de apoyo desde un valor inicial de 239 kN/m² a un valor de 113 kN/m². Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.19, tal y como se muestra en las siguientes gráficas:

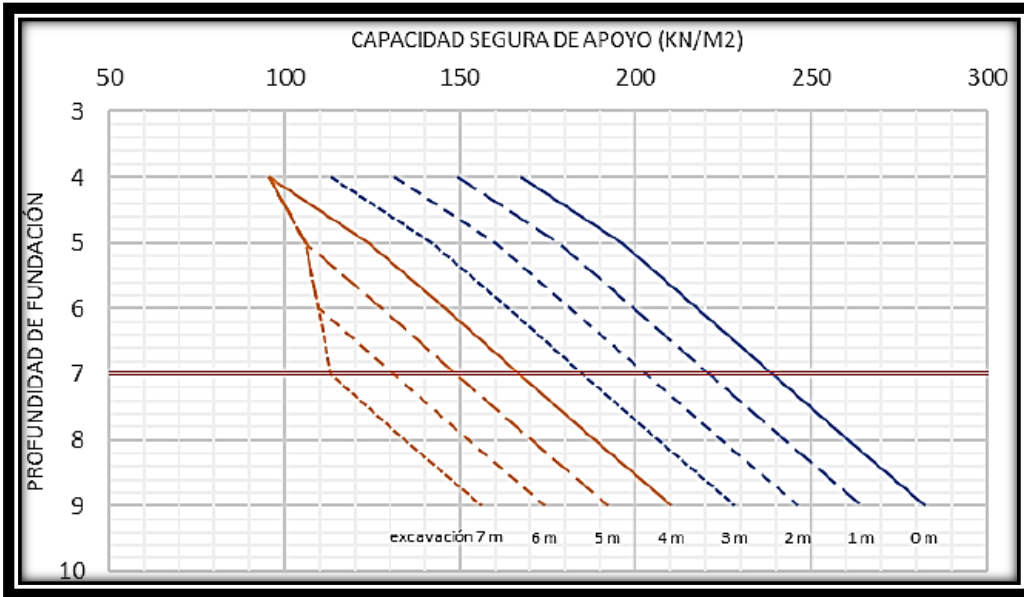
Figura 12. Capacidad Ultima de Apoyo (KN/M2)



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad ultima de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación Meyerhof.

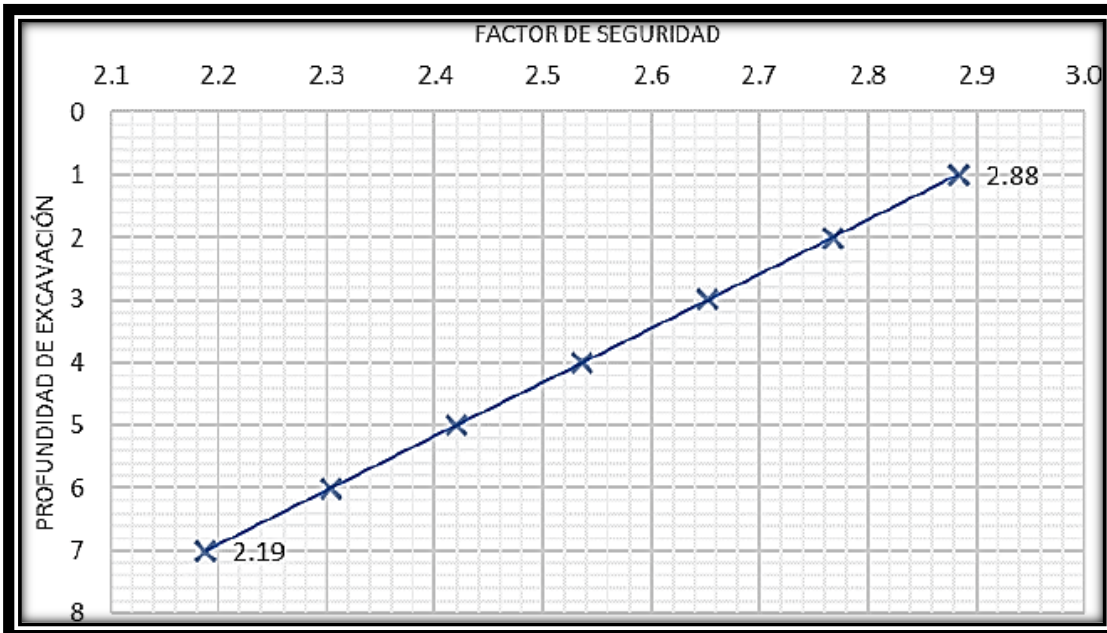
Figura 13. Capacidad Segura de Apoyo (KN/M2)



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad segura de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación Meyerhof.

Figura 14. Factor de Seguridad



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Variación del factor de seguridad en función de la profundidad de excavación en un terreno adyacente. Es la variación de la Capacidad Última de Apoyo debido a la superposición de los Bulbos de Presión considerando una construcción adyacente.

Otro aspecto para considerar es la proximidad de fundaciones vecinas en el incremento de presiones transmitidas al terreno debido a la superposición de los bulbos de presión. El caso más crítico es considerado variando la relación B/L para un ancho de fundación constante B=45 m. Esto simulará el efecto de la construcción de una fundación adyacente de similares características a la analizada. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 23. Variación de la Capacidad Última de Apoyo

Profundidad de fundación, DF (m)	B = 45 m		
	B/L = 0.5	B/L = 0.75	B/L = 1
4	335	347	358
5	382	395	408
6	409	423	437
7	437	451	465
8	465	480	494
9	493	508	523

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad última de apoyo en kN/m², en función de la relación B/L para B=45 m.

Tabla 24. Variación de la Capacidad Segura de Apoyo

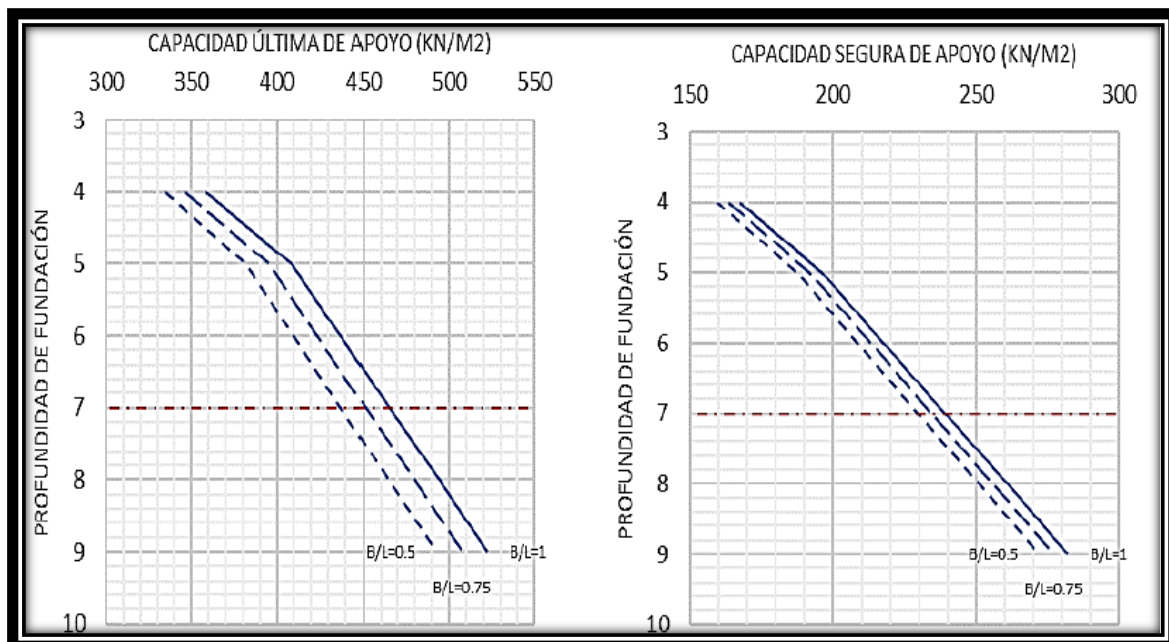
Profundidad de fundación, DF (m)	B = 45 m		
	B/L = 0.5	B/L = 0.75	B/L = 1
4	160	164	167
5	187	192	196
6	208	213	218
7	230	234	239
8	251	256	261
9	272	277	282

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Capacidad segura de apoyo en kN/m², en función de la relación B/L para B=45 m. Se puede observar que, a un nivel de fundación a 7 metros de profundidad, para un decremento en la relación

B/L causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad última de apoyo disminuye desde un valor inicial de 465 kN/m² a un valor de 437 kN/m². De la misma forma, se observa que para un decremento en la relación B/L causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad segura de apoyo disminuye desde un valor inicial de 239 kN/m² a un valor de 230 kN/m². Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.82, tal y como se muestra en las siguientes figuras

Figura 15. Capacidad Última de Apoyo (KN/M²) y Capacidad Segura de Apoyo (KN/M²)



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

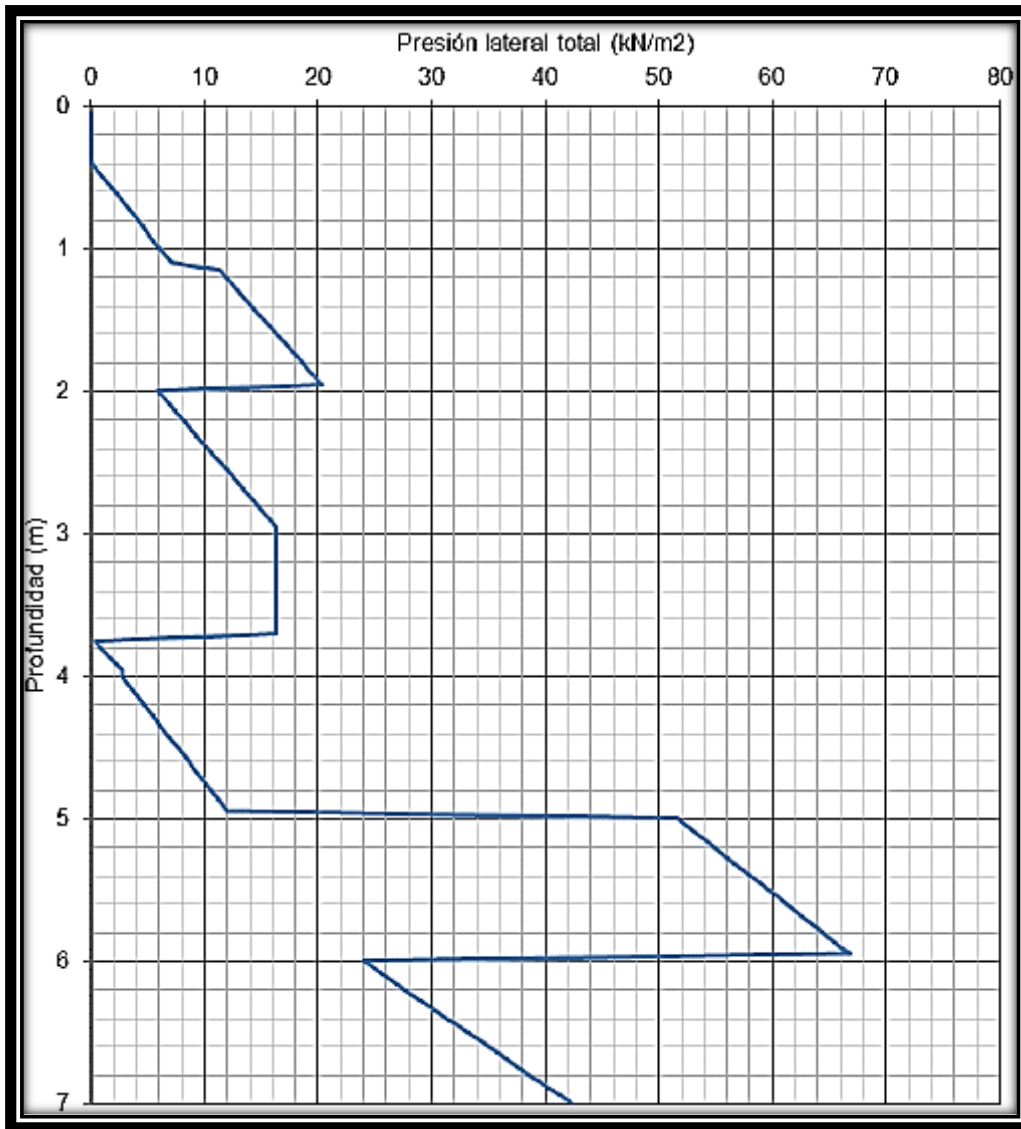
Variación de la capacidad última de apoyo y la capacidad segura de apoyo en función de la variación de la relación B/L. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.17. Empuje Lateral del Suelo

Se ha calculado el empuje lateral sobre la estructura considerando el coeficiente de empuje lateral igual al promedio del coeficiente K₀ y K_A. Asimismo, se ha adoptado una carga adicional

sobre el nivel del terreno igual a 20 kN/m², así como un nivel freático NF=12 m. Los resultados se presentan a continuación:

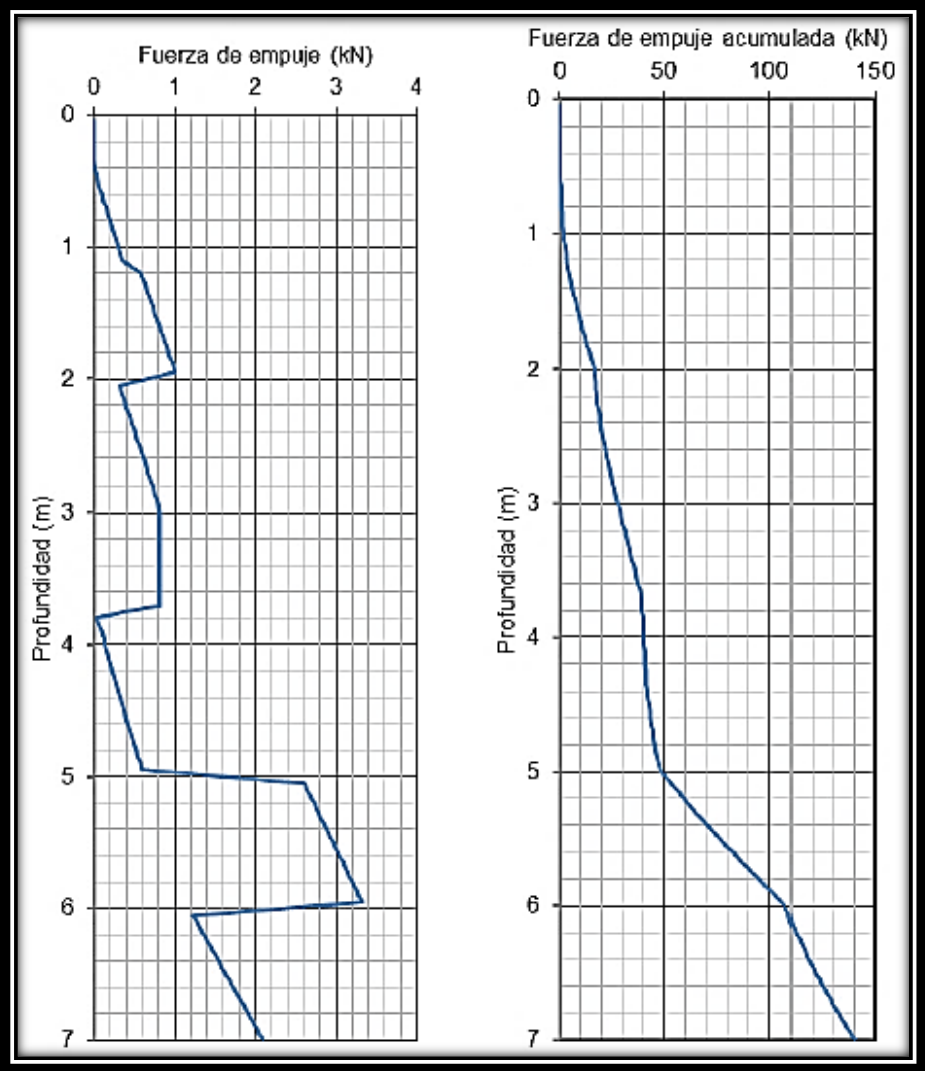
Figura 16. Presión Lateral Total sobre la estructura



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L. Diagrama de presión lateral total sobre la estructura.

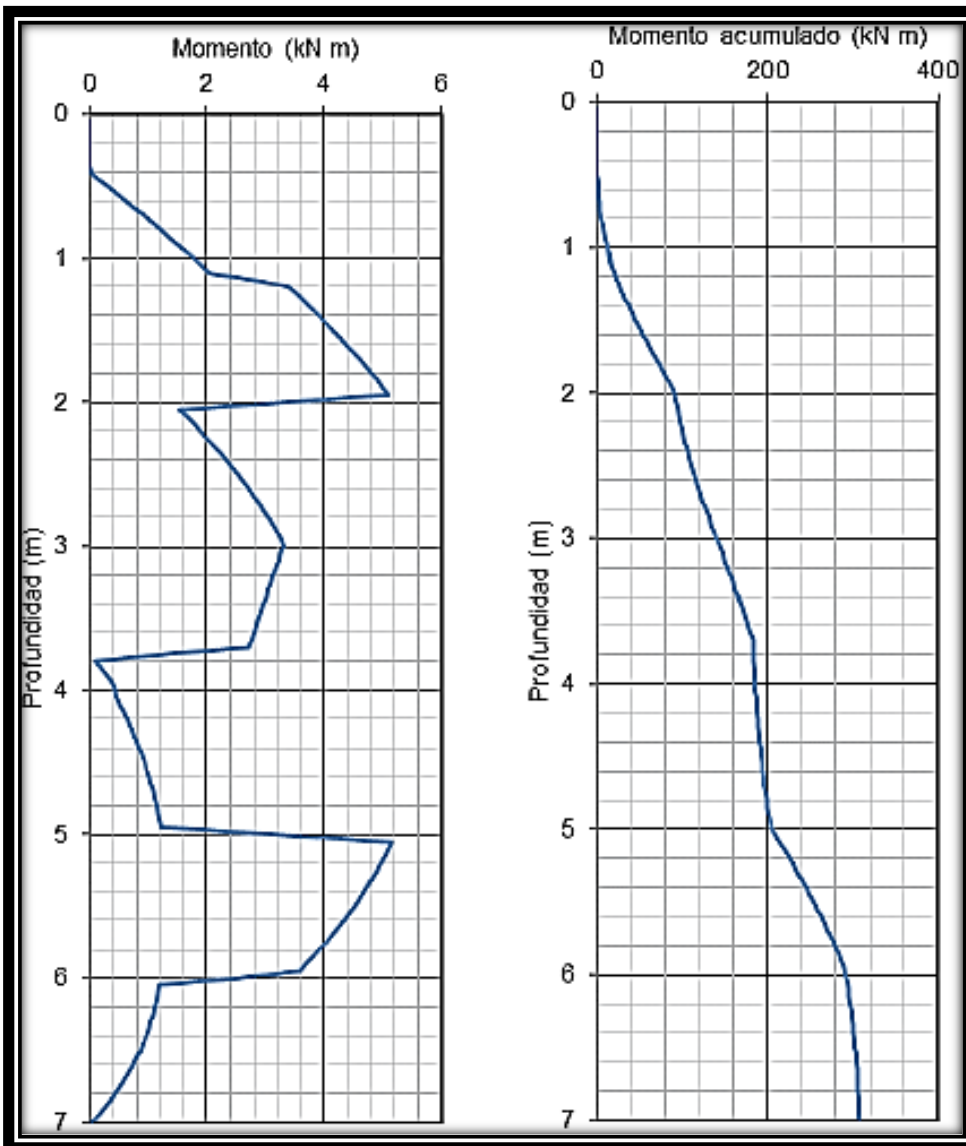
A continuación, se presentan los diagramas de fuerzas sobre la estructura de contención.

Figura 17. Fuerzas laterales(corte) sobre la estructura de sostenimiento



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L. Diagrama de fuerzas laterales(corte) sobre la estructura de sostenimiento.

Figura 18. Momentos sobre la estructura de sostenimiento



Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L. Diagrama de Momentos sobre la estructura de sostenimiento. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.3.18. Altura crítica de una excavación extensa

Cuando se deban realizar excavaciones con un talud vertical, se podrá mantener vertical hasta cierta altura crítica sin entibar. Para ello consideremos la hipótesis de Rankine para el empuje activo, según la cual el terreno empuja sobre una estructura que es capaz de realizar un pequeño

desplazamiento La teoría de Rankine explica este fenómeno en términos de rotura por cortante del terreno. En dicho caso, la tensión horizontal ejercida como empuje activo es la siguiente:

Tabla 25. Determinación de la Altura Crítica de Excavación

Profundidad (m)	Clasificación	Phi	Cohesión (Kn/m ²)	Peso unitario (Kn/m ³)	Peso unitario Seco (Kn/m ³)	Cohesión (Kn/m ³)	Peso unitario (Kn/m ³)	Peso unitario Seco (Kn/m ³)	Altura Crítica (m)
de 0.0 a 1.15	ML	22	10		18.62	16.35			
11.5 a 2.0	ML	17.7	9	18.34	16.58	19.63	12.33	18.54	2.52(3.77)
2.0 a 3.0	ML	19.2	18	18.66	16.56				
3.0 a 4.0	CL	18.6	35	20.30	16.43				
4.0 a 5.0	CL	14.5	60	20.38	17.71	18.40	37.50	50.44	6.79 (10.17)
5.0 a 6.0	ML	23.4	10	19.78	17.65				
6.0 a 7.0	CL	17.1	45	21.32	17.72				

Fuente: Geotechnical Engineers S.R.L

Se puede observar que para una profundidad entre 0.0 m a 3.0 m, la altura crítica de excavación es de 2.52 m para un factor de seguridad de 1.5. Asimismo, para una profundidad entre 3.0 m a 7.0 m, la altura crítica de excavación es de 6.79 m para un factor de seguridad de 1.5. (Véase en ANEXO E, ESTUDIOS DE SUELOS).

3.4. PERIODO EN QUE SE REALIZO LA INVESTIGACION

La investigación se realizó en base a la aprobación del mismo según menciona la resolución del consejo de área, en fecha de aprobación del 17 de julio del 2024.

CAPÍTULO 4. INGENIERIA DE PROYECTO

4.1. LOCALIZACION DEL PROYECTO

La localización de este proyecto de grado es en el país de Bolivia, en el departamento de Cochabamba y en la ciudad de Cochabamba, en la calle Potosí. Se podrá ver a más detalles los datos y ubicación del proyecto en la siguiente figura:

Figura 19. Plano de Ubicación del Proyecto



Fuente: Planos Arquitectónicos facilitados por la consultora.

4.2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto de la “Torre Lucy” en la ciudad de Cochabamba, corresponde con dos niveles de sótano destinado a parqueo de automóviles, planta baja destinada a uso a un local comercial con patio, área social, lobby, parrillero, gimnasio, parque infantil y patio. Los siguientes niveles corresponden a las plantas tipos destinados a uso residencial que van del piso 1 al 7, seguidamente de la terraza y el tanque elevado de agua. La superficie del lote es de 629.49 m². A continuación, se detalla la relación de superficies del proyecto y otros datos técnicos:

Tabla 26. Relación de superficies del proyecto y otros datos técnicos

DATOS TECNICOS DEL PROYECTO	
RELACION DE SUPERFICIES	
DESCRIPCION DE LA PLANTA	SUPERFICIE
Superficie del sótano (m ²)	1036.00
Superficie de planta baja (m ²)	358.00
Superficie de planta 1 a 7 (m ²)	2167.20
Superficie total construida (m ²)	3561.20
Superficie residencial (m ²)	2176.60
Numero de parqueos (Unidades)	30
OTROS DATOS	
DESCRIPCION	SUPERFICIE
Numero de plantas (tipo)	7
Altura del edificio (m)	35.80
Altura del edificio (m)	35.80
Superficie del lote (m ²)	629.46
Frente de lote o longitud de verja (m)	19.47

Fuente: Elaboración propia.

4.3. PREDIMENCIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En esta etapa, se indican los criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de elementos estructurales principales, reconociendo que pueden ser usados para edificaciones usuales donde las cargas vivas no sean excesivas y teniendo en consideración las condiciones de sismo locales en nuestro país. En casi todos los casos se debe respetar las consideraciones o dibujos realizados por el plano arquitectónico ya que de tal manera no se debería interrumpir la hegemonía con los ambientes de la estructura previamente diseñada por un arquitecto, sin embargo, esto puede cambiar cuando las consideraciones de resistencia de diseño lo ameritan.

Existen muchos métodos para el dimensionamiento preliminar de elementos estructurales de una edificación, a continuación, se presentan los criterios seleccionados para cada elemento estructural de este proyecto.

4.3.1. Predimensionamiento de Columnas

Según Antonio Blanco Blasco (1997) las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento. Si se trata de edificaciones con un buen número de pisos, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45f_c$. En base a lo mencionado se puede recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento:

1. Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

Ecuación 29. Predimensionamiento de Columnas Centrales, Esquineras y Borde

$$\text{Área de la columna} = \frac{A_i \times P_{\text{serv}} \times N_i}{n \times f_c}$$

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado (Antonio Blanco), Pag 41.

Donde:

A_i =Área tributaria en m².

P_{serv} =Carga de servicio en Tonf/m².

N_i =Numero de Niveles.

n =Coeficiente de la posición de la columna.

f_c =Resistencia característica del hormigón

Ver el cálculo detallado del predimensionamiento en ANEXO A.

4.3.2. Predimensionamiento de Muros de Hormigón Armado o Placas

Según Antonio Blanco Blasco (1997) las placas pueden hacerse de un mínimo de 10cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20cm, 25cm o 30cm. Conforme aumenta el número de niveles o disminuya su densidad.

4.3.3. Predimensionamiento de Vigas de entrepiso peraltadas

Según Antonio Blanco Blasco (1997) las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte de orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o de piso.

Conforme se tenga luces más grandes, puede disminuirse el peralte obteniendo con la recomendación del décimo o doceavo de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo de la

luz disponiendo de ancho del orden de 0,5 de la altura. Se indican a continuación dimensiones usuales de vigas:

$l \leq 5,5\text{mts.}$	25x50, 30x50
$l \leq 6,5\text{mts.}$	25x60, 30x60, 40x60
$l \leq 7,5\text{mts.}$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$l \leq 8,5\text{mts.}$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$l \leq 9,5\text{mts.}$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Ver el cálculo detallado del predimensionamiento en ANEXO A.

4.3.4. Predimensionamiento de Losas Unidireccionales y Bidireccionales

El predimensionamiento de las losas nervadas, también conocidas como losas reticulares, es un paso fundamental en el diseño estructural para garantizar su eficiencia y seguridad. Según las recomendaciones del ingeniero Jiménez Montoya, las losas nervadas pueden clasificarse según la dirección principal de trabajo en:

Losas nervadas en una dirección: Estas losas están formadas por pequeñas vigas en T con espacios entre los nervios que pueden estar vacíos o rellenos con materiales ligeros. Son económicas para luces pequeñas y medianas y se comportan estructuralmente de manera similar a las losas macizas armadas en una sola dirección.

Losas nervadas en dos direcciones: Estas losas distribuyen las cargas en ambas direcciones principales y son adecuadas para luces más grandes y cargas más elevadas.

Para el predimensionamiento de las losas nervadas, Jiménez Montoya sugiere la siguiente ecuación:

Ecuación 30. Predimensionamiento de losas Nervadas

$$Hlr = \frac{0.5 \times (B + L)}{25}$$

Fuente: Pedro Jiménez Montoya.

Donde:

B = Lado largo de la losa (m).

L = Lado corto de la losa (m).

Ver el cálculo detallado del predimensionamiento en ANEXO A.

4.4. PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES UTILIZADOS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.4.1. Consideraciones para el diseño

En la fase de cálculo estructural, es esencial realizar un análisis detallado y preciso que proporcione datos confiables sobre las propiedades de los materiales y las acciones que actuaran sobre la estructura. Este enfoque permite diseñar cada elemento estructural de manera que su comportamiento bajo cargas reales sea seguro y eficiente. Para el presente proyecto de grado, se adopta las siguientes directrices:

Cumplimiento Normativo: Se aplicaron las disposiciones establecidas en la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico), NB 1225002-2 (Norma Boliviana de Cargas) y la ACI 318-19(American Concrete Institute). Todas especifican las acciones sobre las estructuras y consideraciones iniciales para el diseño de elementos estructurales.

Unidades: Las unidades empleadas para el desarrollo del cálculo estructural son las del sistema M.K.S, la correspondencia entre estas y las del sistema internacional son las presentadas a continuación:

- Fuerza: 1 Kg (Kilogramo fuerza) = 10 N (Newton).

- Tensión: $10 \text{ Kg/cm}^2 = 1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$.
- Densidad: $1000 \text{ Kg/cm}^3 = 10 \text{ kN /m}^3$.

4.4.2. Propiedades Mecánicas de Materiales

Hormigón armado: La combinación de agregado grueso, agregado fino, cemento, agua, aditivos y acero corrugado, forma lo que se conoce como hormigón armado, siendo el resultado un material heterogéneo capaz de resistir esfuerzos de compresión y tracción (Vargas, 2007); las características mecánicas de este material a ser tomadas en cuenta para el cálculo estructural en este proyecto de grado son las siguientes:

- Resistencia especificada a la compresión: $f'c: 250 \text{ (Kgf/cm}^2)$.
- Hormigón tipo: Normal.
- Peso específico: $2400 \text{ (kg/m}^3)$.
- Módulo de elasticidad referencial $E_c: 195272,55 \text{ (kgf/cm}^2)$.

Los valores mencionados son los más adecuados para el diseño de los elementos estructurales, cumpliendo con lo establecido según la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico).

Ecuación 31. Módulo de elasticidad referencial

$$E_c = 3830 \times \sqrt{f'c}$$

Fuente: NBDS2023, pág. 28.

Donde:

E_c = Modulo de elasticidad referencial (Kgf/cm²).

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón.

Ver el cálculo detallado en ANEXO A.

Acero de refuerzo: El acero de refuerzo o armadura representa a las barras que se empotran en el hormigón, de manera tal que estos elementos y el hormigón actúan conjuntamente para resistir los esfuerzos, el hormigón resiste la compresión y el acero la tracción (Vargas, 2007).

El acero de refuerzo considerado para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado para este proyecto de grado, es la barra de construcción de acero corrugado NB 732 – 500 de industria peruana Arequipa, que cuenta con las siguientes características:

- Acero corrugado: AH 500s.
- Resistencia especificada a la fluencia de la armadura f_y : 5000 (Kg/cm²).
- Resistencia a la tracción: 6000 (Kg/cm²).
- Dimensiones y pesos nominales:

Tabla 27. Dimensiones y pesos nominales del acero corrugado

DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA (mm)	SECCION NOMINAL (mm²)	PERIMETRO NOMINAL (mm)	PESO NOMINAL (Kg/m)
6	28.3	18.8	0.222
8	50.3	25.1	0.395
9.5	70.9	29.8	0.560
12	113.0	37.7	0.888
16	201.0	50.3	1.578
20	314.0	62.8	2.466
25	491.0	78.5	3.853

Fuente: Ficha técnica acero Arequipa.

4.5. ESTRUCTURACION DEL PROYECTO

La estructuración se define como el proceso integral mediante el cual se organizan, configuran y dimensionan los elementos estructurales de una edificación tales como la de este proyecto de grados que son:

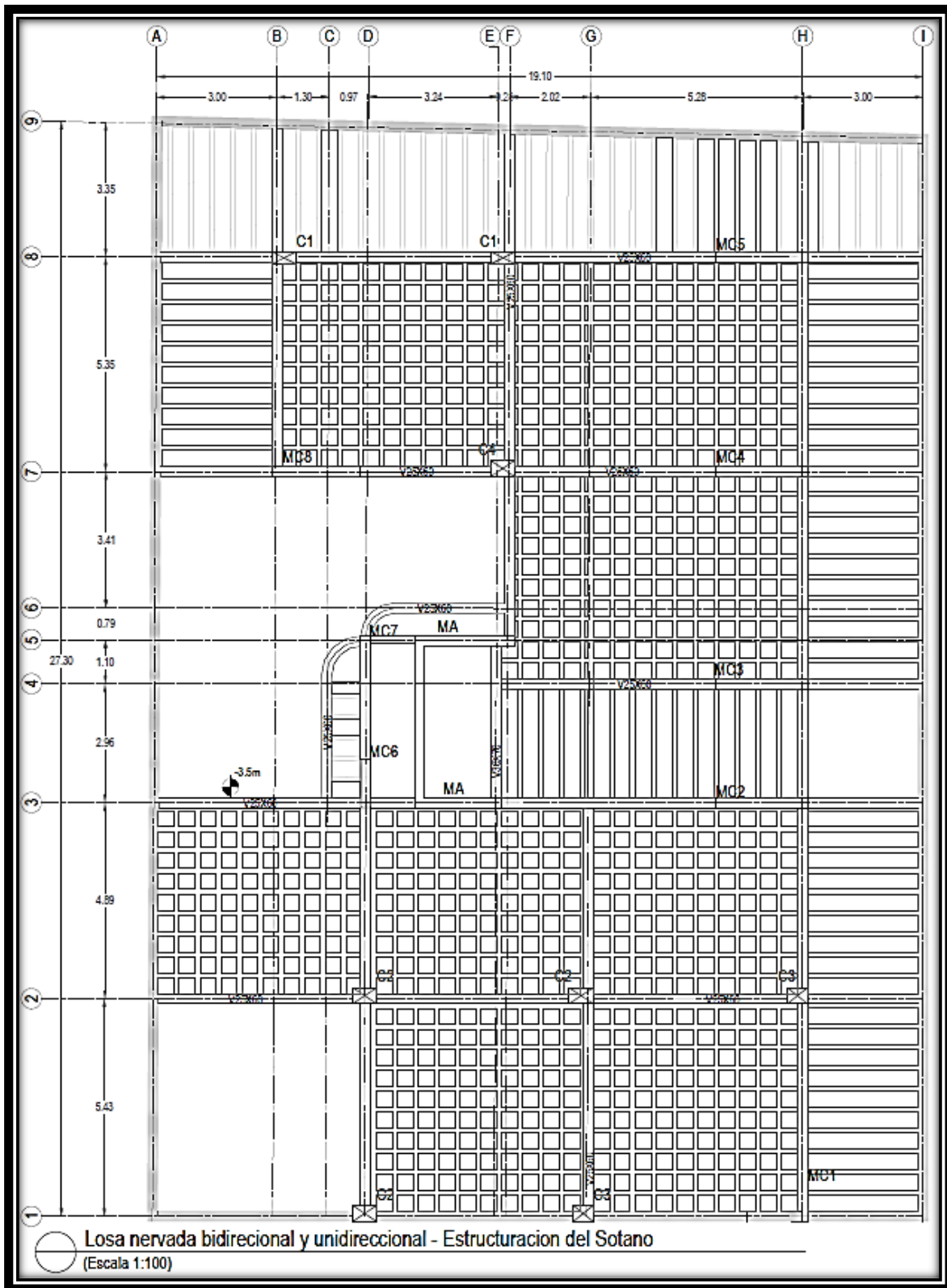
- Fundaciones.
- Columnas.
- Vigas.

- Losas.
- Muros de corte.
- Muros de sótano.

Para garantizar la estabilidad, rigidez y ductilidad necesaria frente a las cargas a que se someterá la estructura, especialmente en zonas de alta sismicidad. Este proceso incluye la selección de un sistema estructural adecuado que asegure una distribución uniforme y racional de las fuerzas internas (cortante, compresión, flexión y torsión) hacia la cimentación. La correcta estructuración permite, además, controlar y disipar de forma eficaz la energía sísmica, minimizando concentraciones de esfuerzos y reduciendo el riesgo de fallas locales. Dichos principios se encuentran fundamentados en las directrices de normativas como la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico), que establece procedimientos y requerimientos específicos para asegurar la integridad de la edificación ante eventos sísmicos y en normas internacionales que refuerzan el enfoque de un diseño racional y seguro como la ACI 318-19 (American Concrete Institute).

El modelo estructural se ha definido como un sistema de pórticos tridimensionales para realizar una simulación la más próxima de la realidad de modo que se obtengan resultados precisos en cuanto a esfuerzos de cada elemento estructural. Para ello en base a los planos arquitectónicos facilitados por la consultora Majestic Ingeniería se realiza la estructuración inicial de los elementos estructurales:

Figura 20. Estructuración del Sótano



Fuente: Elaboración propia (AutoCAD Structural Detailing).

4.6. ANALISIS DE CARGAS

4.6.1. CARGAS GRAVITACIONALES

4.6.1.1. Análisis de cargas sobre la estructura

El análisis de cargas es un proceso fundamental en el diseño estructural, ya que permite determinar las solicitaciones que actuarán sobre la edificación a lo largo de su vida útil.

Para el presente proyecto de grado se toman en consideración las siguientes cargas para el cálculo estructural:

- Carga Muerta.
- Sobrecarga Muerta.
- Cargas Especiales (sala de máquinas del ascensor).
- Tanque de Agua.
- Sobrecargas de Servicio.

4.6.1.2. Sobrecarga Muerta (Super Dead)

A continuación, los criterios que se utilizaron para calcular las cargas sobre la estructura en este proyecto de grado.

Ecuación 32. Contrapiso de Hormigón Simple

$$\text{Contrapiso de Hormigón Simple} = \gamma M \times \text{Ancho} \times \text{Largo} \times \text{Alto}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

γM = Peso específico del mortero (kgf/m³).

Ancho = 1 metro unitario (m).

Largo = 1 metro unitario (m).

Alto = Altura estándar para revestimiento de piso (m).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Ecuación 33. Cielo Falso de Yeso

$$\text{Cielo Falso de Yeso} = \gamma_{\text{Yeso}} \times \text{Ancho} \times \text{Largo} \times \text{Alto}$$

Fuente: Elaboración Propia.

γ_{yeso} = Peso específico del mortero (kgf/m³).

Ancho = 1 metro unitario (m).

Largo = 1 metro unitario (m).

Alto = Altura estándar para revestimiento de techo (m).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Ecuación 34. Sobrecarga de Acabado

$$\text{SCA} = \text{Contrapiso de Hormigón Simple} + \text{Cielo Falso de Yeso} + \text{Porcelanato} + \text{Luminarias}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

SCA = Sobrecarga de Acabado (Kgf/m²).

Donde la carga de (SCA) es igual a 170 Kgf/m³.

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Sobrecarga muerta (Muro sobre losa): Existen diferentes tipos de muros, como la pandereta, sogas tizón. Para este proyecto de grado se utiliza muro tipo pandereta y los ladrillos de 6 huecos redondos medios, toda la información obtenida se extrajo de uno de los proveedores locales de la ciudad del proyecto a diseñar. (Proveedor "Incerpaz"). Seguidamente se muestra los elementos de análisis para obtener dicha carga:

- Peso específico de materiales.
- Peso de tabique en 1m².

Para ello a continuación se muestra los criterios que se utilizaron para poder calcular dicha carga:

Ecuación 35. Peso de Ladrillo

$$\text{Peso de Ladrillo} = \text{Peso Unidad} \times \text{Rendimiento}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Peso ladrillo = Kg/m².

Peso unidad = Kg (Pza).

Rendimiento = Pza/m².

Ver el cálculo detallado del predimensionamiento en ANEXO B.

Ecuación 36. Volumen del Mortero

$$\text{Volumen del mortero} = 1\text{m} \times 1\text{m} \times \frac{\text{ancho}}{100} - \text{Rendimiento} \times \frac{\text{Largo}}{100} \times \frac{\text{Alto}}{100} \times \frac{\text{Ancho}}{100}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Ancho = Ancho del ladrillo (cm).

Largo = Largo del ladrillo (cm).

Alto = Alto del ladrillo (cm).

Rendimiento = Pza/m².

Volumen del mortero = Volumen del mortero (m³).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Ecuación 37. Peso del Mortero

$$\text{Peso del Mortero} = W = \gamma \times V$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

W = Peso del mortero (Kg).

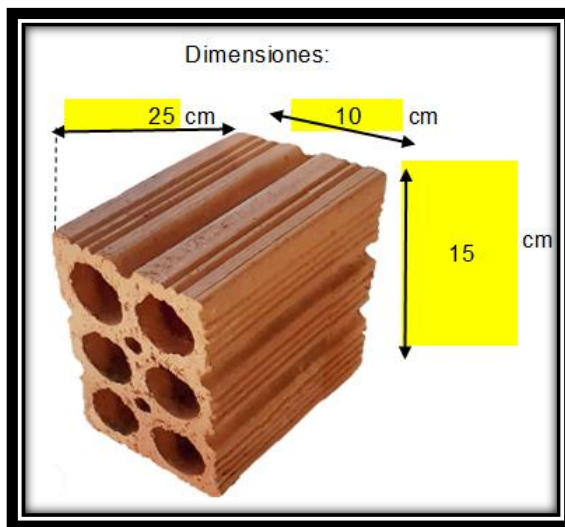
γ = Peso específico del mortero (Kgf/m³).

V = Volumen del mortero (m³).

Ver el cálculo detallado del predimensionamiento en ANEXO B.

A continuación, se mostrará las dimensiones reales del ladrillo utilizado para este proyecto de grado:

Figura 21. Dimensiones del ladrillo



Fuente: Incerpaz Cochabamba.

Ecuación 38. Peso de Revoque

$$\text{Peso de Revoque} = \text{Ancho Unitario} \times \text{Espesor de revoque} \times 2 \times \gamma_{\text{Mortero}}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Ancho Unitario = Ancho de Análisis (m).

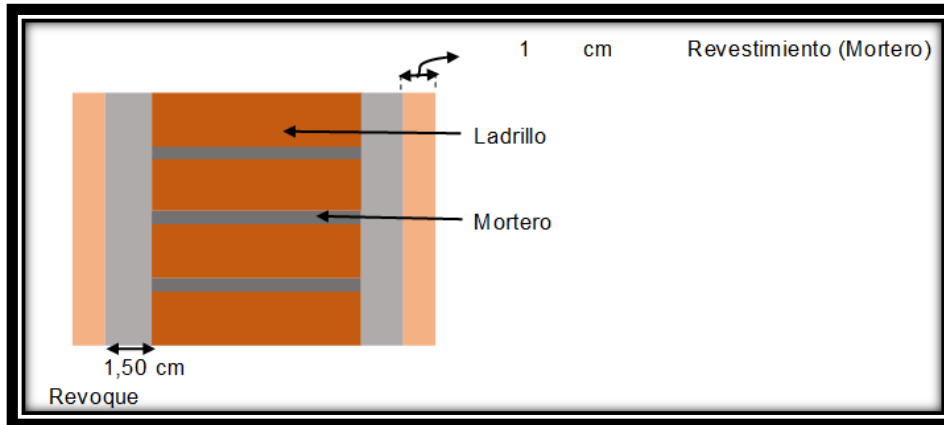
Espesor de revoque = Espesor de revoque en cm.

γ_{Mortero} = Peso específico del mortero (Kgf/m³).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

A continuación, se mostrará el corte transversal del tabique de este proyecto de grado:

Figura 22. Corte Transversal del Tabique



Fuente: Elaboración Propia.

Ecuación 39. Peso 1m² de Tabique

$$\text{Peso 1m}^2 \text{ de tabique} = \text{Peso de revoque} + \text{Peso del Mortero} + \text{Peso del ladrillo}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Peso de revoque = Peso de revoque (Kgf).

Peso del Mortero = Peso del mortero (Kgf).

Peso del ladrillo = Peso del ladrillo (Kgf/m²).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Ecuación 40. Superficie de Muros

$$\text{Superficie de Muros} = \text{Longitud total de muros} \times \text{altura de muros}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Longitud total de muros = Longitud total de muros (m).

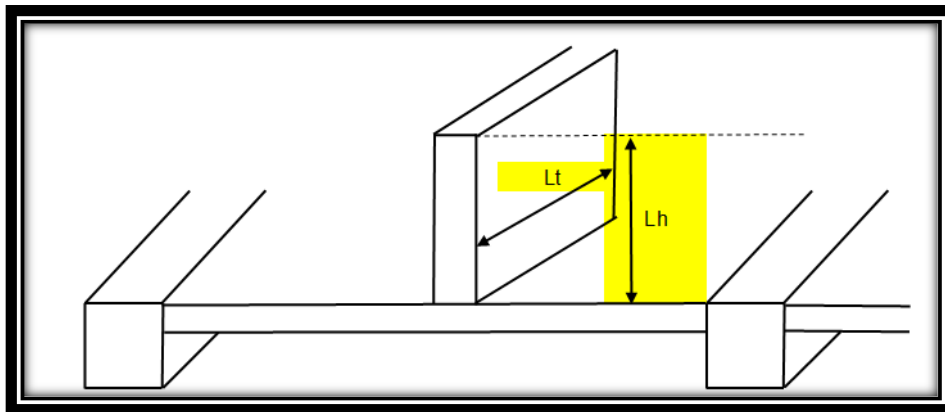
Altura de muros = Altura de muros (m).

Superficie de muros = Superficie de muros (m²).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

A continuación, se mostrará el método de análisis para determinar la superficie de muros de este proyecto de grado:

Figura 23. Superficie de Muros



Fuente: Elaboración Propia.

Ecuación 41. Peso de Muro Sobre Losa

$$\text{Peso de muro sobre losa} = \frac{\text{Superficie de muros} \times \text{Peso 1m}^2 \text{ de tabique}}{\text{Area de losa}}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Superficie de muros = Superficie de muros (m²).

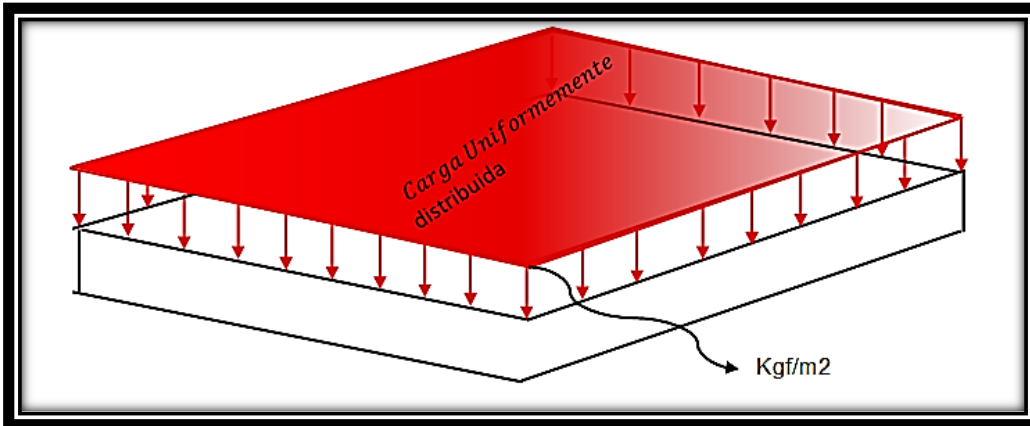
Área de la losa = Área de la losa (m²).

Peso de muro sobre losa = Peso de muro sobre losa (Kgf/m²).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

A continuación, se mostrará una ilustración representativa de la carga de muro sobre la losa de este proyecto de grado:

Figura 24. Peso de Muro Sobre Losa



Fuente: Elaboración Propia.

Ecuación 42. Sobre Carga Muerta

$$SCM = SCA + \text{Peso de muro sobre losa}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

SCA = Sobrecarga de Acabado (Kgf/m²).

Peso de muro sobre losa = Peso de muro sobre losa (Kgf/m²).

SCM = Sobre carga muerta (Kgf/m²).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Para el caso específico de este proyecto de grado el cálculo en base a un análisis considerando la situación más crítica se calculó una sobrecarga muerta muro sobre la losa de la planta baja que es igual a 253,61 Kgf/m², del piso tipo 1 a 6 que es igual a 391,40 Kgf/m² y del piso 7 que es igual a 340,77Kgf/m².

4.6.1.3. Sobrecarga muerta (Muro sobre viga)

Ecuación 43. Peso Muro sobre Viga

$$\text{Peso de muro sobre viga} = \text{Peso tabique } 1\text{m}^2 \times \text{Altura de muros}$$

Fuente: Elaboración Propia.

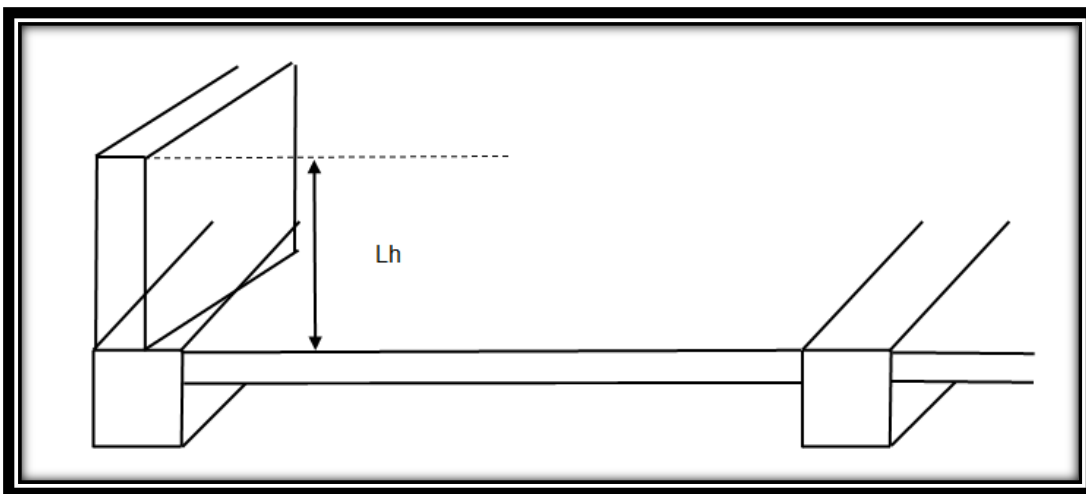
Donde:

Altura de muros = Alturas de muros (m).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

A continuación, se mostrará el método de análisis para determinar el peso de muro sobre viga de este proyecto de grado:

Figura 25. Peso de muro sobre viga



Fuente: Elaboración Propia.

Para el caso específico de este proyecto de grado el cálculo en base a un análisis considerando la situación más crítica se calculó una sobrecarga muerta muro sobre viga de la planta baja que es igual a 586,075 Kgf/m², del piso tipo 1 a 6 que es igual a 517Kgf/m y del piso 7 que es igual a 517,152 Kgf/m.

Sobrecarga muerta (Escaleras): Las escaleras son un componente importante para cualquier estructura ya que es un medio de transporte vertical y seguro en casos de sismo u incendios. Para ello se calcula la sobrecarga muerta de la escalera utilizando el siguiente criterio tomando en consideración que el peso de la losa inclinada de la escalera es de 300 kgf/m²:

Ecuación 44. Peso de losa de descanso de escalera

$$\text{Peso de losa de descanso de escalera} = \frac{\text{Peso de mortero} \times \text{Altura}}{\text{Área de losa de descanso}}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

Altura de muros = Alturas de muros (m).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

4.6.1.4. Cargas Especiales

Cargas especiales (Sala de máquinas del ascensor): La sala de máquinas se encuentra en una losa del último nivel lo cual es fundamental poder realizar el cálculo de dicha carga todos los datos para el ascensor de este proyecto de grado fueron facilitado por “Jamelco” el cual el cálculo da un resultado de una carga de 1246,439 Kg/m², a continuación, se mostrará los criterios que se utilizó para ello:

Ecuación 45. Carga Especial

$$\text{Carga Especial} = \frac{\text{Carga dinamica}}{\text{Área de la losa}}$$

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

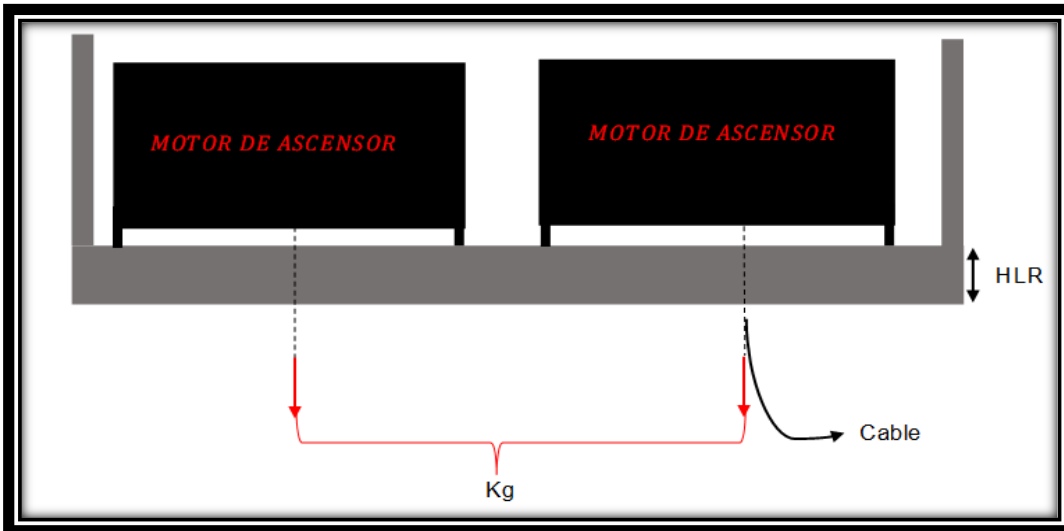
Carga dinámica = Carga dinámica (kgf).

Área de la losa = Área de la losa (m²).

Carga Especial = Carga Especial (Kgf/m²).

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

Figura 26. Corte transversal de la Sala de Maquinas



Fuente: Elaboración Propia.

Tanque de Agua: A continuación, se dispondrá de una lista de dimensiones y capacidades del tanque con el criterio de análisis que se tomó en cuenta para calcular la carga del tanque:

Tabla 28. Propiedades del Tanque de Agua

CAPACIDAD	PESO	ANCHO	ESPELOR
Litros	Kg.	cm.	mm.
300	7	71	5.0
450	10	81	6.0
600	13	89	6.5
1250	23	119	7.7
1600	32	131	9.0
2300	49	139	10.5
3500	75	169	12.5
5000	102	187	13.0
7500	190	220	15.0
10000	270	238	18.0

Fuente: Comercial 2000 – Plásticos Carmen.

Ecuación 46. Peso de Tanque de Agua

$$\text{Peso de Tanque de Agua} = \frac{\text{Peso Bruto (Kgf)}}{\text{Área de la losa (m}^2\text{)}}$$

Fuente: Elaboración propia

En el caso específico de este proyecto de grado, se seleccionó el valor adecuado de la tabla según el uso del área analizada, asegurando que la estructura tenga la capacidad suficiente para resistir estas cargas sin comprometer su seguridad o funcionalidad que es igual a 942,20 Kgf/m².

Ver el cálculo detallado en ANEXO B.

4.6.1.5. Cargas de Servicio (LIVE)

Tabla 29. Sobrecargas de Servicio

Tipo de servicio (Seleccionado para el proyecto)	Uniforme (Kn/m²)	Uniforme (Kgf/m²)
Azoteas Accesibles previamente	3	305.91
Casa multifamiliar y departamentos	2	203.94
Garaje para vehículos de 9 personas	5	509.85
Comercio(negocio) Planta baja	5	509.85
Escaleras y vías de salida	3	305.91

Fuente: ACI 318-19, sección 5.2, pp. 66-70.

4.7. CARGA LATERAL

4.7.1. Carga Sísmica (SEISMIC)

Cálculo de la fuerza de corte basal: La (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 35) especifica el procedimiento para determinar la fuerza de corte basal de una edificación, partiendo del espectro de diseño. Esta fuerza se calcula multiplicando el coeficiente sísmico por la masa total del edificio y aplicando la distribución vertical de la carga sísmica la cual da como resultado una fuerza de cortante basal de 211,9015 Tonf. La ecuación general puede expresarse como:

Ecuación 47. Fuerza de corte basal

$$V = C_s \times W$$

Fuente: NBDS2023, pág. 35.

Donde:

V = Fuerza de corte basal (Tonf).

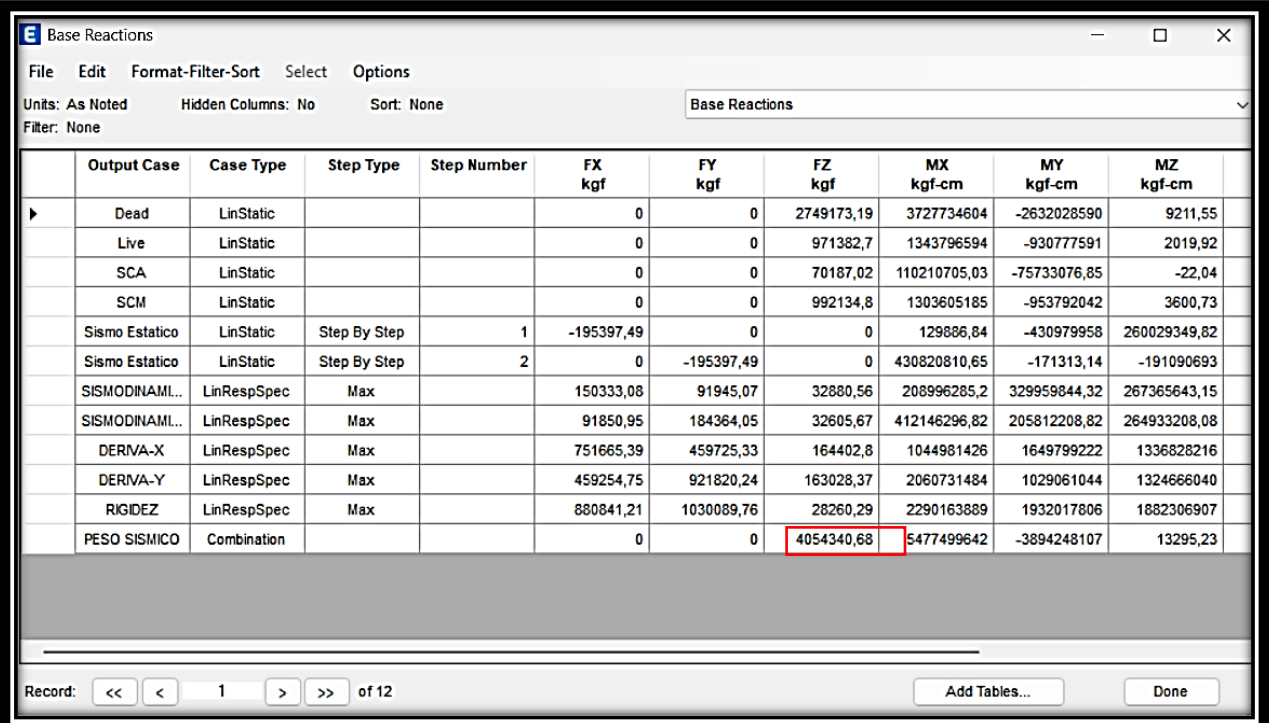
C_s = Coeficiente sísmico.

W = Peso de la estructura (Peso sísmico de la estructura).

Ver el cálculo detallado en ANEXO C.

A continuación, los resultados del peso sísmico de la estructura obtenidos mediante el simulador ETABS:

Figura 27. Peso Sísmico de la Estructura



The screenshot shows the 'Base Reactions' table in ETABS software. The table lists various load cases and their corresponding reactions in kgf and kgf-cm. The 'PESO SISMICO' row is highlighted with a red box, showing a value of 4054340,68 kgf in the FZ column.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
▶	Dead	LinStatic			0	0	2749173,19	3727734604	-2632028590	9211,55
	Live	LinStatic			0	0	971382,7	1343796594	-930777591	2019,92
	SCA	LinStatic			0	0	70187,02	110210705,03	-75733076,85	-22,04
	SCM	LinStatic			0	0	992134,8	1303605185	-953792042	3600,73
	Sismo Estatico	LinStatic	Step By Step	1	-195397,49	0	0	129886,84	-430979958	260029349,82
	Sismo Estatico	LinStatic	Step By Step	2	0	-195397,49	0	430820810,65	-171313,14	-191090693
	SISMODINAMI...	LinRespSpec	Max		150333,08	91945,07	32880,56	208996285,2	329959844,32	267365643,15
	SISMODINAMI...	LinRespSpec	Max		91850,95	184364,05	32605,67	412146296,82	205812208,82	264933208,08
	DERIVA-X	LinRespSpec	Max		751665,39	459725,33	164402,8	1044981426	1649799222	1336828216
	DERIVA-Y	LinRespSpec	Max		459254,75	921820,24	163028,37	2060731484	1029061044	1324666040
	RIGIDEZ	LinRespSpec	Max		880841,21	1030089,76	28260,29	2290163889	1932017806	1882306907
	PESO SISMICO	Combination			0	0	4054340,68	5477499642	-3894248107	13295,23

Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

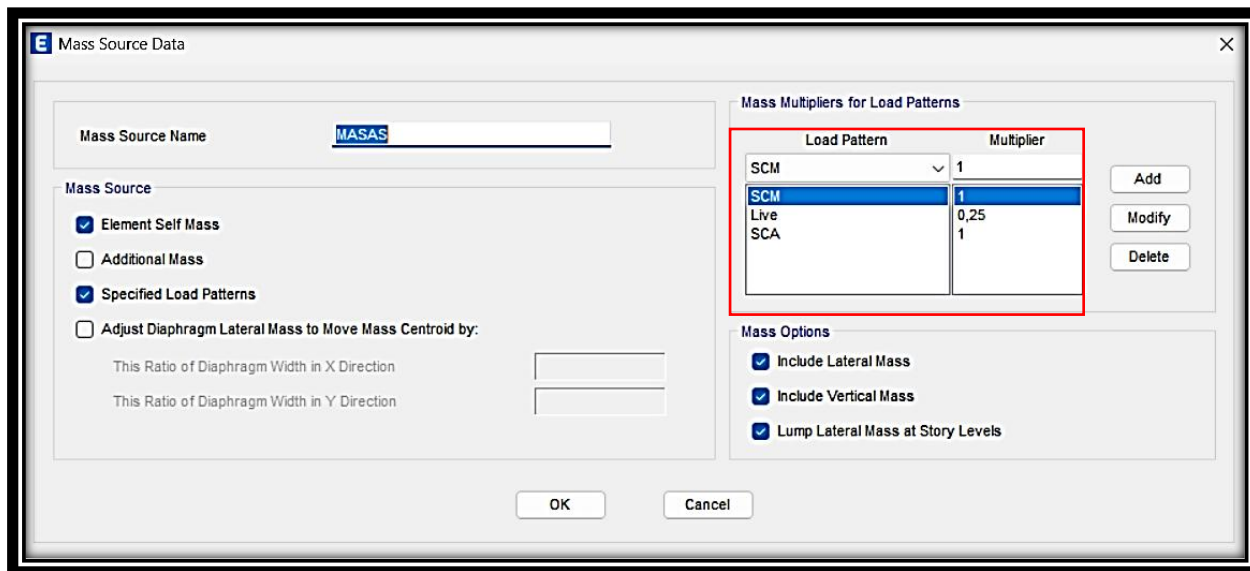
4.8. MODELADO Y DISEÑO SISMORESISTENTE CON EL SOFTWARE (CSI ETABS V.2019)

4.8.1. Asignación de datos de sismo dinámico al simulador

Para la asignación de la carga sísmica dinámica para este proyecto de grado, se definió en 4 pasos importantes a seguir:

1. Definir las fuentes de masa: Antes de crear el caso de carga sísmica, se debe asegurar de que las cargas muertas y vivas estén correctamente asignadas y que ETABS genere automáticamente las masas equivalentes en cada piso. Esto se realiza en Define > Load Patterns, habilitando la opción “Mass Source” para los patrones de carga apropiados (por ejemplo, D, Lr, S).

Figura 28. Definición de Masas

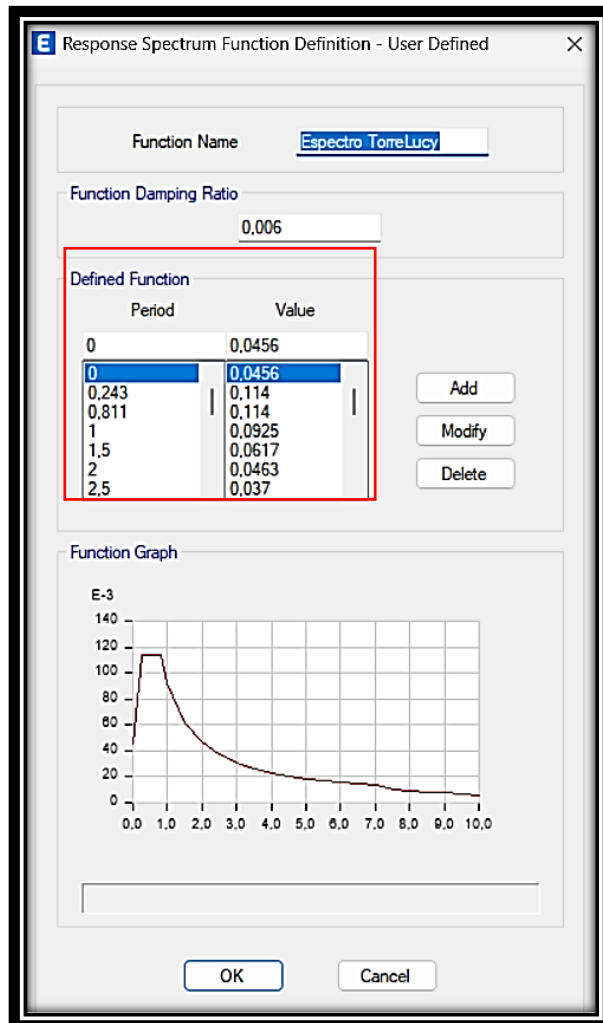


Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

2. Crear la función de espectro: Se debe ir a Define > Response Spectrum Functions y añadir una nueva curva. Ingresar los valores de período vs. pseudo-aceleración (en unidades de g), o importar directamente la curva definida por la

NBDS2023. Ajustar el “Scale Factor” para convertir las aceleraciones si es necesario; por defecto, ETABS interpreta tus valores como fracciones de g.

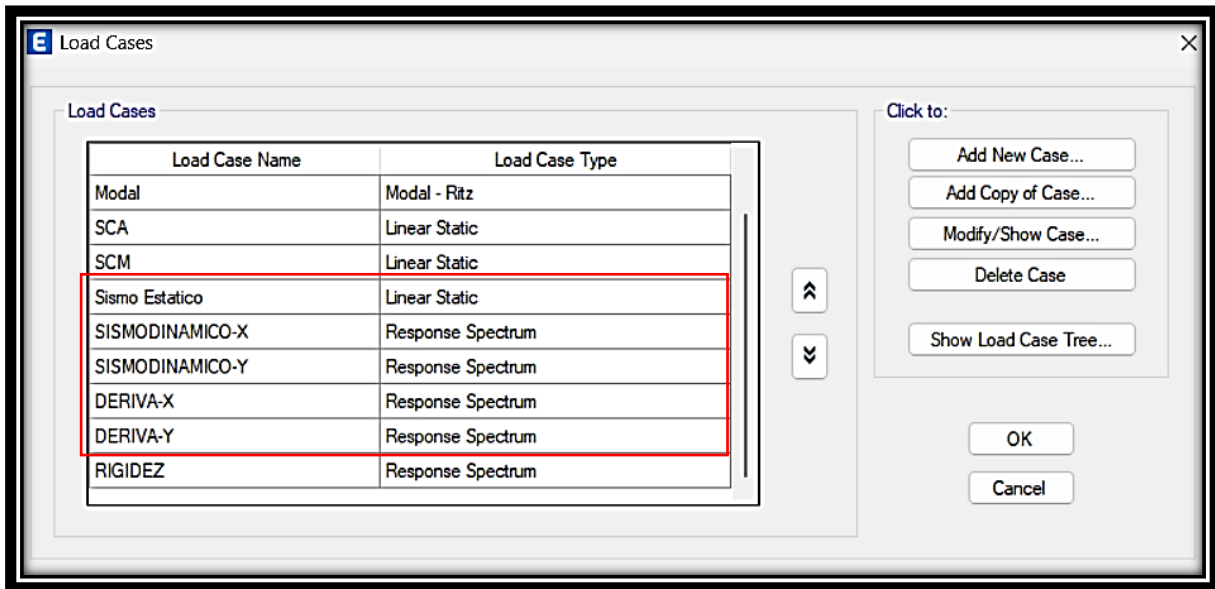
Figura 29. Espectro de Respuesta



Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

3. Definir caso de carga: En Define > Load Cases, crear un nuevo caso de tipo Response Spectrum. Selecciona la función de espectro que se creó previamente, el método de combinación modal (p. ej., CQC o SRSS) y especifica el porcentaje de masa accidental. ETABS asociará automáticamente cada modo de vibración con la curva de respuesta.

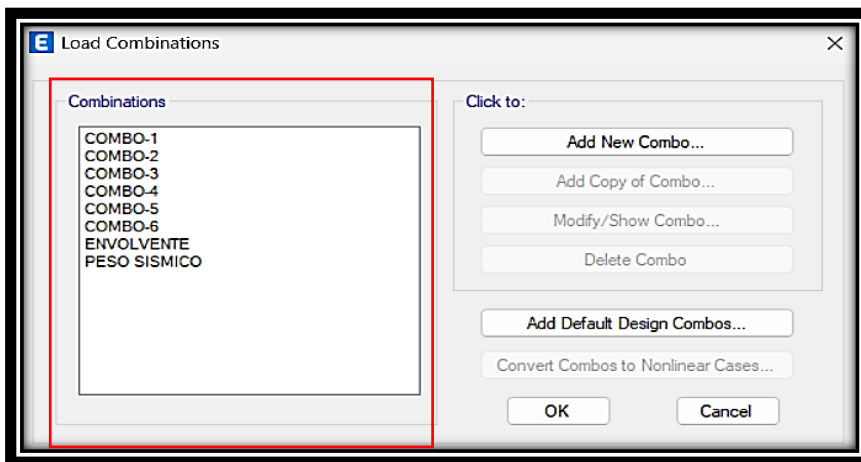
Figura 30. Definición del Caso de Carga



Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

4. Configurar combinaciones de carga: Una vez definido el caso RSA, se debe ingresar en los Load Combinations según las fórmulas de la NBDS2023 (por ejemplo, $1.2D + 1.0E + L$). ETABS generará las solicitaciones factorizadas resultantes del análisis espectral.

Figura 31. Combinaciones de Carga

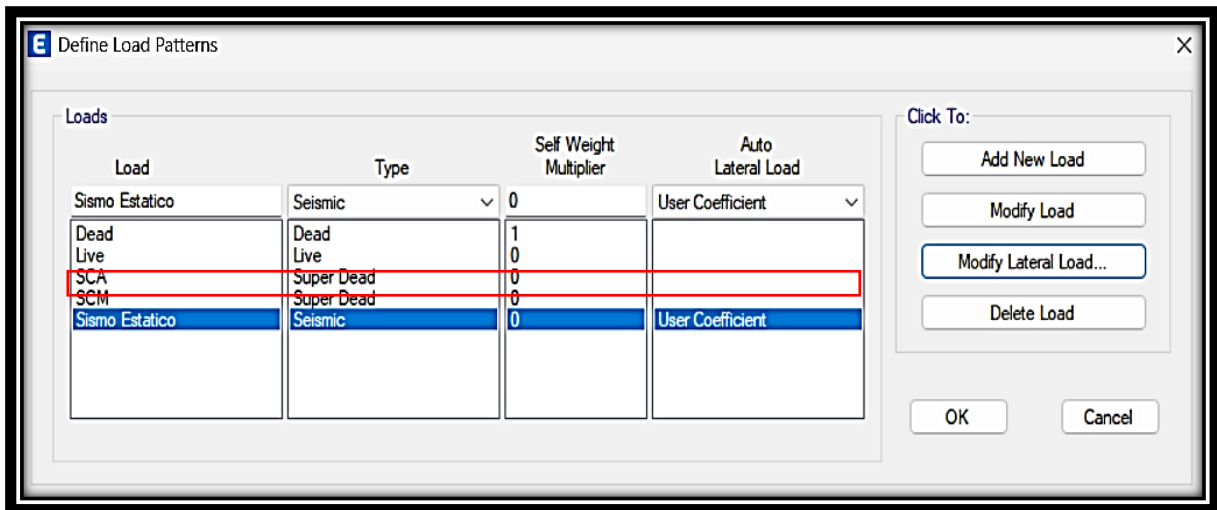


Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

4.8.2. Asignación de datos de sismo estático al simulador

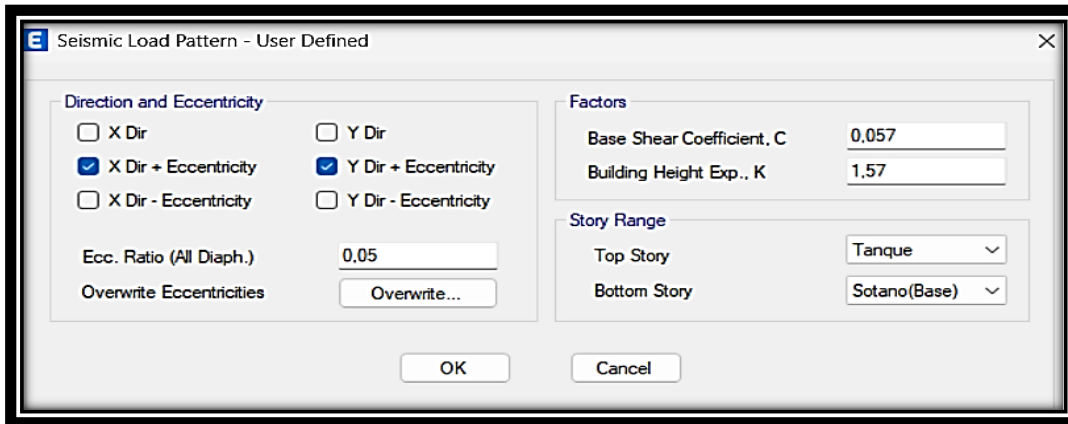
Se debe ingresar en Define → Load Patterns y crear un nuevo patrón de carga con Type = Seismic y Auto Lateral Load activado. Seleccionar la norma de diseño que corresponda (por ejemplo, ASCE 7 o la NBDS2023 si está disponible) para que ETABS importe automáticamente los coeficientes de sitio y factores de importancia predeterminados. Configurar los datos del espectro de carga estática. En la misma ventana de Load Patterns, dentro de la sección Seismic, habilite Equivalent Static. Ingrese el Period Multiplier y el Importance Factor (I) de acuerdo a la NBDS2023. Estos controlan la forma de la distribución de cortante basal.

Figura 32. Definición de la Carga Sismo Estático



Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

Figura 33. Ajustes de Datos



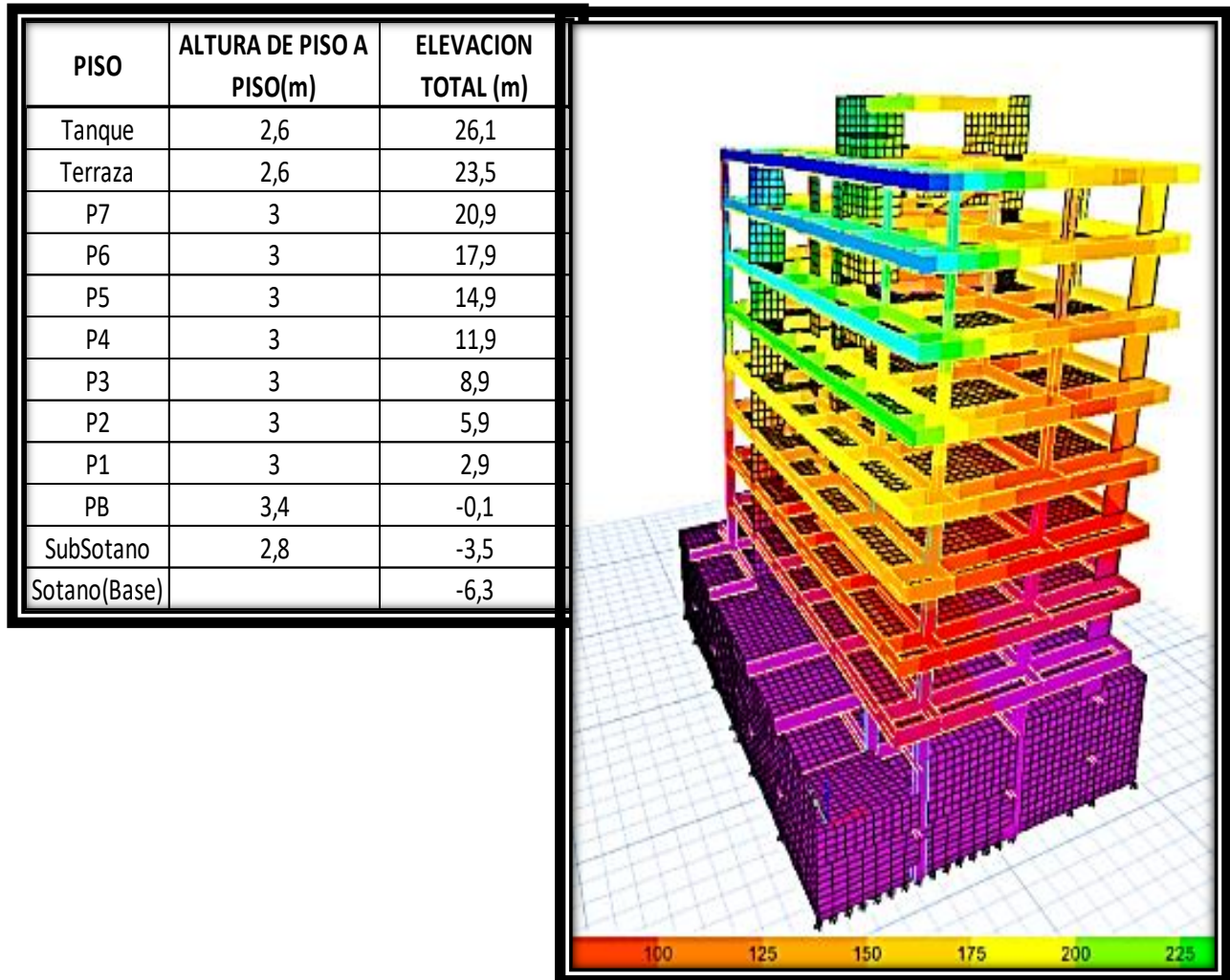
Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

4.8.3. Definición de peso sísmico

El peso sísmico (W) en la NBDS2023 se define como la masa sísmica convertida a carga gravitatoria, e incluye todas las acciones permanentes más la fracción de cargas variables que contribuyen al movimiento sísmico.

4.8.4. Modelo tridimensional de la estructura

Figura 34. Altura y Vista Tridimensional de la Estructura



Fuente: Elaboración propia en software ETABS (v. 2019)

4.9. INGENIERIA DE COSTOS

La ingeniería de costos se integra de manera fundamental con el módulo estructural. El análisis estructural, realizado bajo los lineamientos de la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y el ACI 318-19 (American Concrete Institute), no solo permite garantizar el desempeño sísmico y la seguridad de la edificación, sino que también proporciona información precisa sobre las dimensiones, cantidades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales, que constituyen la base para el cálculo de los costos directos de obra.

Los elementos estructurales considerados en esta etapa incluyen: losa radier de hormigón armado (H-25), vigas de fundación (H-25), muros de sótano (H-25), columnas (H-25), muros de corte (H-25), vigas de entrepiso (H-25), losas alivianadas unidireccionales y casetonadas de 25 cm de espesor (H-25), losas macizas de entrepiso (H-25), losas llenas para rampas de acceso vehicular (H-25) y escaleras (H-25).

Cada uno de estos ítems se deriva directamente del modelado estructural en ETABS, SAFE y AutoCAD Structural Detailing, herramientas que permiten cuantificar con exactitud las solicitaciones, geometrías y volúmenes de hormigón armado, para la cuantificación de aceros se obtiene mediante el resumen de los planos estructurales los cuales detallan los aceros y sus disposiciones. Esta información se transfiere posteriormente a los cálculos de ingeniería de costos, lo que posibilita generar un presupuesto realista y detallado de la obra gruesa, optimizando el uso de recursos y mejorando la precisión en la planificación económica del proyecto.

De esta forma, el vínculo entre el diseño estructural y la ingeniería de costos se convierte en un componente clave para garantizar que el proyecto no solo cumpla con los estándares normativos y de seguridad, sino que también sea económicamente viable y técnicamente eficiente, contribuyendo a una mejor gestión de los recursos en la etapa constructiva. A continuación, se mostrará el formulario B-1 (Presupuesto por ítems y general de la obra):

Tabla 30. Formulario B-1 (Presupuesto por ítems y general de la obra)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (Literal)	Precio Total (Numeral)
1	LOSA RADIER DE H°A° (H-25)	m3	481,40	3.315,46	tres mil trescientos quince con 46/100	1.596.062,44
2	VIGAS DE FUNDACION DE H°A° (H-25)	m3	380,58	2.975,24	dos mil novecientos setenta y cinco con 24/100	1.132.316,84
3	MUROS DE SOTANO DE H°A° (H-25)	m3	141,18	4.235,76	cuatro mil doscientos treinta y cinco con 76/100	598.004,60
4	COLUMNAS DE H°A° (H-25)	m3	44,77	5.630,78	cinco mil seiscientos treinta con 78/100	252.090,02
5	MUROS DE CORTE DE H°A° (H-25)	m3	186,06	7.789,69	siete mil setecientos ochenta y nueve con 69/100	1.449.349,72
6	VIGAS DE ENTREPISO DE H°A° (H-25)	m3	253,27	4.704,19	cuatro mil setecientos cuatro con 19/100	1.191.430,20
7	LOSA ALIVIANADA UNIDIRECCIONAL H=25CM DE H°A° (H-25)	m2	853,72	515,99	quinientos quince con 99/100	440.510,98
8	LOSA ALIVIANADA CASETONADA H=25CM DE H°A° (H-25)	m2	2.618,31	533,48	quinientos treinta y tres con 48/100	1.396.816,02
9	LOSA MACIZA DE ENTREPISO DE H°A° (H-25)	m3	5,83	3.293,32	tres mil doscientos noventa y tres con 32/100	19.200,06
10	LOSA LLENA PARA RAMPA DE ACCESO VEHICULAR DE H°A° (H-25)	m3	16,42	2.773,42	dos mil setecientos setenta y tres con 42/100	45.539,56
11	ESCALERAS DE H°A° (H-25)	m3	15,16	4.609,57	cuatro mil seiscientos nueve con 57/100	69.881,08

PRECIO TOTAL (Numeral):					8.191.201,52
PRECIO TOTAL (Literal):					
ocho millones ciento noventa y un mil doscientos uno con 52/100					
NOTA. - La empresa proponente declara de forma expresa que el presente Formulario contiene los mismos precios unitarios que los señalados en el Formulario B-2.					

Fuente: Elaboración propia

En el marco del desarrollo del presente proyecto de grado, se gestionó la actualización de los costos de materiales, mano de obra y maquinaria y equipo directamente con una empresa constructora de la ciudad de Cochabamba, lugar donde se ejecutó el proyecto. Esta gestión fue necesaria debido a que el trabajo académico se desarrolla desde la ciudad de Cobija, lo que imposibilita el levantamiento directo de información en sitio. La información proporcionada cuenta con validez técnica y temporal de 30 días calendario, permitiendo realizar un análisis preciso y actualizado de los costos asociados a la obra, garantizando que los resultados económicos del diseño estructural sismorresistente se encuentren alineados con las condiciones reales del mercado local. A continuación, se mostrará la actualización proveniente de la empresa constructora local de Cochabamba:

Figura 35. Actualización de precios elementales de materiales, mano de obra y equipo



Cochabamba 02 de Septiembre del 2025

Señor:
Andres Castro Alliaga.
Presente.-

Ref. **ACTUALIZACION DE PRECIOS ELEMENTALES DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y EQUIPO"**

Por medio de la presente, hacemos llegar la actualización de los precios elementales de Materiales, Mano de obra y Equipos requeridos por su persona, La presenta actualización se cotiza en moneda nacional (Bs).

**FORMULARIO B-3
PRECIOS UNITARIOS ELEMENTALES**

1. MATERIALES			
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	ACERO CORRUGADO	Kilogramo	12,650
2	ALAMBRE DE AMARRE	Kilogramo	16,000
3	ARENA LAVADA	Metro cúbico	140,000
4	CASETÓN PLASTOFORM 0.40x0.40x0.20 M	Pieza	24,000
5	CEMENTO PORTLAND IP-40	Kilogramo	1,460
6	CLAVOS	Kilogramo	16,000
7	GRAVA LAVADA	Metro cúbico	140,000
8	MADERA DE CONSTRUCCIÓN	Ple cuadrado	8,500
9	TIRA PLASTOFOR 0.40x0.20x1 M	Pieza	52,000
2. MANO DE OBRA			
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	AYUDANTE	Hora	15,000
2	MAESTRO ALBAÑIL	Hora	20,000
3	MAESTRO ENCOFRADOR	Hora	20,000
4	MAESTRO ENFERRADOR	Hora	20,000
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS			
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	MEZCLADORA DE HORMIGON 320 LTS	Hora	22,000
2	VIBRADORA DE HORMIGÓN DE 2HP	Hora	12,000

La validez de la actualización de precios es de 30 días calendario.

Esperando que nuestra actualización de precios llene sus expectativas, me despido agradeciendo su gentil atención:


Ing. Carlos Alberto Olivares Andrade
REPRESENTANTE LEGAL
EMPRESA CONSTRUCTORA EMCOLAN S.R.L.



Dirección: Pacata Alta #3524 Teléfono: 79787694-72202453 email: emcolan_srl@hotmail.com

Fuente: Empresa constructora EMCOLAN

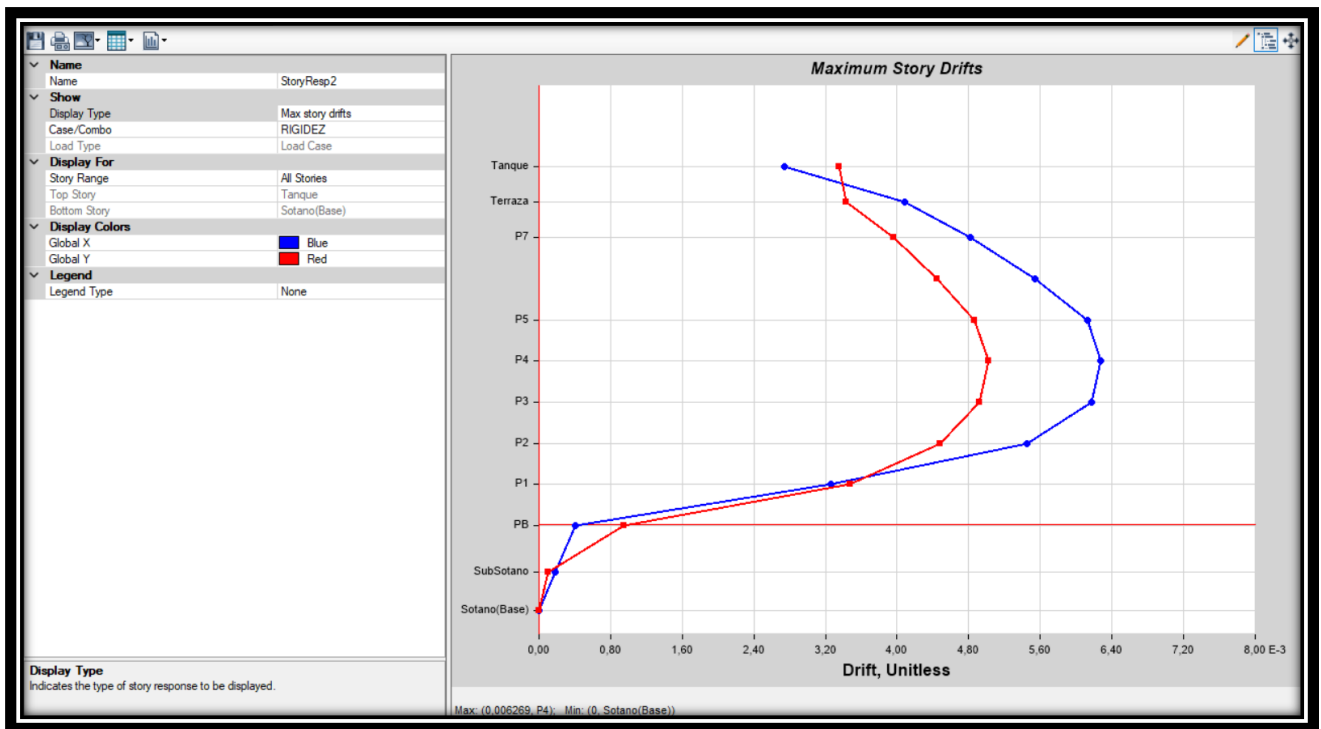
4.10. RESULTADOS

4.10.1. Análisis y obtención de esfuerzos

Para la obtención de esfuerzo post simulación y optimización del proyecto, se buscó obtener un diseño seguro y optimizado en función a los esfuerzos generados por las fuerzas externas aplicadas a la estructura. Para ello se indicará como se realizó dicho análisis para la obtención de los esfuerzos más solicitados.

Inicialmente se debe elegir el nivel con más solicitaciones de esfuerzos, lo que la siguiente grafica nos indicara cual es el piso con más solicitaciones:

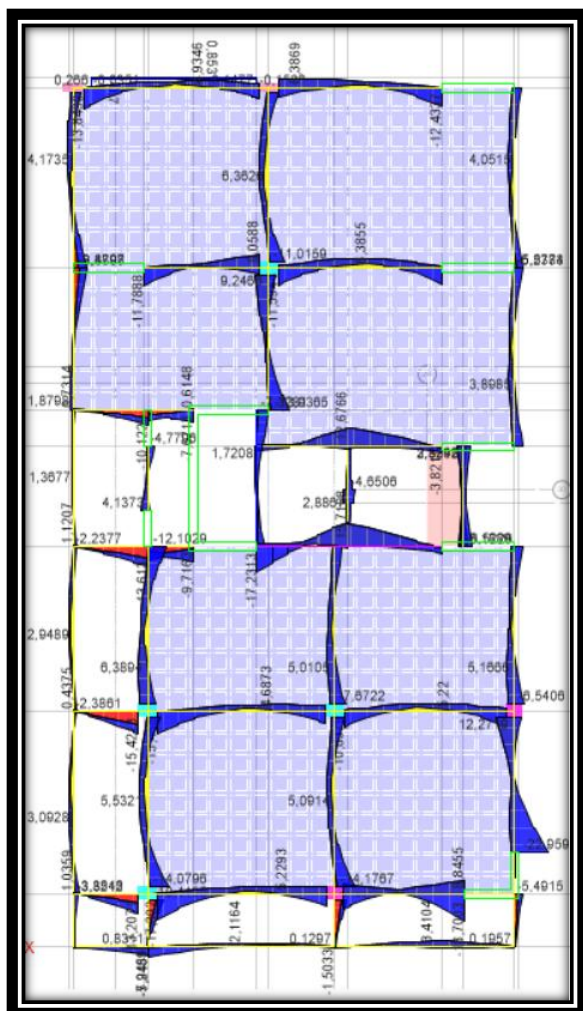
Figura 36. Máxima deriva de entrepiso



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Seguidamente se obtiene los esfuerzos de envolvente de momentos, cortantes y torción como se ve en la siguiente imagen:

Figura 37. Esfuerzos de Momentos (Piso 4)



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

4.10.2. Revisión de modos y periodos naturales de vibración

Según la NBDS2023 (Norma boliviana de Diseño Sísmico), se debe obtener un número suficiente de modos naturales de vibración para obtener un análisis sísmico adecuado de tal manera que la suma de las masas asociadas a cada uno de ellos llegue a más del 90% de la masa total de la estructura en cada dirección de análisis horizontal.

Tabla 31. Modos de Vibrar de la Estructura de H°A°

Case	Mode	Period (Seg)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,896	0,0399	0,3293	0,0399	0,3293
Modal	2	0,848	0,34	0,1456	0,3799	0,4749
Modal	3	0,773	0,1607	0,0703	0,5406	0,5452
Modal	4	0,261	0,0205	0,0254	0,5611	0,5706
Modal	5	0,233	0,0752	0,0397	0,6363	0,6103
Modal	6	0,202	0,0206	0,0547	0,6569	0,665
Modal	7	0,149	0,0002	0,0001	0,6571	0,6651
Modal	8	0,131	0,0002	0,0005	0,6573	0,6656
Modal	9	0,129	0,0001	0,0004	0,6573	0,666
Modal	10	0,127	0,0087	0,0076	0,666	0,6736
Modal	11	0,123	0,0001	0,0003	0,6662	0,6738
Modal	12	0,112	0,0361	0,013	0,7023	0,6868
Modal	13	0,107	0,0002	0,00001229	0,7025	0,6868
Modal	14	0,1	0,0017	0,00001247	0,7042	0,6868
Modal	15	0,095	0,0118	0,0147	0,7161	0,7015
Modal	16	0,095	0,0005	0,0009	0,7166	0,7024
Modal	17	0,082	0,0029	0,0015	0,7194	0,7038
Modal	18	0,082	0,0061	0,0051	0,7256	0,709
Modal	19	0,074	0,0034	0,0007	0,7289	0,7097
Modal	20	0,072	0,0063	0,005	0,7353	0,7147
Modal	21	0,067	0,0021	0,0107	0,7374	0,7254
Modal	22	0,066	0,0454	0,0009	0,7828	0,7263
Modal	23	0,053	0,003	0,0002	0,7858	0,7265
Modal	24	0,049	0,0281	0,0167	0,8139	0,7432
Modal	25	0,047	0,0943	0,0017	0,9082	0,7449
Modal	26	0,043	0,0015	0,1397	0,9097	0,8846
Modal	27	0,03	0,0118	0,0784	0,9215	0,963
Modal	28	0,026	0,0168	0,0115	0,9383	0,9745
Modal	29	0,025	0,0419	0,0017	0,9802	0,9762
Modal	30	0,023	0,0003	0,0001	0,9805	0,9763

Fuente: Elaboración propia

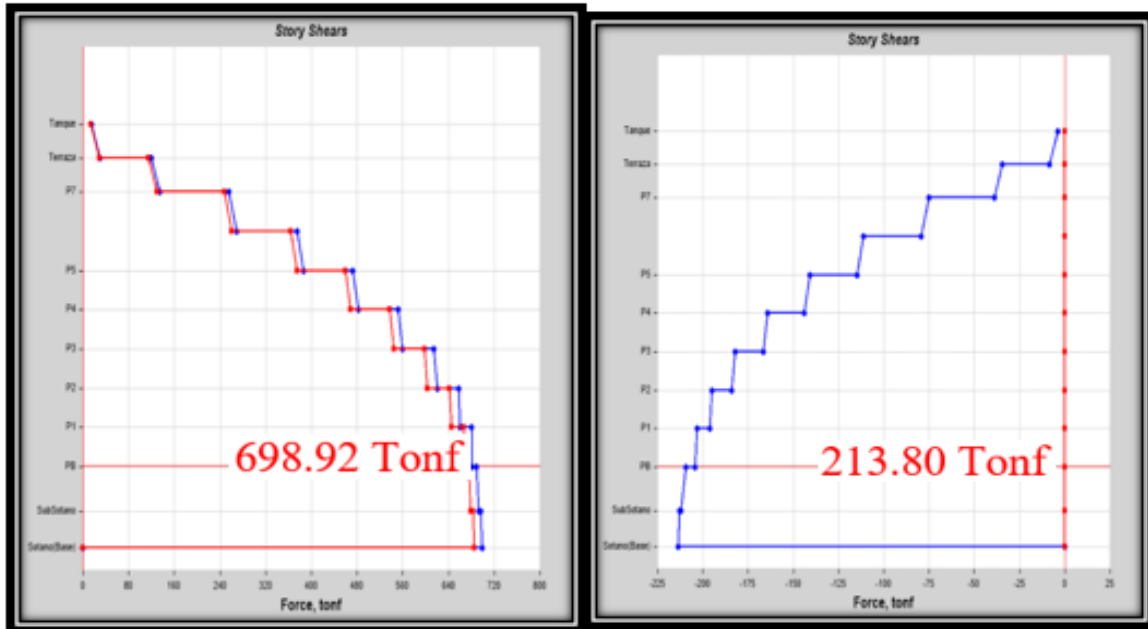
Como se puede observar en la dirección 'X' y 'Y' llega a más del 90% de participación de masa efectivas en el modo 27 y se tiene un periodo natural de vibración 0.896 segundos en el modo

1.

4.10.3. Análisis del cortante basal dinámico y estático

Se puede verificar el valor del cortante basal estático, primeramente, se debe conocer el valor del coeficiente sísmico y el peso sísmico de la estructura ambos se describen en el apartado 4.6.3 y 2.5.1.

Figura 38. Comparación de cortantes basales



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

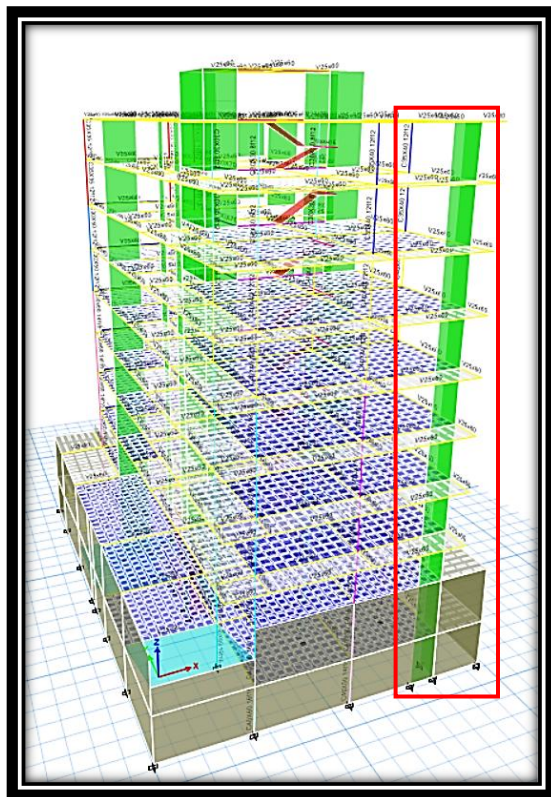
Se puede observar claramente que el cortante basal dinámico es mayor al estático con un valor de 698.92 Tonf. Eso es bueno, es decir, significa que el cortante estático se toma como el valor mínimo que debe tener el cortante dinámico, lo cual se especifica en la NBDS2023 (Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, pág. 35).

4.10.4. Verificación de irregularidades en la estructura

Como se describió en el punto 2.1.3.4.7, la NBDS2023 ((Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023). Solicita el cumplimiento del parámetro de irregularidades en la estructura, para ello

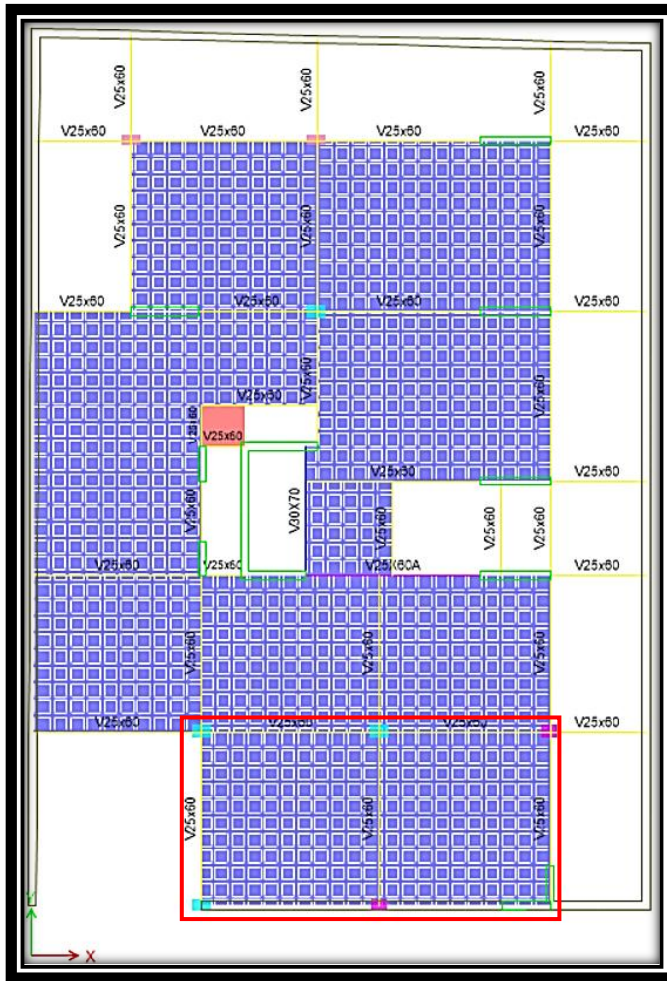
se tuvo que realizar una modificación al proyecto original añadiendo un muro de corte (placa) de hormigón armado y girando las columnas en el sentido de inercia más débil de la estructura esto con el propósito de rigidizar la estructura ya que en los cálculos inicial de dicha comprobación la estructura original fallaba el parámetro.

Figura 39. Muro de Corte (Placa) de H^oA^o Añadido a la Estructura



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Figura 40. Vista en Planta del Muro de Corte y la Nueva Disposición de Columnas



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Una vez se realizó todo lo mencionado se calculó las comprobaciones de irregularidades estructurales para esta edificación la cual se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 32. Ratios de Irregularidades Estructurales en Altura (Ia)

Planta	Ratio (X-Dir)	Ratio (X-Dir) en %	Ratio (Y-Dir)	Ratio (Y-Dir) en %
Terraza	4,093911	409,3911	4,281273	428,1273
P7	1,44306	144,306	1,539363	153,9363
P6	1,212944	121,2944	1,318398	131,8398
P5	1,1019	110,19	1,171764	117,1764

P4	1,081446	108,1446	1,122399	112,2399
P3	1,121945	112,1945	1,136928	113,6928
P2	1,179726	117,9726	1,148135	114,8135
P1	1,639364	163,9364	1,398131	139,8131

Fuente: Elaboración propia

Como se pueda observar en la "Tabla de ratios (Y-Dir) y (X-Dir) en %" la estructura no tiene ningún tipo de irregularidad estructural en altura (Ia). Debido a que ninguna ratio es menor que el 80%.

Después se realizó la comprobación de irregularidades en planta en la que se cumplió los criterios y parámetros de la normativa como se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 33. Ratios de Irregularidades Estructurales en Planta (Eje-Y)

NIVEL	Caso	Dirección	Máximo	Promedio	Ratio
			cm	cm	
Tanque	Deriva-Y	Y	9,1592	9,1036	1,006
Terraza	Deriva-Y	Y	8,8803	8,4345	1,053
P7	Deriva-Y	Y	8,1465	7,6827	1,06
P6	Deriva-Y	Y	7,1492	6,6876	1,069
P5	Deriva-Y	Y	6,0227	5,5992	1,076
P4	Deriva-Y	Y	4,7925	4,442	1,079
P3	Deriva-Y	Y	3,5052	3,2558	1,077
P2	Deriva-Y	Y	2,2396	2,1079	1,062
P1	Deriva-Y	Y	1,0634	1,0346	1,028
PB	Deriva-Y	Y	0,0781	0,0779	1,002
SbSotano	Deriva-Y	Y	0,0217	0,0206	1,052

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Ratios de Irregularidades Estructurales en Planta (Eje-X)

NIVEL	Caso	Dirección	Máximo	Promedio	Ratio
			cm	cm	
Tanque	Deriva-X	X	8,2174	8,1225	1,012
Terraza	Deriva-X	X	8,0998	7,5342	1,075
P7	Deriva-X	X	7,5145	6,9207	1,086
P6	Deriva-X	X	6,682	6,0928	1,097
P5	Deriva-X	X	5,6757	5,1325	1,106
P4	Deriva-X	X	4,5208	4,0604	1,113
P3	Deriva-X	X	3,2717	2,9254	1,118
P2	Deriva-X	X	2,0164	1,8055	1,117
P1	Deriva-X	X	0,8903	0,8148	1,093
PB	Deriva-X	X	0,1616	0,1434	1,126

SbSotano	Deriva-X	X	0,0295	0,0261	1,132
----------	----------	---	--------	--------	--------------

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla "tabla de desplazamiento en Eje-X y Eje-Y" no existe irregularidad torsional extrema ya que ninguno de los valores llega al valor de 1.3 y por la implementación del muro de hormigón armado que este ayuda a la estructura en el sentido más débil de la estructura.

4.10.5. Verificación de derivas de entrepiso

Para la verificación de la deriva de entrepiso se cumplió con los criterios mencionados en el apartado 2.5.3, el cual menciona que la deriva en eje-x y eje-y no deben sobrepasar el parámetro delta para el sistema estructural seleccionado el cual se podrá ver en la siguiente tabla:

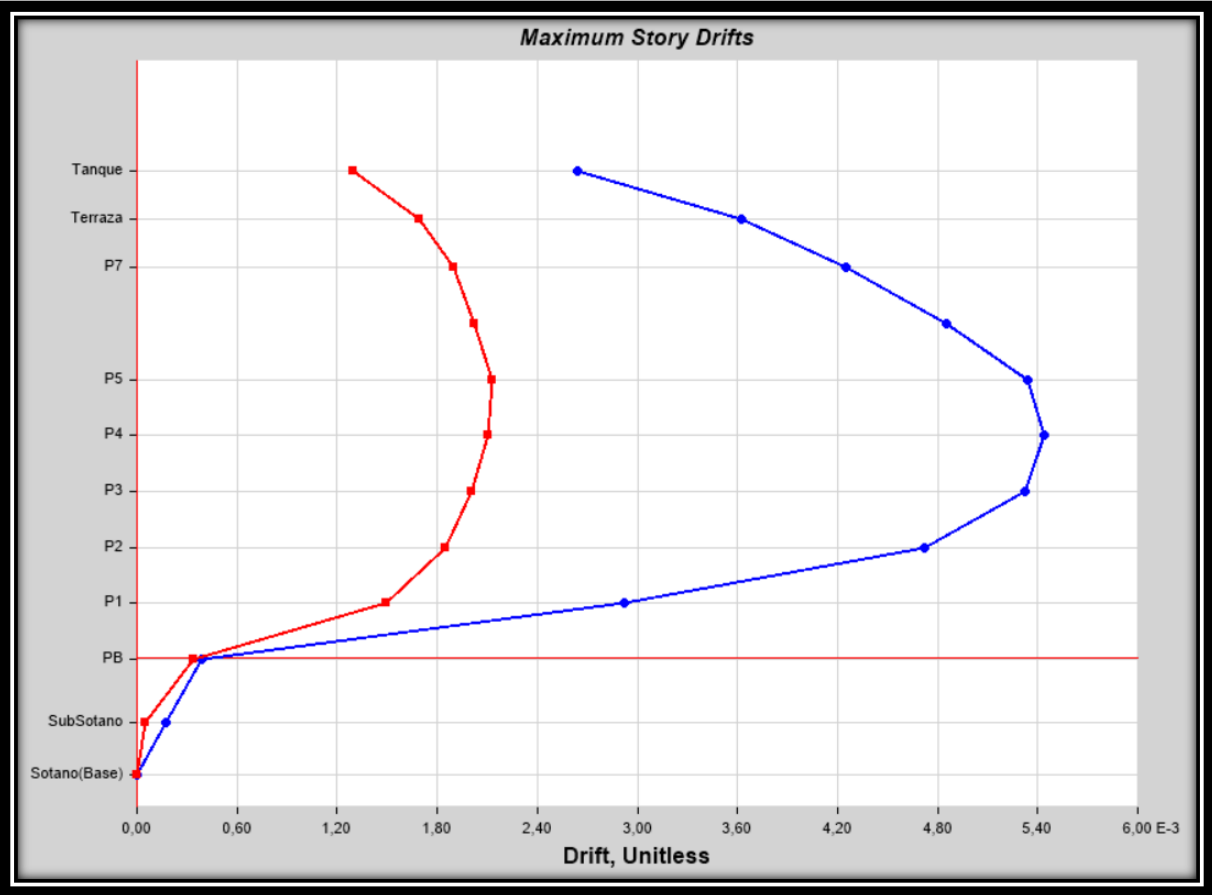
Tabla 35. Comprobación de Derivas de Entrepiso

Sistema estructural	R	Cd	
Sistemas duales-Pórticos intermedios con muros especiales	6	5	0,009
COMPROBACION			
DERIVA-X	0,00526	=<	0,009
DERIVA-Y	0,00498	=<	0,009
<u>CUMPLE</u>			

Fuente: Elaboración propia

Ver el cálculo detallado del análisis sísmico en ANEXO C.

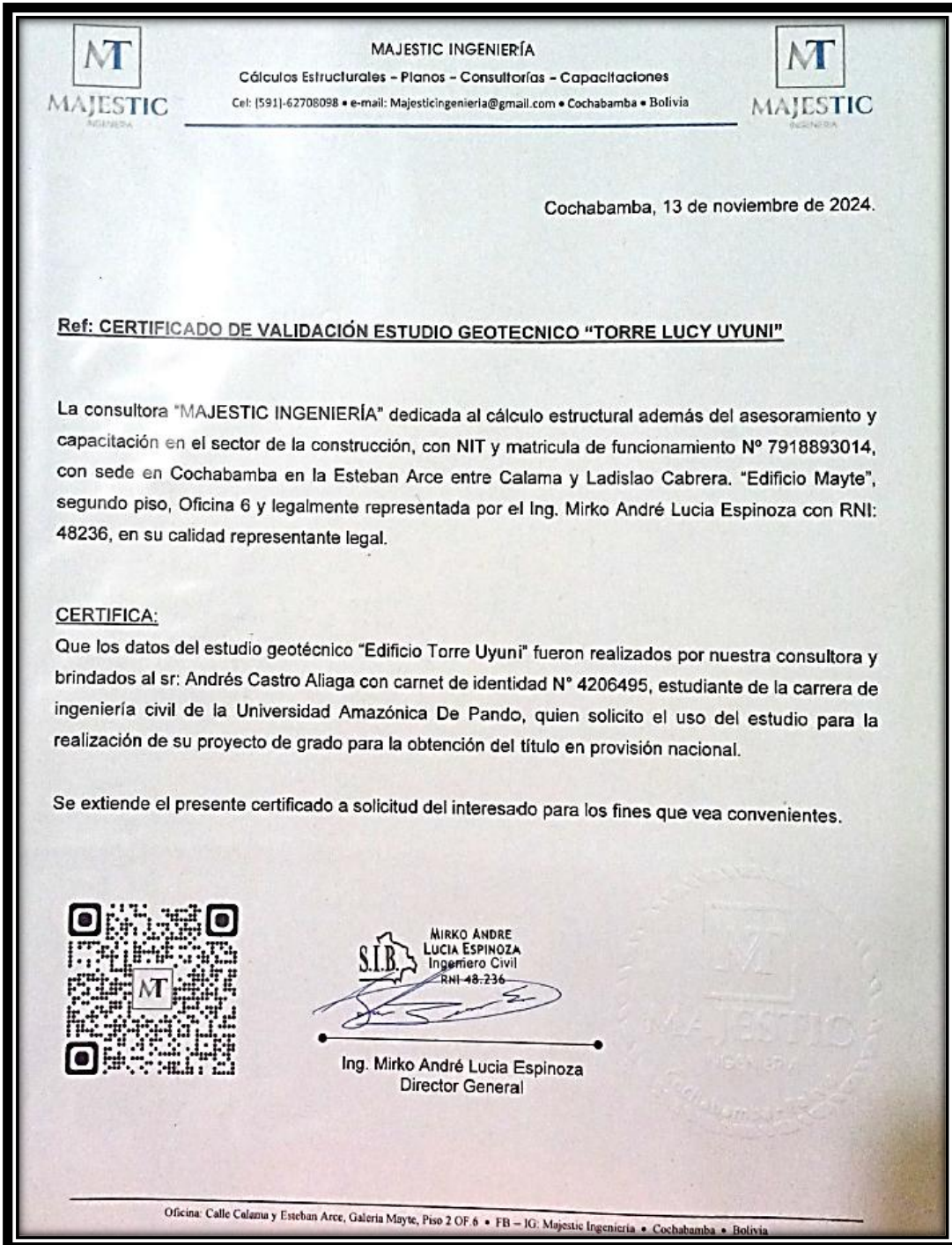
Figura 41. Diagrama de máxima distorsión de entrepiso en ambos sentidos



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

4.10.6. Certificado de validación del estudio de suelos del proyecto de grado

Figura 42. Certificado de Validación del Estudio de Suelo



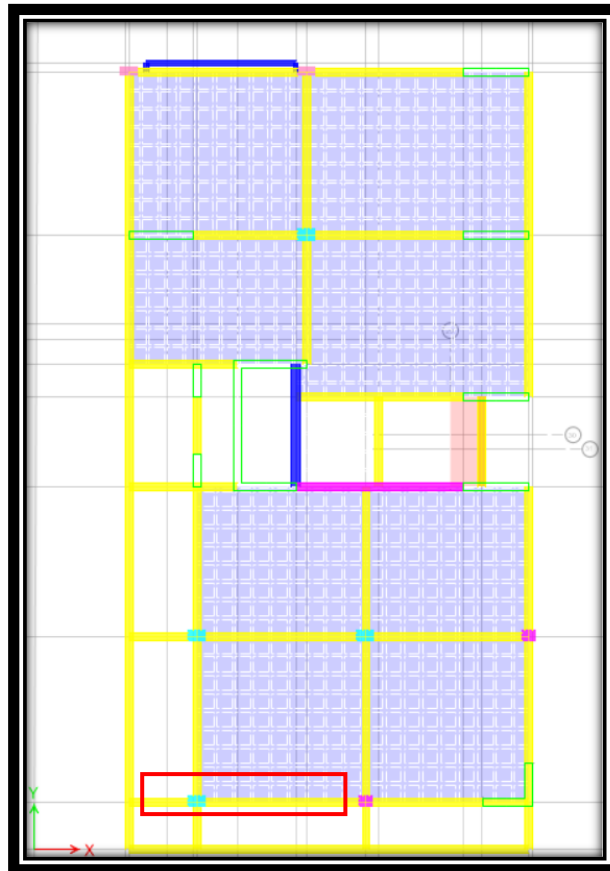
Fuente: Majestic Ingeniería

4.10.7. Diseño de elementos estructurales

4.10.7.1. Diseño de vigas

Se diseñó la viga tanto a flexión, cortante y torsión del eje 2 de la planta tipo 4 de la edificación como se muestra en la siguiente imagen:

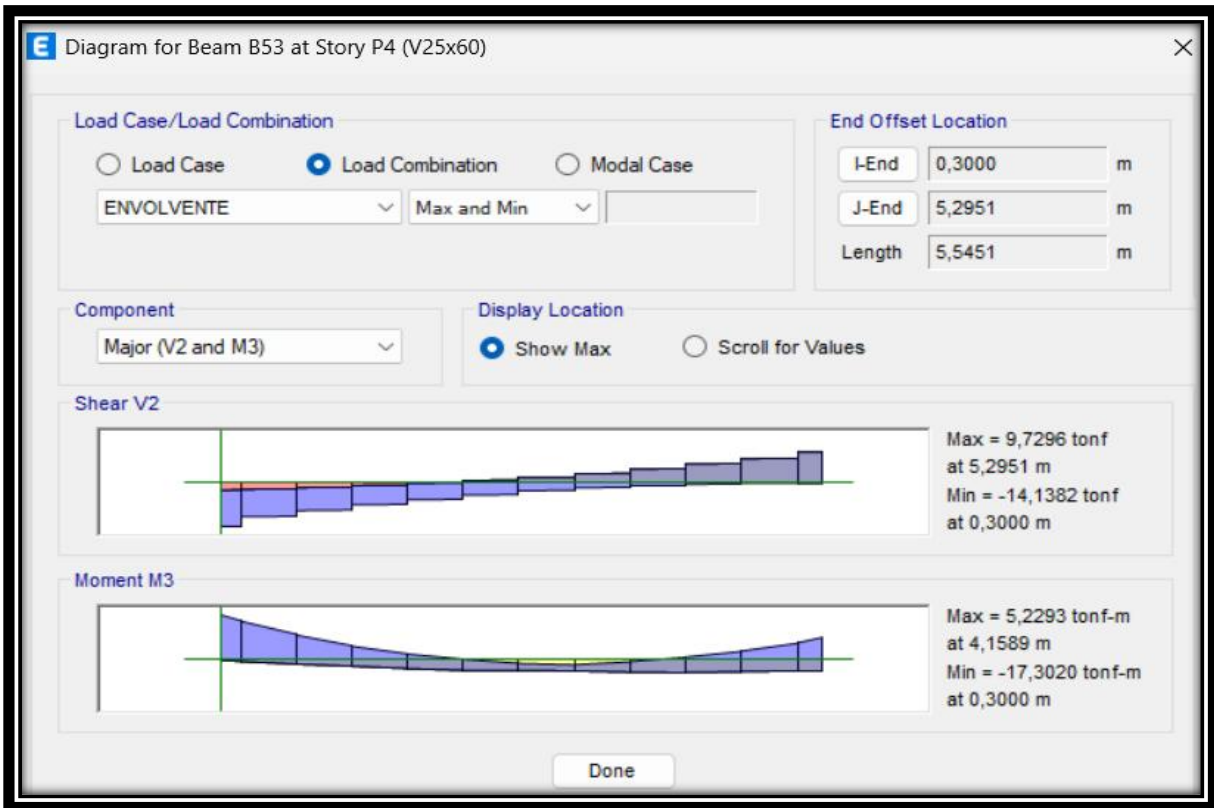
Figura 43. Vista en planta de la estructura en el nivel 4 elevación 11.9m



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Para el diseño se presentan los diagramas de esfuerzos a momento flector, cortante y torsión de la viga tomando en cuenta la combinación envolvente en unidades de ton-m. El objetivo es hacer un cálculo manual en una planilla de MathCad V.9 para obtener un área de acero que será comparado con el área de acero obtenido por el simulador, con el fin de verificar los resultados.

Figura 44. Diagrama de momento flector y cortante en la viga piso tipo 4



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Figura 45. Comparación de Áreas de Acero a Flexión del Calculo Manual y el Programa

	Design Moment tonf-cm	Design P_u tonf	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Top (+2 Axis)	-1730,202	-0,1302	7,42	0	3,9	7,42
Bottom (-2 Axis)	576,734	-0,1302	0	2,38	3,17	3,17

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero del ETABS

$A_{s_{Requerido}} := \min (\max (A_{s_{min}}, A_s), A_{s_{max}}) = 7.436 \text{ cm}^2$

Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Figura 46. Comparación de Áreas de Acero a Cortante del Calculo Manual y el Programa

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v / S cm^2/cm
15,5012	8,7098	6,7913	5,2482	0,0387

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero a corte del ETABS

$A_{s_{Requerido}} := \max (A_{v_{s_{min1}}}, A_{v_{s_{min2}}}, A_{v_{s}}) = 0.033 \frac{cm^2}{cm}$

Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Figura 47. Comparación de Áreas de Acero a Torción del Calculo Manual y el Programa

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u						
T_u tonf-cm	ϕT_{th} tonf-cm	ϕT_{cr} tonf-cm	Area A_o cm ²	Perimeter, p_h cm	Rebar A_t /s cm ² /cm	Rebar A_t cm ²
39,698	41,859	167,435	699,9	134,44	0	0

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero a torsión del ETABS

Como se puede observar, en Comprobación de área de acero a torsión del ETABS. El programa no recomienda refuerzo por torsión sin embargo los cálculos manuales en base al ACI 318-19, nos indica que predomina Refuerzo mínimo a torsión se puede observar en 3.4.3.

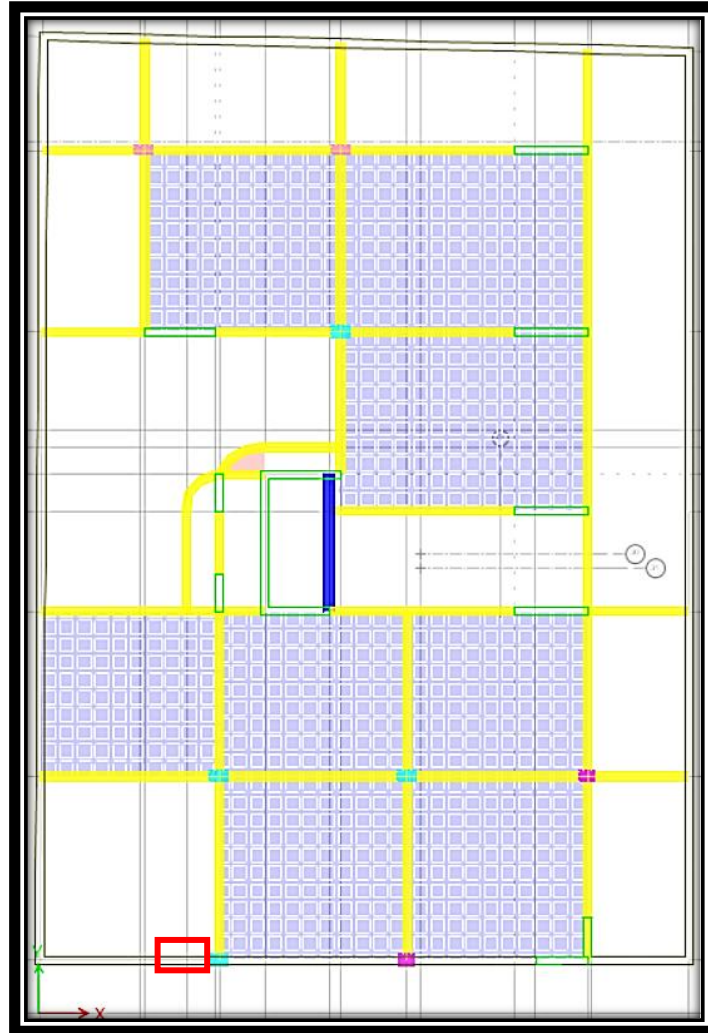
Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Como se puede observar las áreas calculadas en MathCad V.9 son prácticamente iguales a las que el simulador cálculo, por lo que se puede tomar como valido el diseño que realizado por el simulador estructural ETABS V.19. Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

4.10.7.2. Diseño de columnas

El programa ETABS V.19 verifica si la columna resiste a las solicitaciones con el diagrama de interacción, por esa razón se programó una hoja de cálculo en el programa Mathcad V.9 la cual calculara el diagrama paso a paso, en este diagrama se introducirán las solicitaciones máximas mostrando que están dentro del diagrama, además se compararan los diagramas calculados con la planilla con los que nos ofrece el simulador.

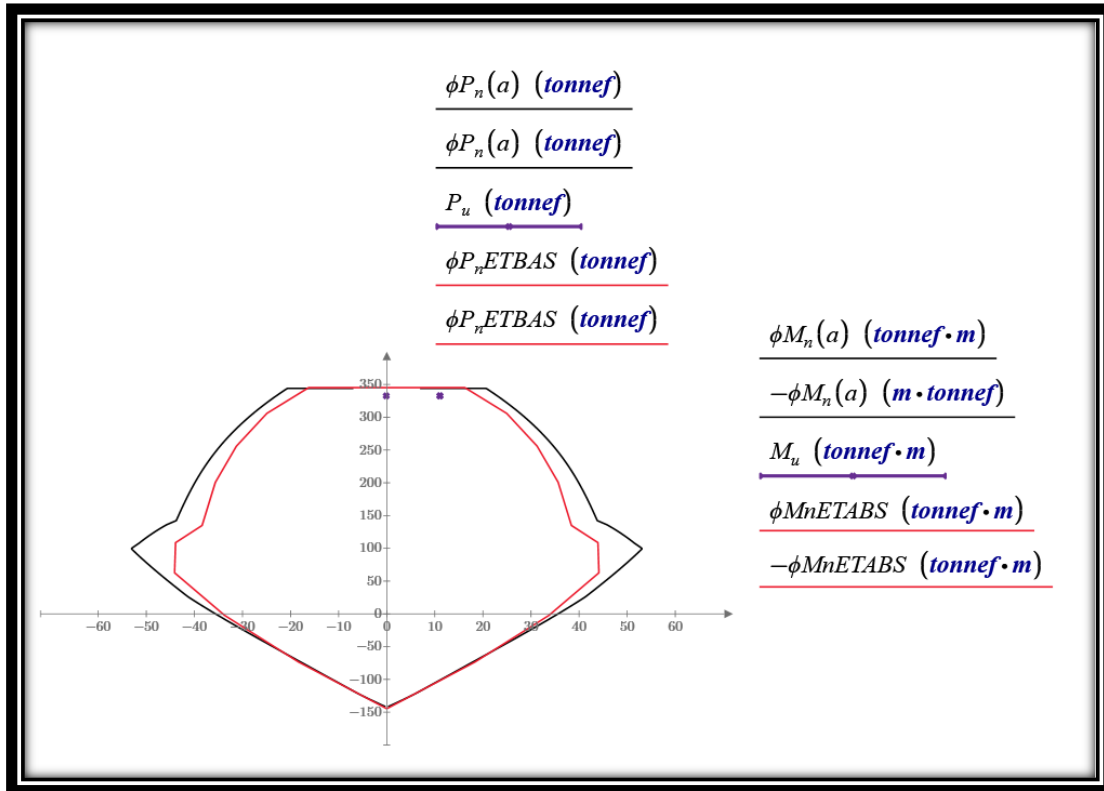
Figura 48. Columna con Mayor Solicitación a Diseñar Planta Subsuelo



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Se diseñará la columna del eje 2-D al ser una columna central continua hasta el último nivel y por tener las solicitaciones más grandes. A continuación, se muestra el diagrama de interacción calculado en Mathcad V.9 comparado con el diagrama que calcula el ETABS V.19, Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

Figura 49. Comparación del Diagrama de Interacción del Calculo Manual y del ETABS V.19

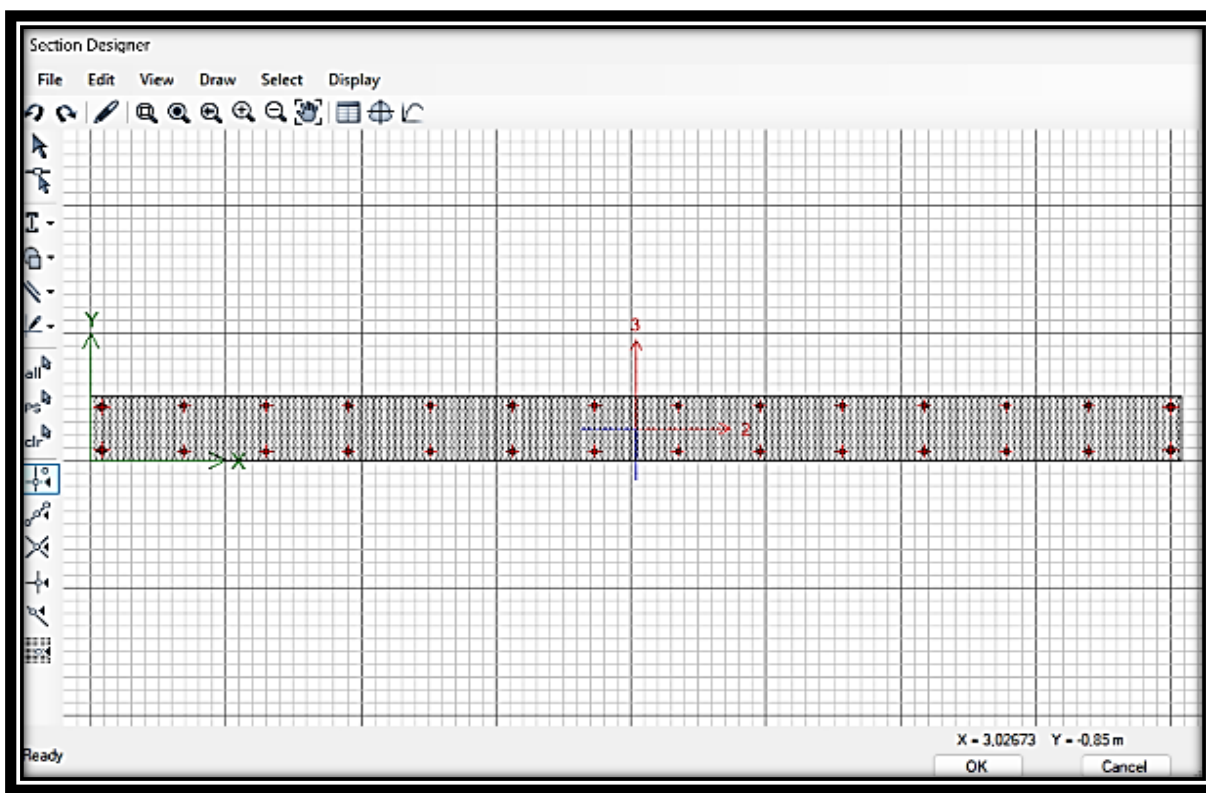


Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

4.10.7.3. Diseño de muros de hormigón armado o placas

Al igual que el diseño de columnas el programa ETABS V.19 verifica si el muro de corte (placa de H °A °) resiste a las solicitaciones con el diagrama de interacción, por esa razón se programó una hoja de cálculo en el programa Mathcad V.9 la cual calculara el diagrama paso a paso, en este diagrama se introducirán las solicitaciones máximas mostrando que están dentro del diagrama, además se compararan los diagramas calculados con la planilla con los que nos ofrece el simulador.

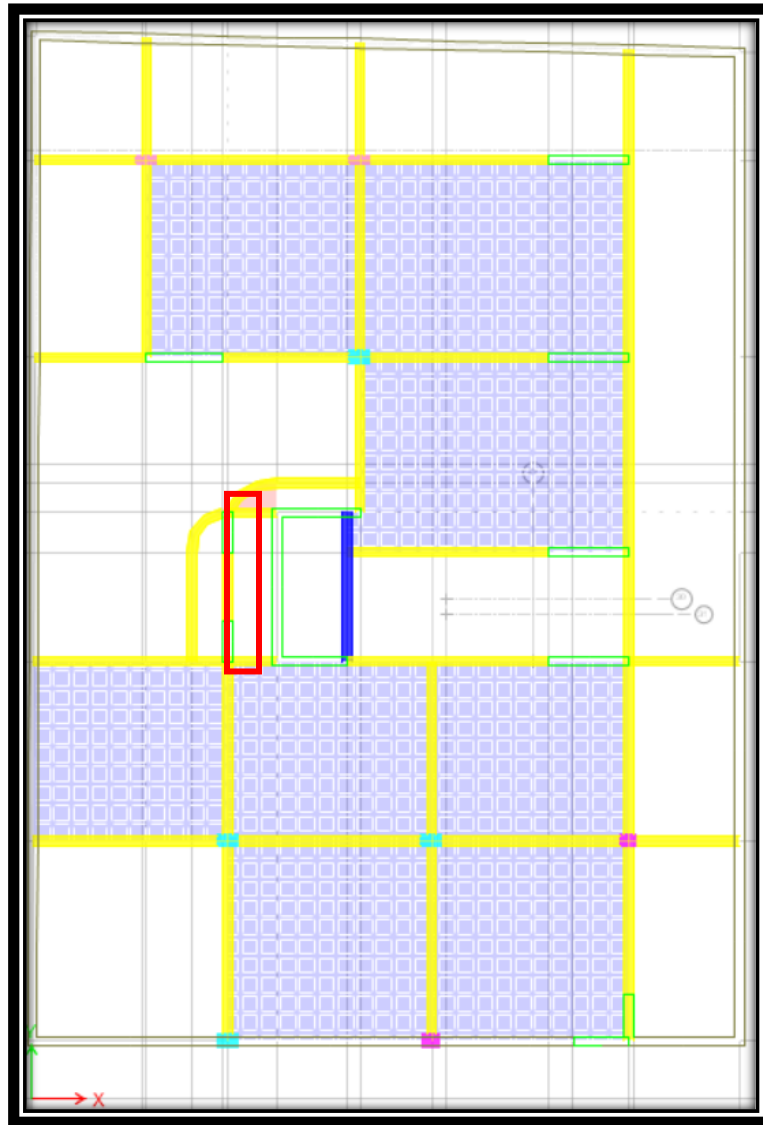
Figura 50. Muro de Corte Seleccionado para el Diseño



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

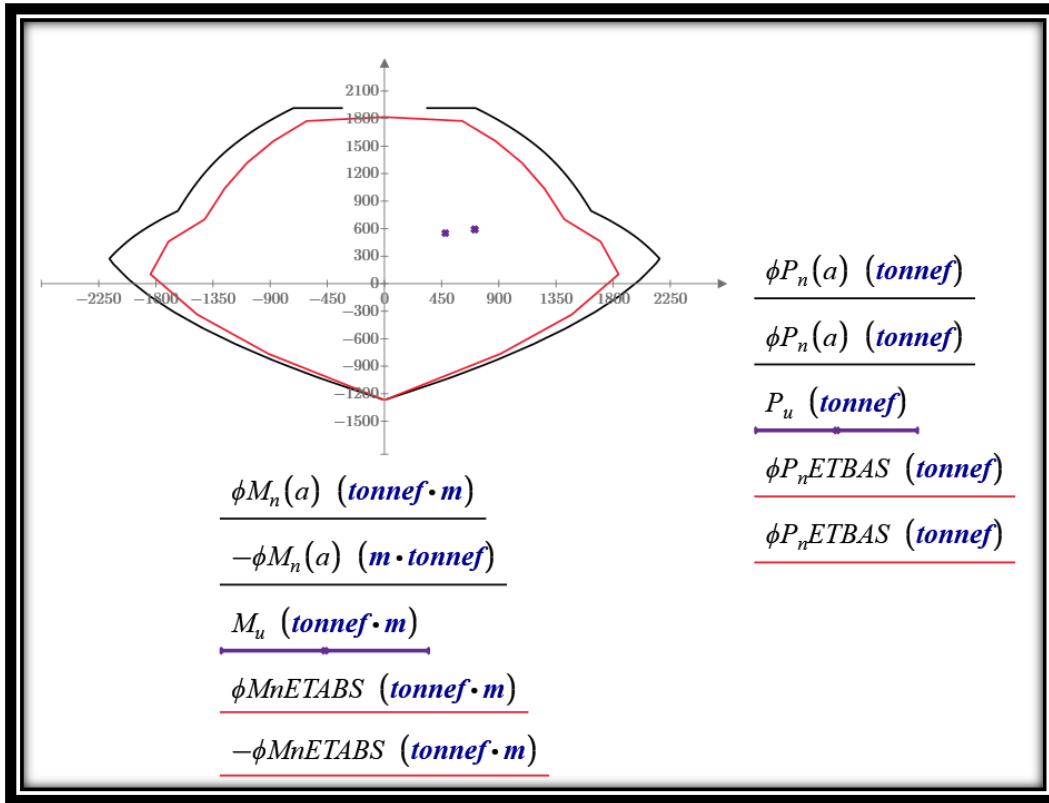
Se diseñará el muro de corte del eje 4-E a 6-E al ser el muro central continuo hasta el último nivel y por tener las solicitaciones más grandes. A continuación, se muestra el diagrama de interacción calculado en Mathcad V.9 comparado con el diagrama que calcula el ETABS V.19, Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

Figura 51. Vista en Planta del Muro de Corte a Diseñar



Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

Figura 52. Comparación del Diagrama de Interacción del Muro de Corte del Calculo Manual y del ETABS V.19



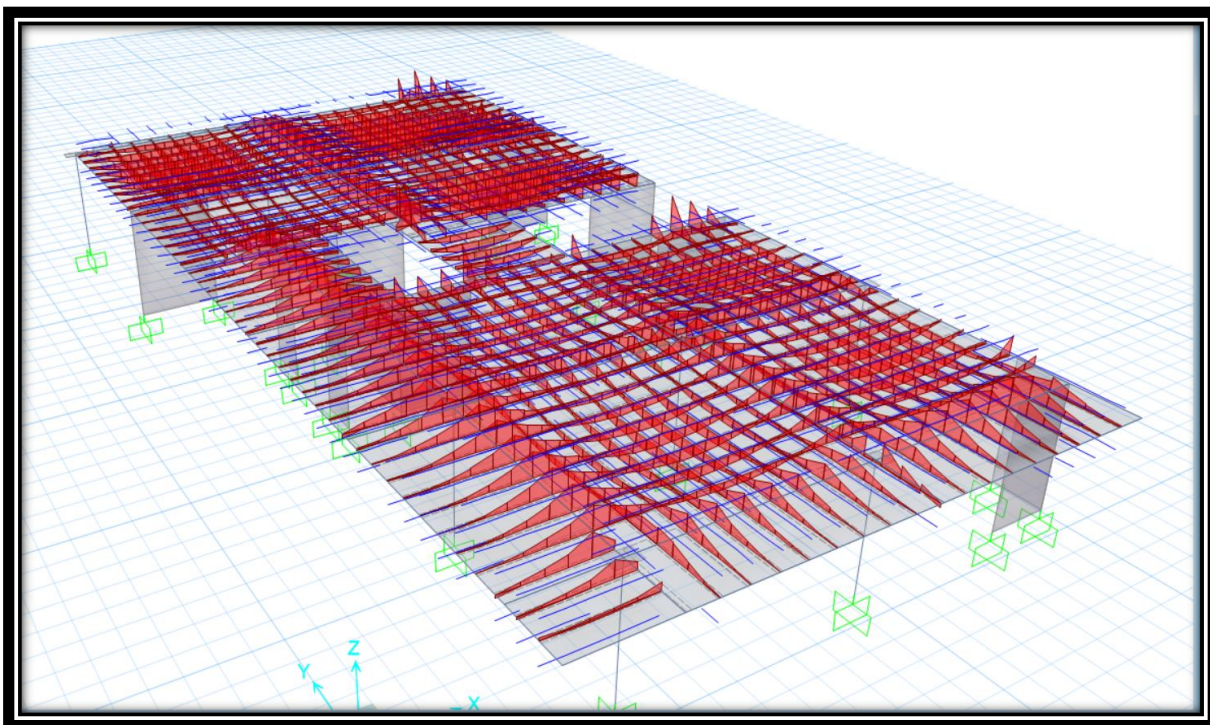
Fuente: Elaboración propia (ETABS V.19)

4.10.7.4. Diseño de losas nervadas de entrecimso

Se realizará el diseño de las losas nervadas de entrecimso en el programa de análisis estructural SAFE v16.0.2, para el piso 1 de la estructura el cual es el piso tipo, se exportará el mismo desde el análisis ya realizado en el programa ETABS V.19. Se compararán los resultados obtenidos por el simulador estructural con los resultados obtenidos en base a una planilla de cálculo de elaboración propia en Mathcad V.9.

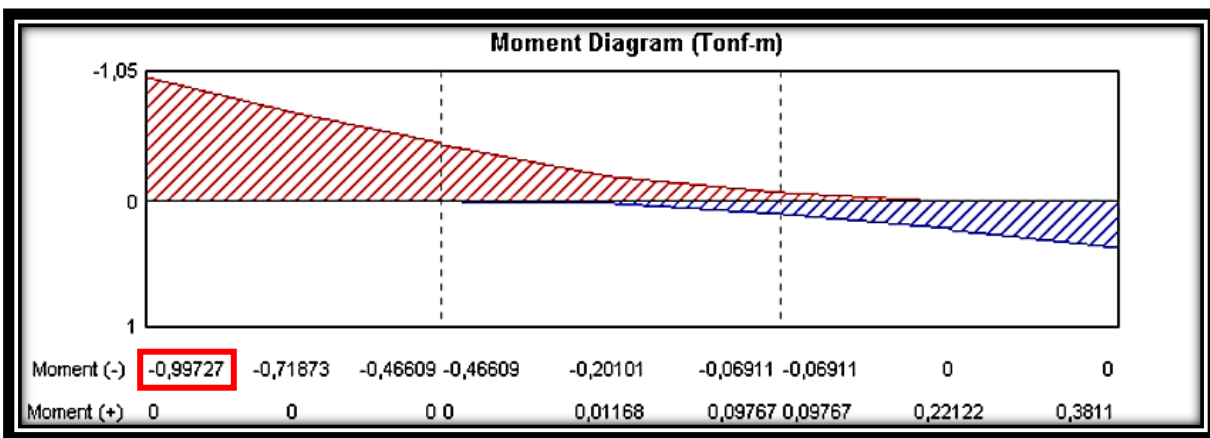
A continuación, se muestra la planta tipo de la estructura en la que se dibujaron los strips (Franja de análisis) con anchos iguales al espaciamiento de la nervadura reticular en sus dos direcciones. Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

Figura 53. Planta tipo y dibujo strips en dirección X y Y



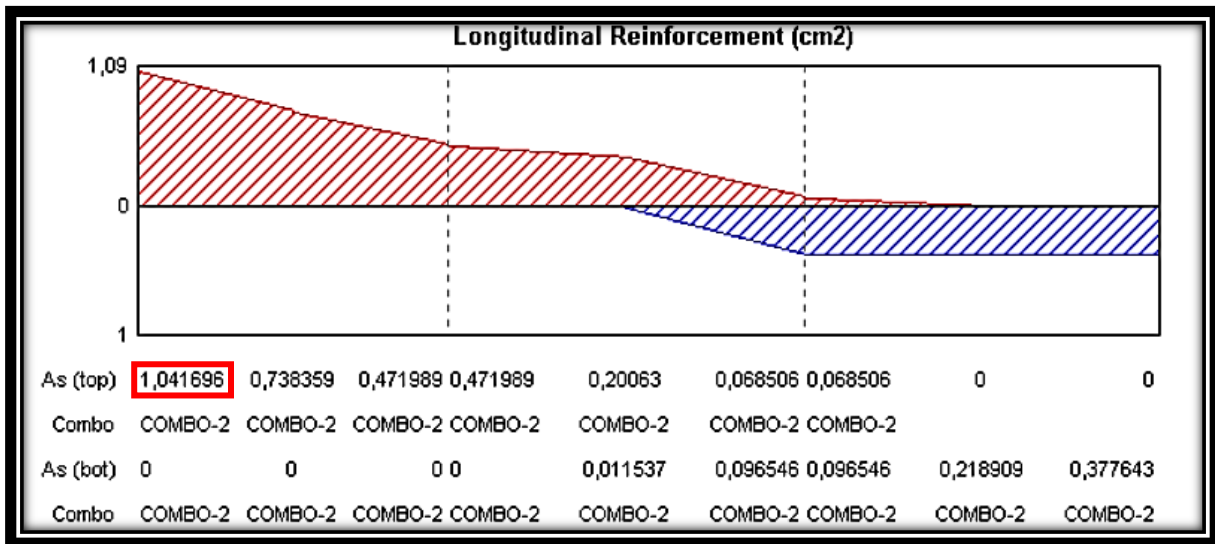
Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

Figura 54. Diagrama de Momentos en las Franjas de Diseño



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

Figura 55. Resultado del SAFE del Área de Acero Requerido



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

Figura 56. Área de Acero Calculado en MathCad

$$Mn := 0.99 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$As := \frac{0.85 \cdot fc \cdot B \cdot ds}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot ds^2 \cdot fc}} \right) = 1.01 \text{ cm}^2$$

Fuente: Elaboración propia MathCad V.16

Como se puede observar el área de acero cálculo es prácticamente lo mismo que el cálculo del programa SAFE V.16.0.2, por lo que se puede considerar valido el diseño del programa. Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

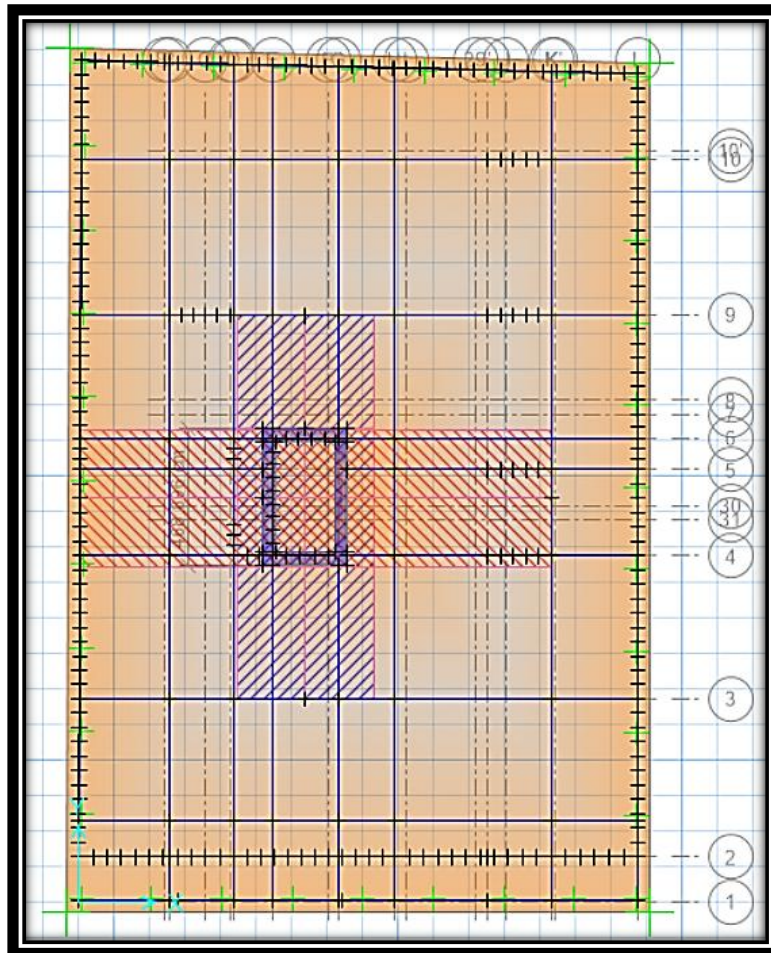
4.10.7.5. Diseño de losa de fundación con vigas radier

Se realizará el diseño de la losa de fundación en el programa de análisis estructural SAFE en el cual se asigna el coeficiente de balasto que simula el comportamiento del terreno como lecho elástico, exportando previamente las cargas y solicitaciones de la simulación realizada en ETABS.

Se harán todas las verificaciones tanto para la losa uniforme como para las vigas de fundación y se obtendrá el acero requerido con una planilla de cálculo de elaboración propia en Mathcad Prime 5. Ver el cálculo detallado del en ANEXO D.

A continuación, se muestra la Fundación en planta de la estructura:

Figura 57. Vista en Planta de la Losa de Fundación con Vigas Radier



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

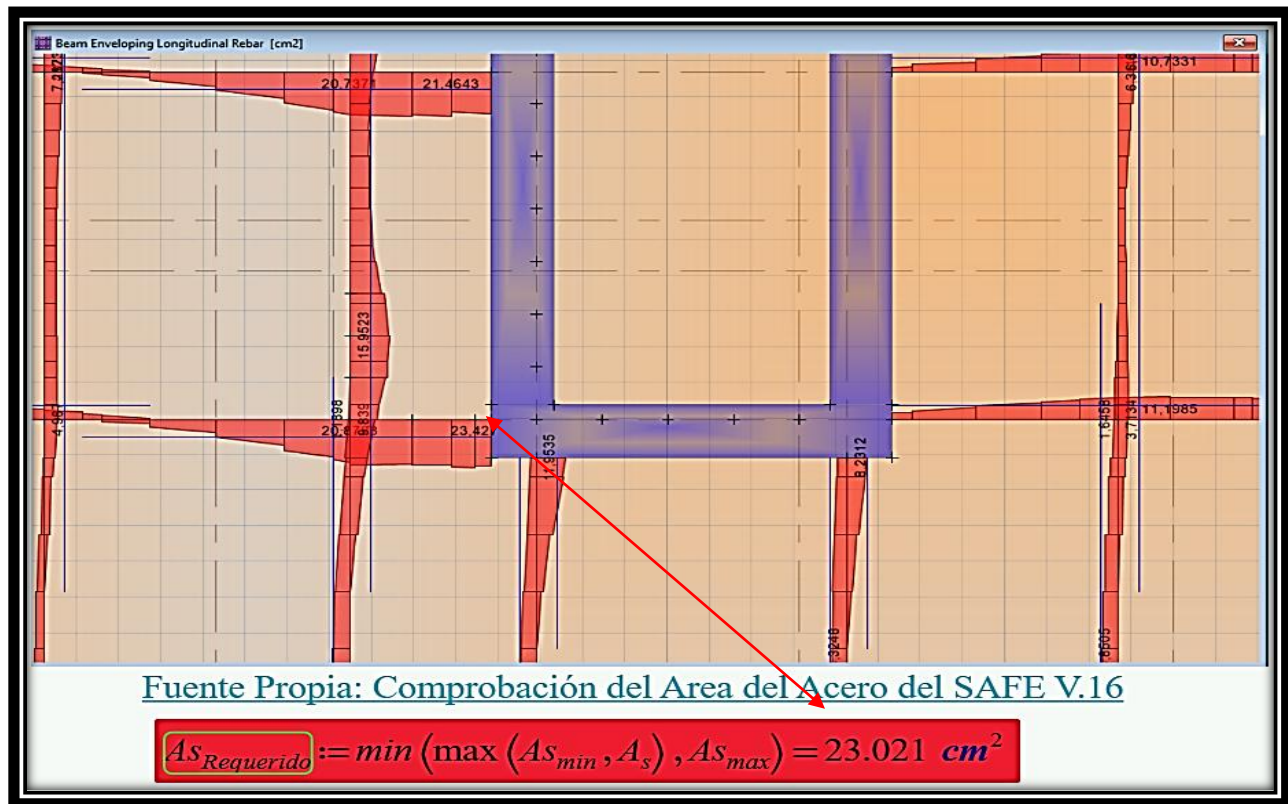
A continuación, se mostrará el diseño del elemento Viga Radier con más sollicitación donde se demostrará la comprobación manual del cálculo del elemento, seguidamente se mostrará el diagrama de momento flector más elevado de la fundación:

Figura 58. Diagrama de Momento más Elevado



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

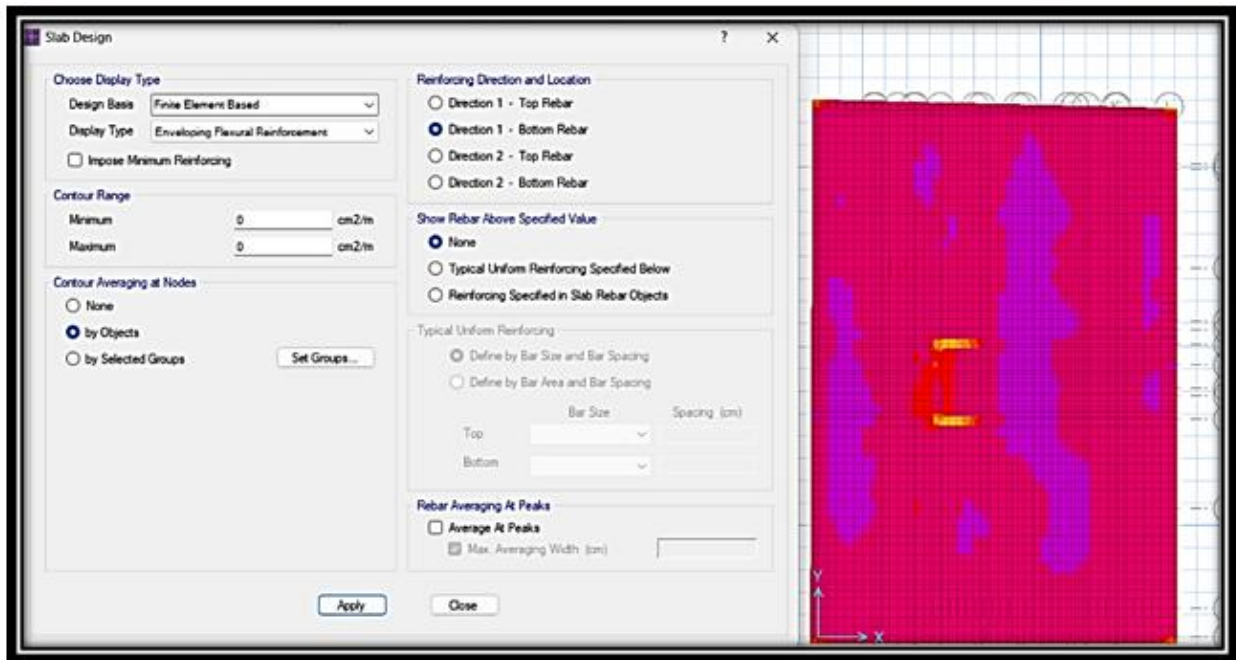
Figura 59. Comparación de Área de Acero del Calculo Manual y el SAFE



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

Para el diseño de la losa de fundación se utilizó el método de elementos finitos donde el programa nos muestra en función a parámetros de diseño de una malla finita que nos indica cuanto es el área de acero requerido y cuanto es el área de acero adicional se deben añadir a continuación de mostrar para diseño a flexión en dirección X arriba y abajo:

Figura 60. Área de Acero Solicitante Eje-X Arriba y Abajo



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

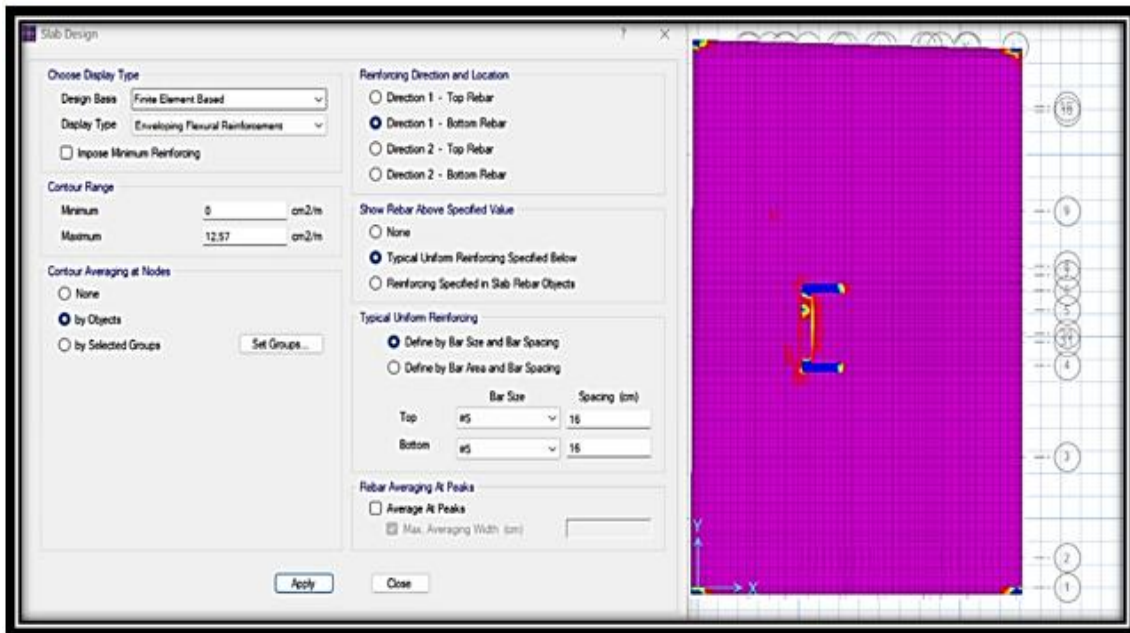
Como se puede observar el programa nos indica en función al sentido del eje X una malla de refuerzo solicitante en unidades de cm²/m lo que nos permite utilizar una tabla típica de refuerzo en función al número de barras y separación seleccionar el tipo y separación de acero más idóneo para dicho análisis.

Figura 61. Refuerzo Seleccionado en Eje-X

Diámetro ¹ (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
		Secciones transversales (cm ²)																											
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94		
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68		
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36		
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77		
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70		
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47		
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36		
1 1/4	32	160.85	134.04	114.85	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81		

Fuente: Elaboración propia

Figura 62. Área de Acero Designado para el Eje-X de la Losa de Fundación



Fuente: Elaboración propia SAFE V.16.0.2

Como se puede observar el refuerzo de armadura seleccionado cumple en los apoyos sin embargo en las esquinas falta un refuerzo adicional que se detalla a continuación:

Figura 63. Área de Acero Faltante



Fuente: Elaboración propia MathCad V.16

Figura 64. Área de Acero Designado Faltante

Diámetro (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94		
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68		
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36		
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77		
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70		
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47		
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36		
1 1/4	32	150.85	134.04	114.85	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81		

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Las conclusiones sintetizan los resultados más relevantes obtenidos en cada fase del trabajo, desde la revisión documental inicial hasta la elaboración de los planos finales y la definición de criterios esenciales para el diseño de edificaciones de hormigón armado. Este análisis integral no solo evidencia el cumplimiento de los objetivos específicos planteados, sino que también reafirma la importancia de aplicar una metodología rigurosa, apoyada en herramientas de modelado y análisis avanzadas, para asegurar el adecuado comportamiento estructural de la edificación frente a las solicitaciones sísmicas de la ciudad de Cochabamba.

- **Conclusiones de la etapa 1**

La primera etapa fue en la revisión exhaustiva de la NBDS 2023 y del ACI 318-19, complementada con literatura técnica y bibliografías relevantes al diseño estructural, permitió garantizar que el proyecto se enmarque en estándares actualizados, nacionales e internacionales. Este proceso aseguro el uso de parámetros confiables para la definición de cargas, espectros de respuesta y factores de importancia, estableciendo una base normativa sólida para todas las etapas del diseño ver en punto 2.1. Seguidamente también se revisó y estudio los planos arquitectónicos, todas sus características estructurales y datos de uso de cada nivel para poder identificar las cargas muertas, vivas y efectuar los cálculos de la estructuración.

- **Conclusión de la etapa 2**

La segunda etapa fue la validación técnica del estudio geotécnico original, avalada por la consultora responsable, otorga certidumbre en los parámetros del suelo, tales como capacidad portante, estratigrafía y módulo resiliente ver en ANEXO E (ESTUDIOS DE SUELOS), lo que

permite el diseño confiable de cimentaciones sin incurrir en costos innecesarios, para ello se tuvo que viajar a la ciudad del proyecto de origen y contactar con la empresa consultora responsable de toda la documentación original del proyecto para que pueda emitir para este proyecto de grado un certificado de validación. Este procedimiento, aunque condicionado por limitaciones logísticas, cumple con los requerimientos de confiabilidad que exige la NBDS 2023. Ver certificado de validación en 4.17.

- **Conclusiones de la etapa 3**

La etapa tercera, muestra un modelado estructural tridimensional en ETABS que es una representación precisa de la edificación y su comportamiento dinámico frente a solicitaciones sísmicas ver el modelado en el punto 4.9. Se aplicó un análisis estático equivalente y modal espectral, junto con el espectro de diseño específico para la ciudad de Cochabamba, garantizo que el análisis refleje las condiciones sísmicas locales se podrá ver el análisis en ANEXO C (ANALISIS DE CARGA SISMICA).

- **Conclusión de la etapa 4**

La etapa cuarta, se enmarco en la comprobación de los elementos estructurales bajo el enfoque LRFD y conforme al ACI 318-19 demostrando que todos los componentes cumplen con los criterios de resistencia, ductilidad y estabilidad exigidos por la NBDS 2023 y la ACI 318-19, utilizando los programas de modelamiento ETBAS Y SAFE y con la ayuda del software MATHCAD se programó una planilla de cálculo utilizando la normativa ya mencionada de diseño de hormigón armado para poder realizar la comprobación manual de elementos estructurales más solicitados. A continuación, se muestra la comparación de los resultados de la planilla de cálculo y los programas de modelamiento;

Tabla 36. Resultados de la Etapa 4

Elemento	Acero - ETABS	Acero - SAFE	Acero -MATHCAD	Comprobación
Viga	7.42 cm ²	-	7.44 cm ²	Cumple
Columna	Diagrama de Interacción – 4.18 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Pag 145.	-	Diagrama de Interacción – 4.18 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Pag 145.	Cumple
Muro de hormigón armado (placas)	Diagrama de Interacción – 4.18 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Pag 147.	-	Diagrama de Interacción – 4.18 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Pag 147.	Cumple
Losa nervada de entepiso Losa de	1.04 cm ²	-	1.01 cm ²	Cumple
Fundación con vigas radier	-	23.42 cm ²	23.02 cm ²	Cumple

Fuente: Elaboración propia

- **Conclusión de la etapa 5**

La etapa quinta, se enmarco en la elaboración de los planos estructurales, de manera detallada y precisa. Para ello se buscó asesoramiento especial y guías bibliográficas, se puede evidencia que los planos estructurales tienen modificaciones de optimización en las columnas C1, C2, C3 y C4 en relación a las columnas de los planos arquitectónicos originales el cual tiene una mayor sección y constante desde el primer nivel al último, para los demás elementos estructurales se utilizó las mismas dimensiones del modelado estructural y los aceros de los cálculos manuales de los elementos más críticos. Estos planos, facilitan la interpretación constructiva y aseguran que

el diseño pueda ser ejecutado correctamente en la etapa constructiva. A continuación, se mostrará una tabla demostrando la optimización por nivel de las columnas;

Tabla 37. Resultados de la Etapa 5

Nivel	Dimensión del tipo de columna del cálculo estructural (CE) y del plano arquitectónico original (PAO) en cm							
	C1		C2		C3		C4	
	CE	PAO	CE	PAO	CE	PAO	CE	PAO
Fundación	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Sótano	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Sub-sotano	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Planta baja	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Piso 1	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Piso 2	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Piso 3	60X30	75x40	60x40	75x40	40x50	80x30	40x60	80x30
Piso 4	50X30	75x40	40x40	75x40	40x40	80x30	40x50	80x30
Piso 5	50X30	75x40	40x40	75x40	40x40	80x30	40x50	80x30
Piso 6	35X35	75x40	30x30	75x40	40x35	80x30	45x45	80x30
Piso 7	35X35	75x40	30x30	75x40	40x35	80x30	45x45	80x30

Fuente: Elaboración propia

Este ajuste permitió un uso más eficiente del material estructural, particularmente del hormigón y acero de refuerzo, lo cual se tradujo en una disminución significativa en el volumen total de materiales empleados y, por ende, en una reducción del presupuesto general de la obra en su etapa estructural, manteniendo la seguridad estructural ante eventos sísmicos más críticos de la ciudad de Cochabamba convirtiendo así este proyecto en una edificación segura y optimizada en costos

- **Conclusiones de la etapa 6**

La etapa sexta correspondiente al cumplimiento del octavo objetivo específico, explicando de forma detallada y secuencial los puntos críticos a considerar en el diseño de una edificación de hormigón armado. Se recopiló y validó la información técnica necesaria (planos arquitectónicos, certificado del estudio geotécnico y parámetros sísmicos locales), y con esa base se seleccionó el sistema estructural más adecuado atendiendo a criterios de resistencia, rigidez y ductilidad

conforme a la NBDS-2023. A continuación, se modeló la edificación en ETABS y se realizaron análisis complementarios en SAFE para los elementos de cimentación; en el modelo se asignaron las propiedades de los materiales, condiciones de apoyo, las cargas gravitatorias y sísmicas de acuerdo con las exigencias de las normativas. Posteriormente se ejecutaron análisis estático equivalente y modal espectral, que permitieron obtener cortantes basales, modos propios y desplazamientos, y con esos resultados se procedió al dimensionamiento y verificación de vigas, columnas, muros, losas, escaleras y platea de fundación siguiendo los criterios de ACI 318-19 y los parámetros de la NBDS-2023. Finalmente, se realizaron comprobaciones manuales de los elementos más solicitados para contrastar y validar los resultados computacionales; se verificaron desplazamientos laterales, derivas y cortantes, comprobando que los valores se encontraban dentro de los límites normativos. En conjunto, la metodología aplicada permitió documentar, con trazabilidad técnica y justificación normativa, un procedimiento completo de diseño sismorresistente que cumplió el objetivo de “explicar paso a paso” el proceso de estructuración y diseño de todos los elementos relevantes de la edificación ver en Capítulo 3 y 4.

- **Conclusiones de la etapa 7**

- Compatibilidad normativa en el contexto boliviano

La NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) establece las exigencias mínimas para el diseño sísmico en Bolivia, basándose en gran parte en la norma ASCE/SEI 7-16 (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures) con adecuaciones al contexto geotécnico y sísmico local. Por su parte, la ACI 318-19 (American Concrete Institute) regula el comportamiento estructural del concreto armado, incluyendo el diseño sismorresistente. Se verifica que ambas normas son complementarias, siendo la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) la que define los parámetros sísmicos a considerar (zonificación, categoría de diseño sísmico, tipo de suelo, etc.), mientras que la ACI 318-19 (American Concrete Institute) se

aplica al diseño detallado de los elementos estructurales. Esto se puede evidenciar en el punto 4.18 donde se demuestra la comprobación manual de los elementos estructurales más solicitados y el diseño del software ETABS V.19, esto en cumplimiento al objetivo “Hacer comprobaciones manuales de los elementos estructurales más solicitados de la estructura de análisis, comprobando la labor del software”.

Compatibilidad en la categoría de diseño sísmico

La categoría de diseño sísmico (CDS) tal y como se describe en el punto 2.1.3.4.3 de este proyecto de grado y las tablas 2.10 y 2.11. Clasifica la edificación según el uso, ocupación, número de pisos y aceleración sísmica esperada. Para la edificación “Torre Lucy”, esta categoría obliga a que el diseño se enmarque bajo requisitos especiales de ductilidad y confinamiento, lo que está en total consonancia con el Capítulo 18 de la ACI 318-19, donde se establecen los requerimientos para estructuras en zonas de medias y altas sismicidad.

Tabla 38. Secciones de la ACI318-19 que deben cumplirse en aplicaciones típicas

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño sísmico (CDS)			
	A (Ninguna)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Requisito de análisis y diseño		18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materiales		Ninguna	Ninguna	18.2.5 a 18.2.8
Miembros de pórticos		18.3	18.4	18.6 a 18.9
Muros estructurales y vigas de acople		Ninguna	Ninguna	18.10
Muros estructurales prefabricados	Ninguna	Ninguna	18.5	18.5, 18.11
Diafragmas y cerchas		Ninguna	18.12	18.12
Cimentaciones		Ninguna	18.13	18.13
Miembros estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencias antes fuerzas sísmicas		Ninguna	Ninguna	18.14
Anclajes		Ninguna	18.2.3	18.2.3

Fuente: ACI 318-19 (American Concrete Institute), pág. 297, R18.2

Correspondencia en los requisitos de diseño estructural sismorresistente

En el desarrollo del presente proyecto de grado, se realizó una evaluación de compatibilidad entre la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) y el ACI 318-19 (American Concrete Institute), enfocada en los lineamientos que ambas establecen para el diseño sismorresistente de edificaciones.

En función a las características de la edificación (uso comercial-departamental, número de niveles y ubicación en Cochabamba), se determinó que la categoría de diseño sísmico correspondiente, de acuerdo al punto 2.1.3.4.3 de este proyecto de grado y las tablas 2.10 y 2.11, se ubica entre las categorías C y D el cálculo completo se puede ver en Anexo 8.3(Análisis de Carga Sísmica). Estas categorías implican una exigencia moderada a alta en términos de desempeño sísmico, por lo cual se requiere que la estructura tenga una adecuada capacidad de disipación de energía y una respuesta controlada ante eventos sísmicos.

Por su parte, el ACI 318-19, en su Capítulo 18 (Diseño de estructuras de concreto estructural para resistencia sísmica), establece requisitos específicos según el tipo de sistema estructural y la categoría de diseño sísmico, lo cual se detalla en la Tabla R18.2. Dicha tabla especifica qué secciones del capítulo deben cumplirse en función de la categoría sísmica asignada, y cómo se deben diseñar elementos como vigas, columnas, muros estructurales y conexiones para garantizar un comportamiento dúctil.

Se verifica entonces una correspondencia adecuada entre ambas normativas, ya que la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) exige el cumplimiento de requisitos que son completamente compatibles con lo establecido en el ACI 318-19 (American Concrete Institute) para estructuras en zonas sísmicas de mediana a alta peligrosidad. El uso combinado de ambas normas permite asegurar un diseño estructural que cumple tanto con la normativa nacional como con estándares internacionales ampliamente reconocidos.

Aplicación en el modelado estructural

El análisis dinámico espectral realizado en ETABS V.19, aplicando los parámetros sísmicos derivados de la NBDS2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico), y el posterior diseño de los elementos estructurales conforme a los requisitos de resistencia, ductilidad y detallado de la ACI 318-19 (American Concrete Institute), permite evidenciar que ambas normas se integran de forma coherente dentro del proceso de diseño, brindando seguridad estructural y cumplimiento normativo.

Importancia del diseño integrado

Se concluye que los usos conjuntos de ambas normas proporcionan una base sólida para garantizar resistencia estructural, comportamiento sismorresistente adecuado y cumplimiento normativo nacional e internacional, siendo plenamente factible y recomendable su integración para edificaciones en Bolivia.

5.2. RECOMENDACIONES

La normativa sísmica NBDS-2023(Norma Boliviana de Diseño Sísmico) se aplica para proyectos estructurales en zonas de amenaza sísmica, debe utilizarse conjunta a la ACI 318-19 (American Concrete Institute), donde la primera guía los parámetros sísmicos y la segunda garantiza el cumplimiento del diseño estructural, es muy importante distinguir que a partir de su publicación de la NBDS-2023 su aplicación es de carácter ineludible en todo proyecto estructural del territorio boliviano.

Promover la capacitación de los ingenieros estructurales bolivianos en la interpretación e implementación cruzada de normas internacionales (ACI, ASCE, IBC) y su adecuación a la NBDS-2023, garantizando así una mejor calidad del diseño estructural.

Y para finalizar, se recomienda para futuros estudiantes que opten a proyectos de grados estructurales similares, utilizar el presente proyecto como guía bibliográfica y metodológica ya que cumple estrictamente con las especificaciones del reglamento de modalidad de graduación de la carrera de ingeniería civil.

CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFIA

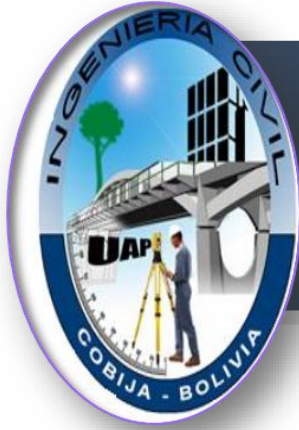
- American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary.
- American Society of Civil Engineers. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16). ASCE Publications.
- Aguilar, A. (2013). Diseño y Análisis de Estructuras de Concreto Armado. Editorial Limusa.
- Blanco Blasco, A. (2015). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Ediciones de la U.
- Jiménez Montoya, P., Resa, J. A., & Moragues, J. J. (2011). Hormigón armado. Tomo I: Fundamentos y cálculo. Editorial Gustavo Gili.
- Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda. (2023). Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2023. Estado Plurinacional de Bolivia.
- NB 1225002-2. (2018). Acciones en las estructuras. Parte 2: Cargas vivas. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA).
- CSI (Computers and Structures, Inc.). (2023). ETABS 19: Integrated Building Design Software.
- CSI (Computers and Structures, Inc.). (2023). SAFE: Software for Analysis and Design of Slabs and Foundations.
- Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda. (2018). Manual de Cómputos Métricos y Presupuestos para Obras. Estado Plurinacional de Bolivia.

- ACI (American Concrete Institute) Comité ACI 211. (2002). Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91) Reapproved 2002. USA.
- ACI (American Concrete Institute) Comité ACI 318. (2019). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19) y comentario (ACI 318R-19). Farmington Hills, Michigan, USA.
- Braja M. Das. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Séptima edición). CENCAGE Learning.
- CDCC - Cámara Departamental de la construcción Cochabamba (2010). Análisis de Precios Unitarios de Referencia para la Construcción, BOL.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson, EE. UU.
- Meli, R. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado*. Limusa, México.
- Vargas, M. (2007). *Texto guía de hormigón armado*. S.L.
- Observatorio San Calixto. (s.f.). *Base de datos sismológica de Bolivia*. Observatorio San Calixto, Bolivia.
- Guía Bolivia de Diseño Sísmico. (2018). *Guía Bolivia de Diseño Sísmico*. S.L.
- Rao, N. (2006). *Publicación técnica sobre estructuras sismorresistentes*. S.L.
- DG Design Modeling. (2023). *Manual técnico de modelación estructural*. S.L.
- Eng-Tips. (2007). *Foro técnico de ingeniería estructural*. S.L.
- U-Cursos. (2002). *Recursos académicos de ingeniería civil*. S.L.
- Danzen Elevator. (s.f.). *Catálogo técnico de sistemas de elevación*. S.L.
- Agüero, J. (2004). *Documento técnico de diseño sísmico*. S.L.

- GIZ. (2017). *Manual de construcción sismorresistente*. GIZ.
- USAID. (2016). *Guía técnica de diseño estructural*. USAID.
- Lanza. (2016). *Estudio técnico de diseño estructural*. S.L.
- Yin, R. (1994). *Case Study Research: Design and Methods*. SAGE Publications.
- Stake, R. (1995). *The Art of Case Study Research*. SAGE Publications.
- Wolf, J. (1985). *Foundation Vibration Analysis*. S.L.
- Tuladhar, R. et al. (2008). *Análisis estructural avanzado*. S.L.
- Merriam, S. (1988). *Case Study Research in Education*. Jossey-Bass.
- Carillo, A. (2008). *Diseño sísmico moderno*. S.L.
- Instituto FEMA. (s.f.). *Publicaciones técnicas de ingeniería sísmica*. FEMA.

CAPÍTULO 7. ANEXOS

7.1. ANEXO A: (PREDIMENCIONAMIENTO)



UNIVERSIDAD AMAZONICA DE PANDO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSITARIO	
Nombre:	<u>ANDRES CASTRO ALIAGA</u>
FECHA :	29/07/2024

DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE TORRE LUCY



1. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

$$A_{col} = \frac{A_i * P_{serv} * N_i}{n * f'c}$$

Estructuración y diseño de edificaciones
de concreto armado (Antonio Blanco)
Pag. 41

A_i = Area tributaria

P_{serv} = Carga de servicio

N_i = Numero de niveles

n = Coeficiente de la posicion de la columna

$f'c$ = Resistencia caracteristica del hormigon

0,45 = Para columnas centrales

0,35 = Para columnas de borde o esquina

A_i = 29,60 m²

P_{serv} = 1 Tonf/m²

n = 0,45

$f'c$ = 250 Kgf/cm²

N_i = 11 Niveles

A_{col} = 2894,222 cm²

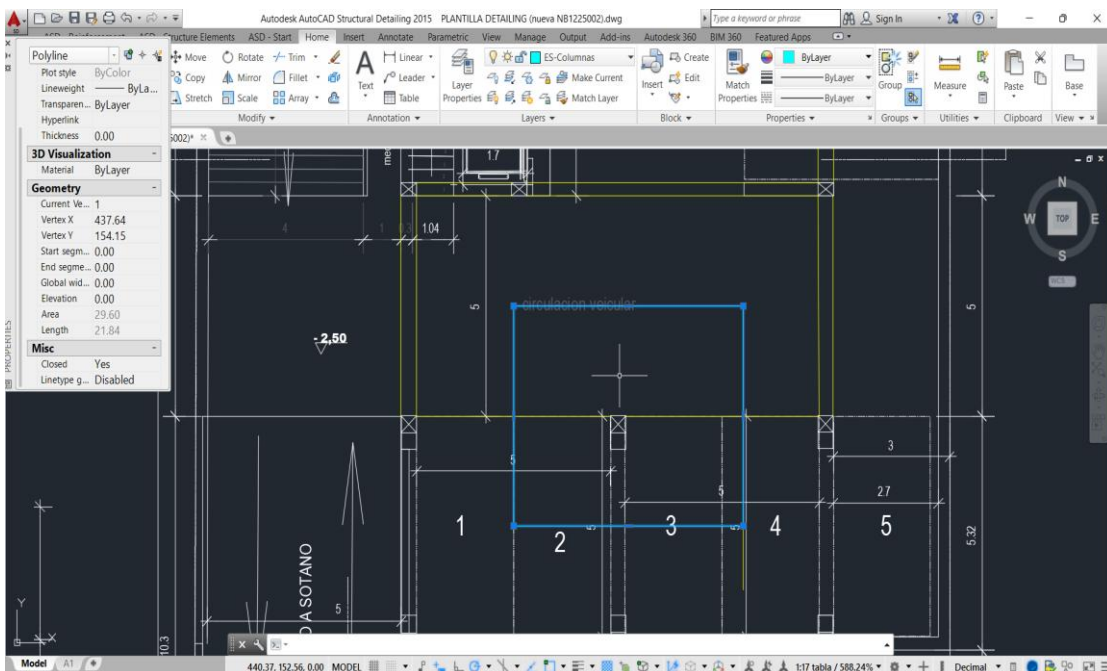
$$\sqrt{A_{col}} = 53,80 \text{ cm}$$

Valor minimo de una columna que debe resistir para este proyecto

Para este proyecto se optimizaran 2 tipos de columnas(Rectangulares)

$$\longrightarrow 40 \quad \times \quad 75 \quad = \quad 3000 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow 30 \quad \times \quad 80 \quad = \quad 2400 \text{ cm}^2$$



Fuente propia: Area tributaria mas critica

1.1. CUANTIAS LONGITUDINALES EN COLUMNAS

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$D = 16 \text{ mm} \quad \text{Diametro del estribo de la barra longitudinal /2}$$

$$\text{NroB} = 18$$

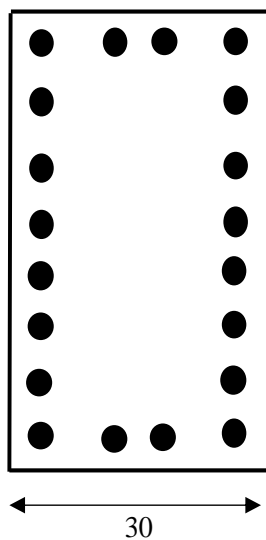
$$\text{Cuantia} = \frac{\pi * \frac{D^2}{4} * \text{NroB}}{B * H} * 100$$

$$\text{Cuantia} = 1,51$$

DIÁMETRO DE BARRA (d) mm	DIÁMETRO DOBLADO (veces el Ø de la barra)	DIÁMETRO DOBLADO mm
6	-	24
8	-	24
9.5	3.5 d	33.3
12	3.5 d	42
16	3.5 d	56
20	5.0 d	100
25	5.0 d	125
32	7.0 d	244

Fuente: Aceros Arequipa

Para determinar el numero de barras se utilizo el siguiente criterio:



Se divide entre 10 la base y la altura de la columna para distribuir el numero de acero respectivo con la divicion independiente de cada lado.

$$\frac{H}{10} = 8,0$$

$$\frac{B}{10} = 3$$

2. PREDIMENCIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS

Las placas pueden hacerse de un mínimo de 10cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20cm, 25cm o 30cm. Conforme aumentemos el número de niveles o disminuyamos su densidad.

Estructuración y diseño de edificaciones
de concreto armado (Antonio Blanco)
Pag. 43

Espesor de muros = 25 cm

3. PREDIMENCIONAMIENTO DE VIGAS

Estructuración y diseño de edificaciones
de concreto armado (Antonio Blanco)
Pag. 39

$$\frac{l}{10} = 0,66 \quad \text{m}$$

La luz más predominante es = 6,64 m

$$\frac{l}{12} = 0,55 \quad \text{m}$$

Conforme se tenga luces más grandes, puede disminuirse el peralte obteniendo con la recomendación del décimo o doceavo de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo de la luz disponiendo de ancho del orden de 0,5 de la altura. Se indican a continuación dimensiones usuales de vigas:

$$l \leq 5,5\text{mts.} \quad 25 \times 50, 30 \times 50$$

$$l \leq 6,5\text{mts.} \quad 25 \times 60, 30 \times 60, 40 \times 60$$

$$l \leq 7,5\text{mts.} \quad 25 \times 70, 30 \times 70, 40 \times 70, 50 \times 70$$

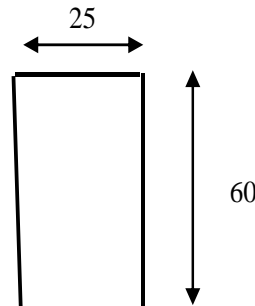
$$l \leq 8,5\text{mts.} \quad 30 \times 75, 40 \times 75, 30 \times 80, 40 \times 80$$

$$l \leq 9,5\text{mts.} \quad 30 \times 85, 30 \times 90, 40 \times 85, 40 \times 90$$

Dimensión de viga seleccionada:

$$25 \quad \times \quad 60$$

$$15 \quad \times \quad 40$$



4. MODULO DE ELASTICIDAD REFERENCIAL (MPA) DE LA NBDS2023

$$E_c = 3830 * \sqrt{F'_c} \quad 7 - 2$$

Resistencia a la compresion del hormigon $F'_c =$ 25 Mpa

Modulo de elasticidad del hormigon = $E_c =$ 195272,6 Kgf/cm²
 $E_c =$ 19150 Mpa

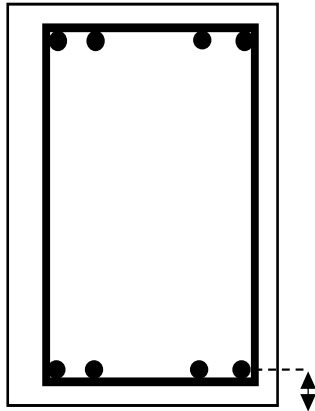
Resistencia a la compresion del hormigon $F'_c =$ 254,925 Kgf/cm²

Modulo de fluencia del acero de refuerzo $F_y =$ 5000 Kgf/cm²

$F_y =$ 50000 Tonf/m²

$F_y =$ 490,3403 Mpa

5. RECUBRIMIENTO CALCULADO PARA EL SIMULADOR



Recubrimiento libre = 3 cm

Barra de estribo = 0,8 cm

Armadura Longitudinal = 16 mm

$R_m =$ 4,6 cm

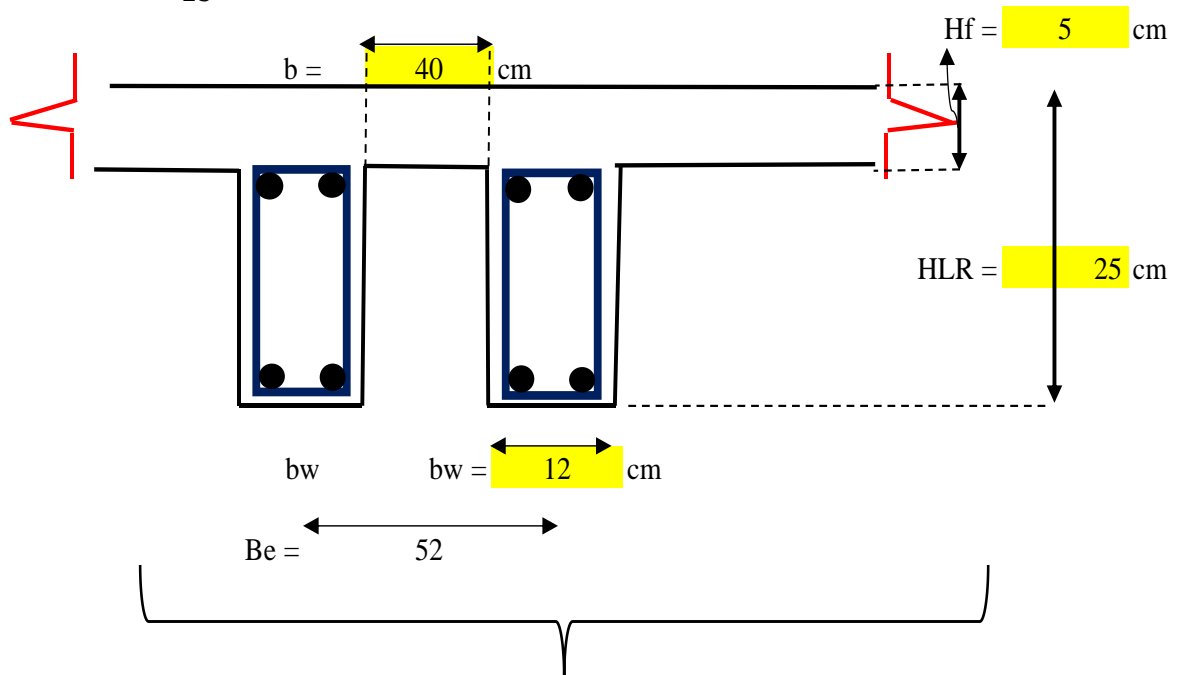
6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS NERVADAS

Lado largo de la losa : $B = 7,05$ m

Lado corto de la losa : $L = 5,1$ m

$$HLR = \frac{Lp}{25} \quad (\text{Jimenez Montoya})$$

$$HLR = \frac{0,5 * (B + L)}{25} = 24,3 \text{ cm}$$



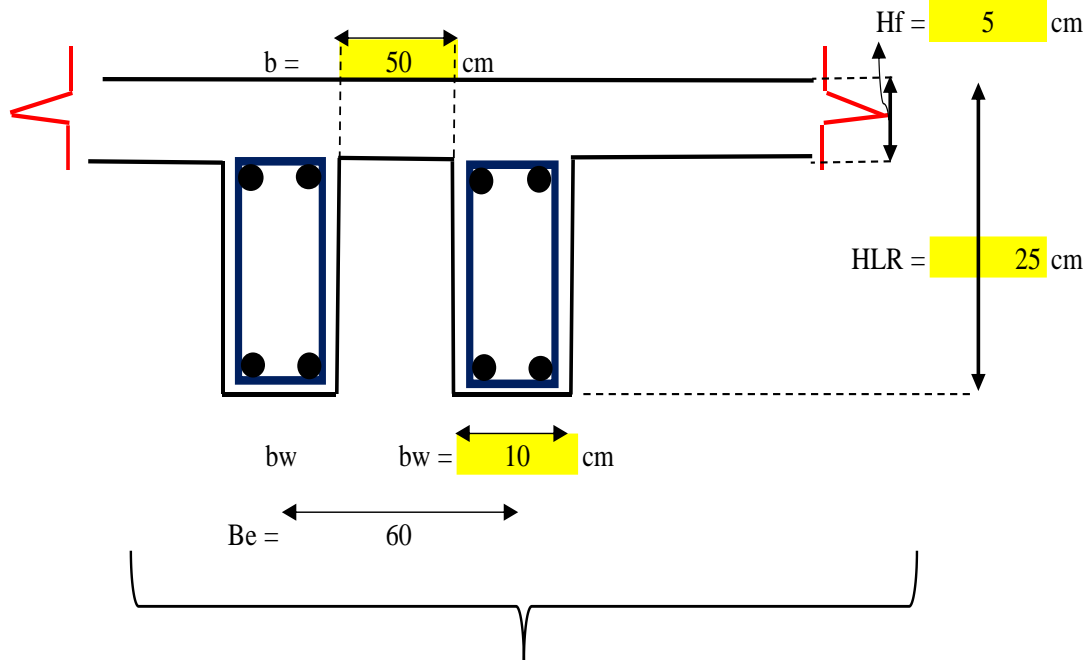
Losa tipo 1, para sub zotano ($N = -2,4$ m)

Lado largo de la losa : B = 4,75 m 7,05

Lado corto de la losa : L= 5,43 m 5,1

$$HLR = \frac{Lp}{25} \quad (\text{Jimenez Montoya})$$

$$HLR = \frac{0,5 * (B + L)}{25} = 20,36 \text{ cm}$$



Losa tipo 2, para planta tipo 1 a 7, terraza y planta baja (N= 0,60m)

Como nos referimos a un diseño sismoresistente, el valor calculado se recomienda redondearlo a 5cm superior

El ancho de las nervaduras no debe ser menor a 100mm en cualquier ubicación en su altura. (8.8.1.2 - ACI-318-19)

El espaciamiento libre entre nervaduras no debe exceder 750mm. (8.8.1.2 - ACI-318-19)

7.2. ANEXO B: (ANALISIS DE CARGAS EN LA ESTRUCTURA)

7. ANALISIS DE CARGAS

7.1 CARGA MUERTA

La carga muerta no se calcula manualmente, ya que el software de análisis estructural lo calcula en un patrón de cargas llamado DEAD en el que está definido con el factor de multiplicador de peso igual a 1, lo que significa que toma en cuenta el 100% de todo el peso de la estructura.

7.2 SOBRECARGA MUERTA

Se añadira una sobrecarga sobre la losa que concidere solo el acabado de los pisos, muros y techos. Al mismo tiempo se analizara por separado los siguientes niveles: Sub-Sotano, Planta Baja, Piso tipo 1 a 7, Terraza y Tanque Elevado.

7.2.1 SOBRECARGA MUERTA (ACABADO)

$$\gamma_{Mortero} = 2200 \text{ Kgf/m}^3$$

$$\text{Ancho} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Alto} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Contrapiso de Hormigon Simple} = \gamma_M * \text{Ancho} * \text{Largo} * \text{Alto}$$

$$\text{Contrapiso de Hormigon Simple} = 110 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\gamma_{yeso} = 1150 \text{ Kgf/m}^3$$

$$\text{Ancho} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Alto} = 0,02 \text{ m}$$

$$\text{Cielo falso de yeso} = \gamma_{yeso} * \text{Ancho} * \text{Largo} * \text{Alto}$$

$$\text{Cielo falso de yeso} = 23 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\text{Porcelanato} = 22 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\text{Luminarias} = 15 \text{ Kgf/m}^2$$

Sobrecargas de acabado

$$\text{SCA} = \text{Contrapiso de hormigon simple} + \text{Cielo falso de yeso} + \text{Porcelanato} + \text{luminarias}$$

$$\text{SCA} = 170 \text{ Kgf/m}^2$$

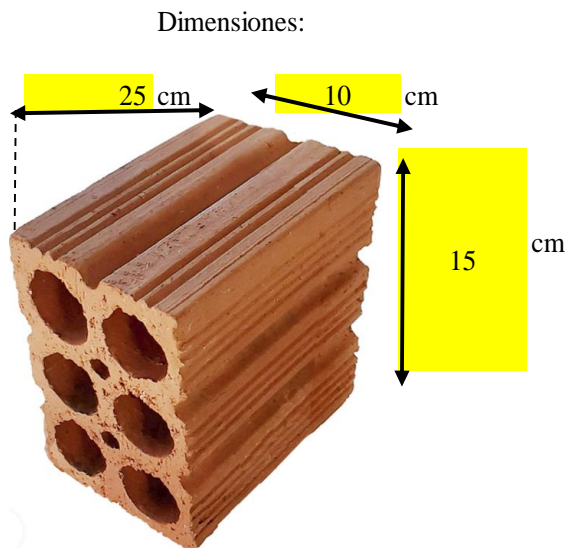
Esta carga tambien sera aplicada en al Sub-Zotano.

7.2.2 SOBRECARGA MUERTA (MURO SOBRE LOSA)

7.2.2.1 PESO ESPECIFICO DE MATERIALES

Mortero = 2100 Kgf/m³

Existen diferentes tipos de muros, como el pandereta, soga tizon. Para este proyecto se utilizara muro tipo pandereta y los ladrillos de 6 huecos redondos medios, toda la informacion obtenida se extrajo de uno de los proveedores locales de la ciudad del proyecto a diseñar.(Proveedor "Incerpaz").



Peso = 3,5 Kg(Pza)

Rendimiento = 23 Pza/m²

Ancho Unitario = 1 m

7.2.2.2 PESO DE TABIQUE EN 1M2

Peso del Ladrillo

Peso Ladrillo = *Peso unidad * Rendimiento*

Peso Ladrillo = 80,5 Kgf/m²

Peso del mortero

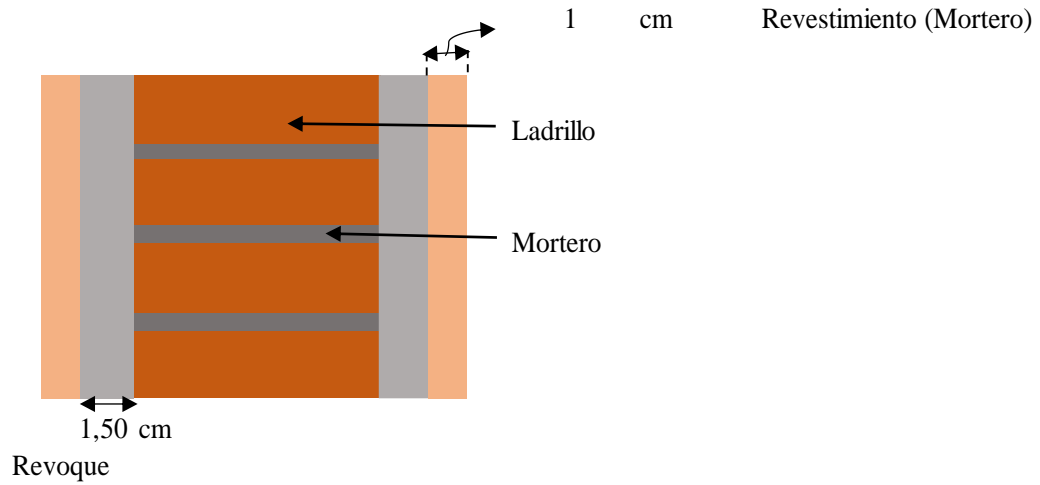
Volumen del mortero = $1m * 1m * \frac{\text{ancho}}{100} - \text{Rendimiento} * \frac{\text{Largo}}{100} * \frac{\text{Alto}}{100} * \frac{\text{Ancho}}{100}$

Volumen del mortero = 0,0138 m³

Peso del Mortero = $W = \gamma * V$

Peso del Mortero = 28,875 Kg

Corte transversal del tabique



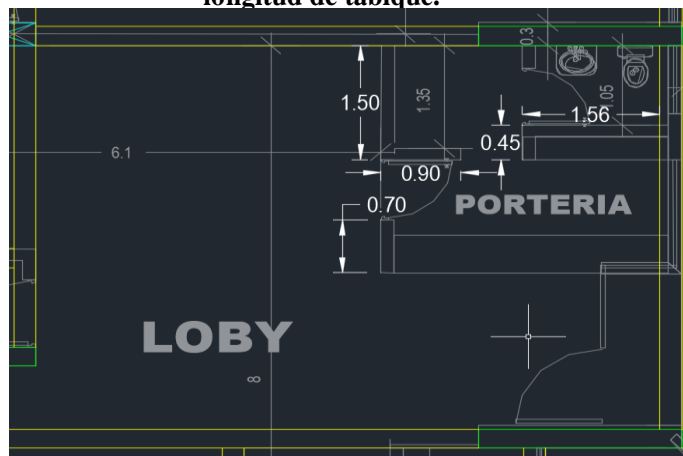
$$\text{Peso Revoque} = \text{Ancho unitario} * \text{espesor revoque} * 2 * \gamma_{\text{Mortero}}$$

$$\text{Peso Revoque} = 63 \text{ Kgf}$$

$$\text{Peso 1m2 de tabique} = 172,38 \text{ Kgf/m2}$$

7.2.2.3 PESO DE TABIQUE (PLANTA BAJA)

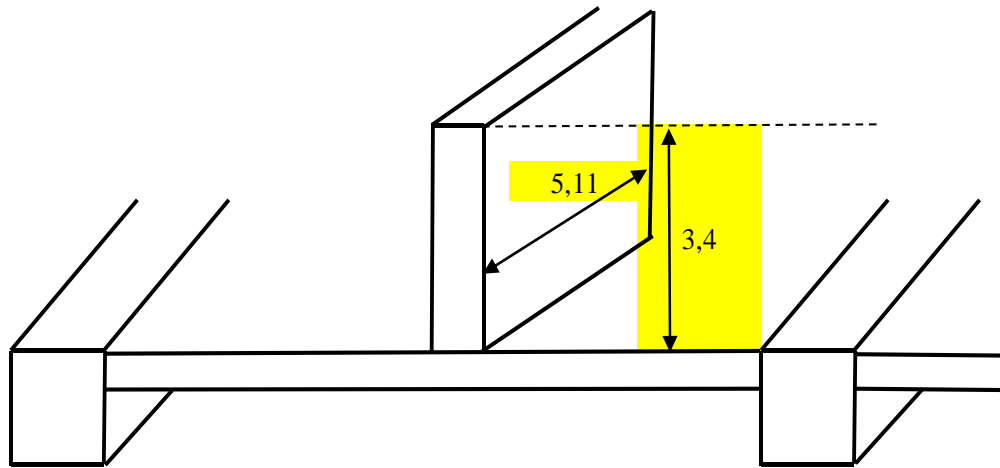
Se tomo en consideracion el paño de losa mas critica, es decir el que tenga una mayor cantidad en longitud de tabique.



Fuente propia: Losa mas critica, con mayor longitud de tabiquería

Peso de muro sobre losa

Area de la losa = 35,82 m²

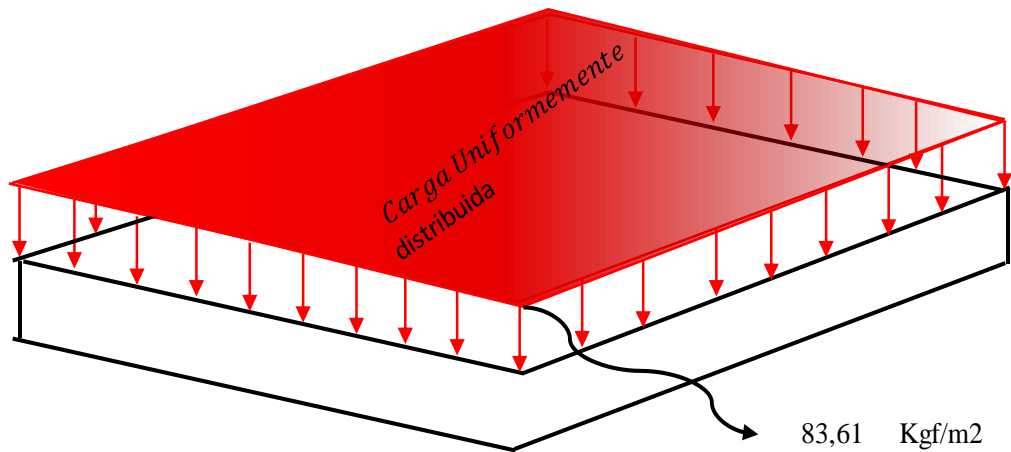


Superficie de muros = *Longitud total de muros * altura de muros*

Superficie de muros = 17,37 m²

Peso de muro en la losa = $\frac{\text{Superficie de muros} * \text{Peso 1m}^2 \text{ tabique}}{\text{Area de losa}}$

Peso de muro en la losa = 83,60813 Kg/m²

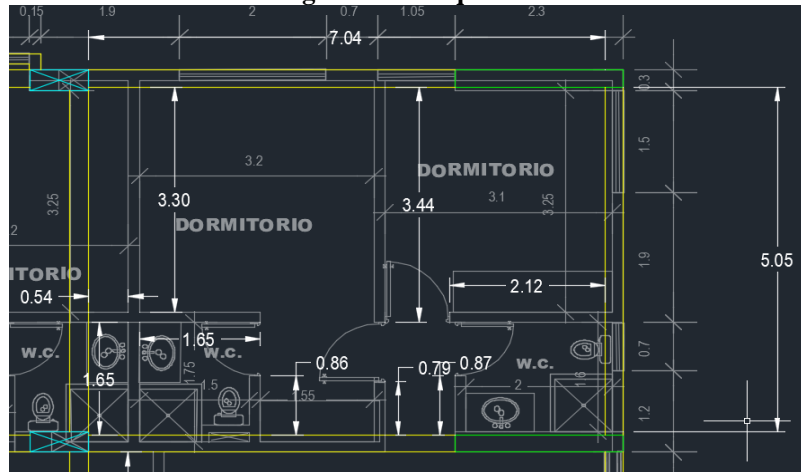


SCM = SCA + *Peso de muro en losa*

SCM = 253,61 Kg/m²

7.2.2.4 PESO DE TABIQUE (PISO TIPO 1 A 6)

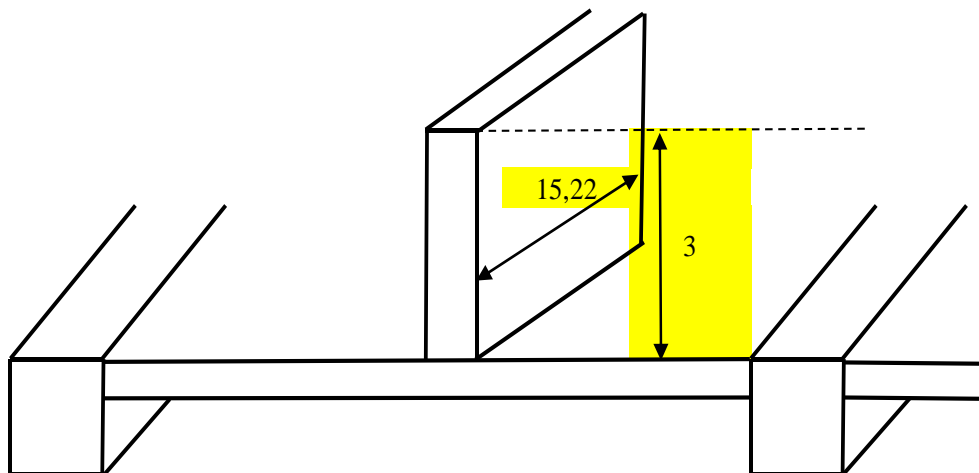
Se tomo en consideracion el paño de losa mas critico, es decir el que tenga una mayor cantidad en longitud de tabique.



Fuente propia: Losa mas critica, con mayor longitud de tabiqueria

Peso de muro sobre losa

Area de la losa = 35,55 m²

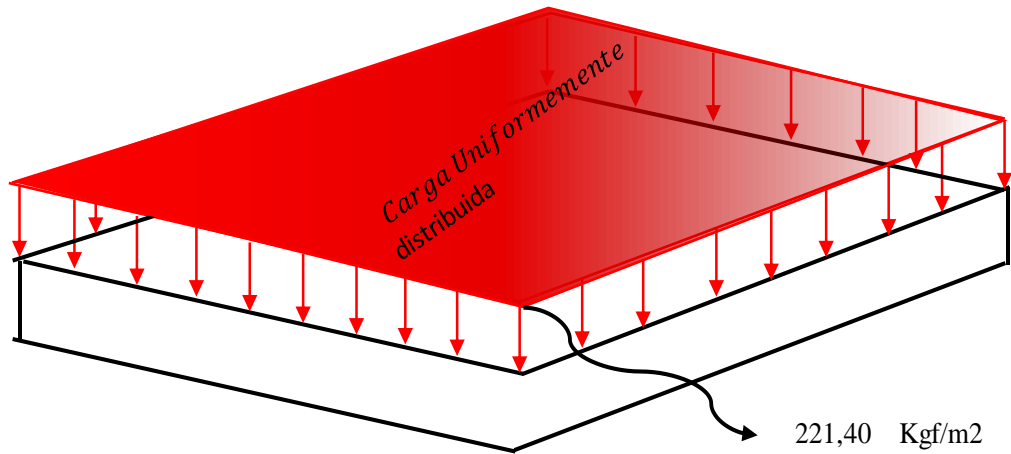


Superficie de muros = Longitud total de muros * altura de muros

Superficie de muros = 45,66 m²

Peso de muro en la losa = $\frac{\text{Superficie de muros} * \text{Peso 1m}^2 \text{ tabique}}{\text{Area de losa}}$

Peso de muro en la losa = 221,3964 Kgf/m²

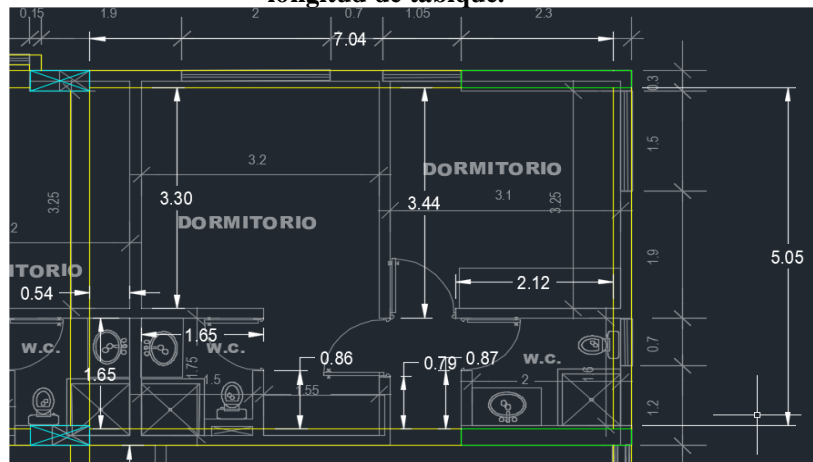


$$SCM = SCA + \text{Peso de muro en losa}$$

$$SCM = 391,40 \text{ Kg/m}^2$$

7.2.2.4 PESO DE TABIQUE (PISO 7)

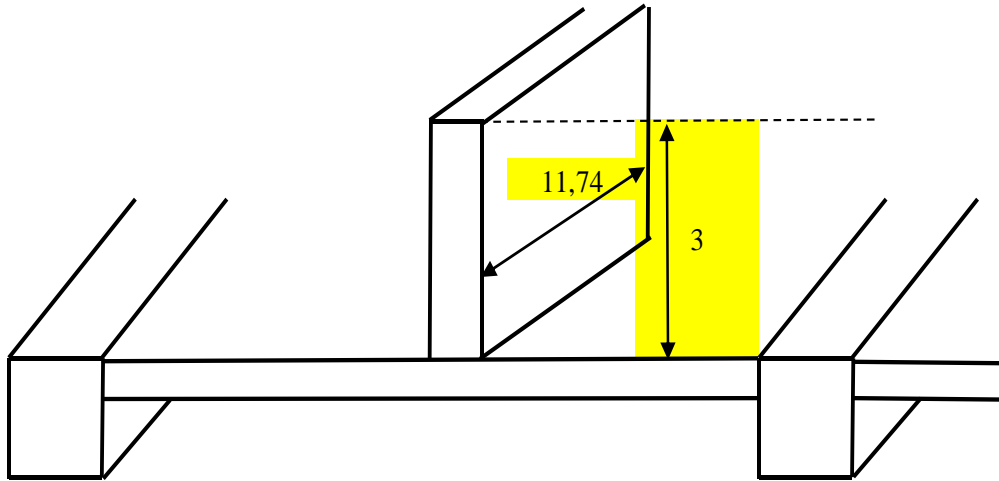
Se tomo en consideracion el paño de losa mas critico, es decir el que tenga una mayor cantidad en longitud de tabique.



Fuente propia: Losa mas critica, con mayor longitud de tabiqueria

Peso de muro sobre losa

$$\text{Area de la losa} = 35,55 \text{ m}^2$$

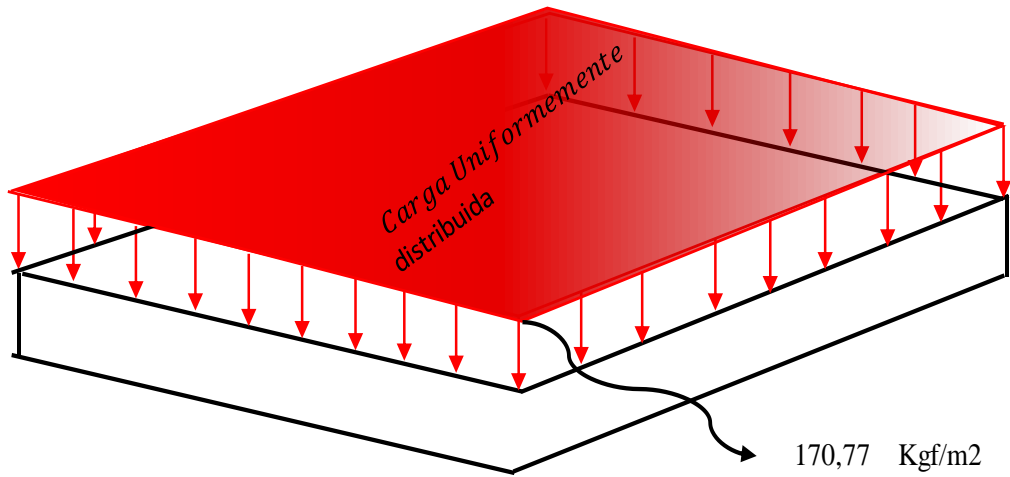


Superficie de muros = *Longitud total de muros * altura de muros*

Superficie de muros = 35,22 m²

Peso de muro en la losa = $\frac{\text{Superficie de muros} * \text{Peso 1m}^2 \text{ tabique}}{\text{Area de losa}}$

Peso de muro en la losa = 170,7749 Kgf/m²



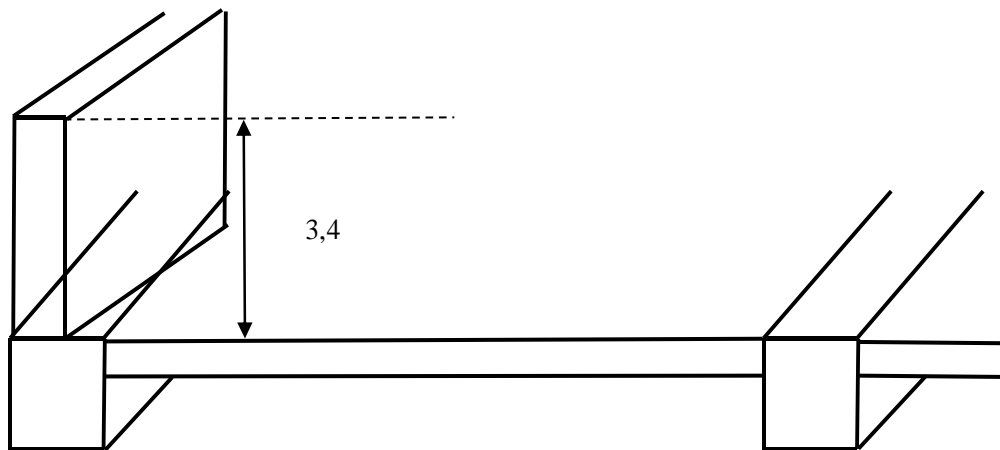
SCM = *SCA + Peso de muro en losa*

SCM = 340,77 Kgf/m²

7.2.3 SOBRECARGA MUERTA (MURO SOBRE VIGA)

7.2.3.1 PESO DE TABIQUE (PLANTA BAJA)

Peso de muro sobre viga

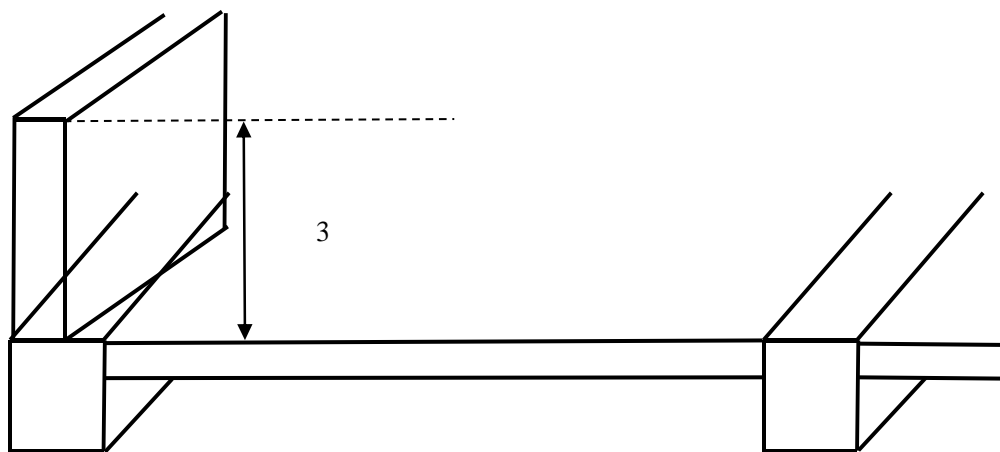


$$\text{Peso de muro sobre viga} = \text{Peso tabique } 1\text{m}^2 * \text{Altura de muros}$$

$$\text{Peso de muro sobre viga} = 586,075 \text{ Kgf/m}$$

7.2.3.2 PESO DE TABIQUE (PISO TIPO 1 A 6)

Peso de muro sobre viga

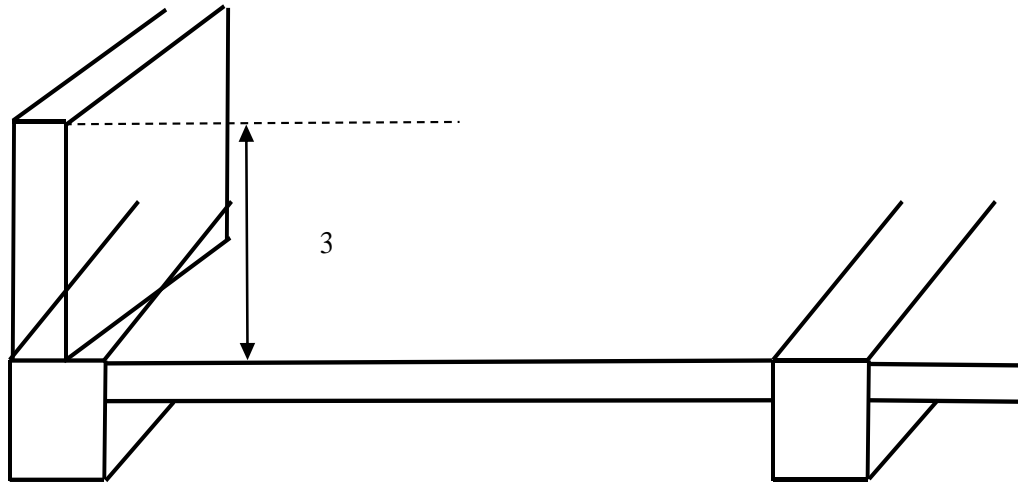


$$\text{Peso de muro sobre viga} = \text{Peso tabique } 1\text{m}^2 * \text{Altura de muros}$$

$$\text{Peso de muro sobre viga} = 517,125 \text{ Kgf/m}$$

7.2.3.3 PESO DE TABIQUE (PISO 7)

Peso de muro sobre viga



$$\text{Peso de muro sobre viga} = \text{Peso tabique } 1\text{m}^2 * \text{Altura de muros}$$

$$\text{Peso de muro sobre viga} = 517,125 \text{ Kgf/m}$$

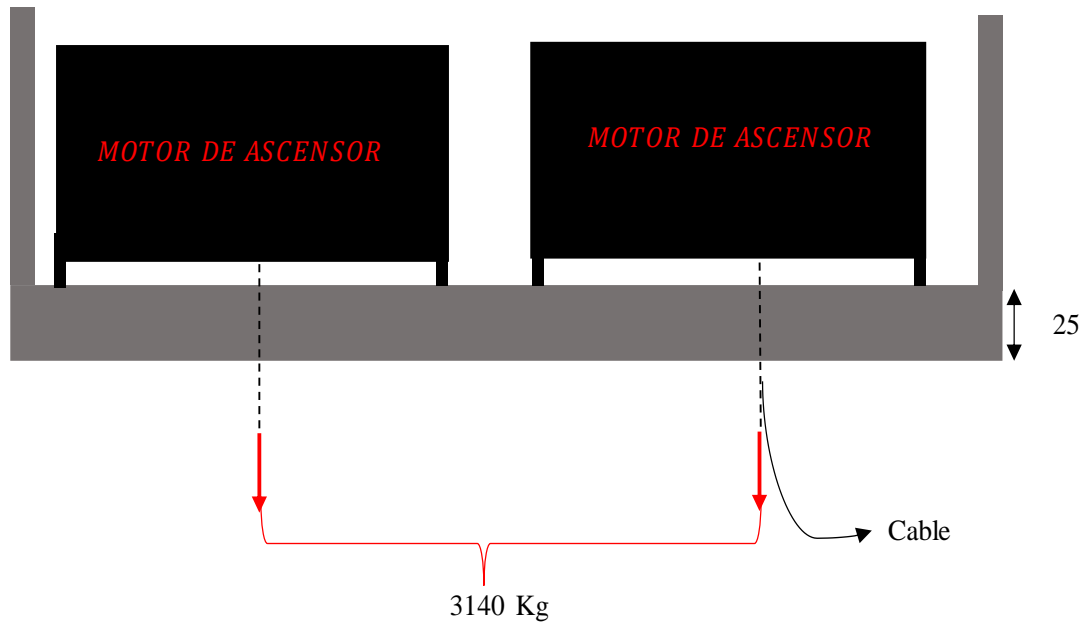
7.2.4 SOBRECARGA MUERTA (Escaleras)

$$\text{Peso de losa de descanso de escalera} = \frac{\text{Peso de mortero} * \text{Altura}}{\text{Area de losa de descanso}}$$

$$\text{Peso de losa de descanso de escalera} = 140,625 \text{ Kgf/m}^2$$

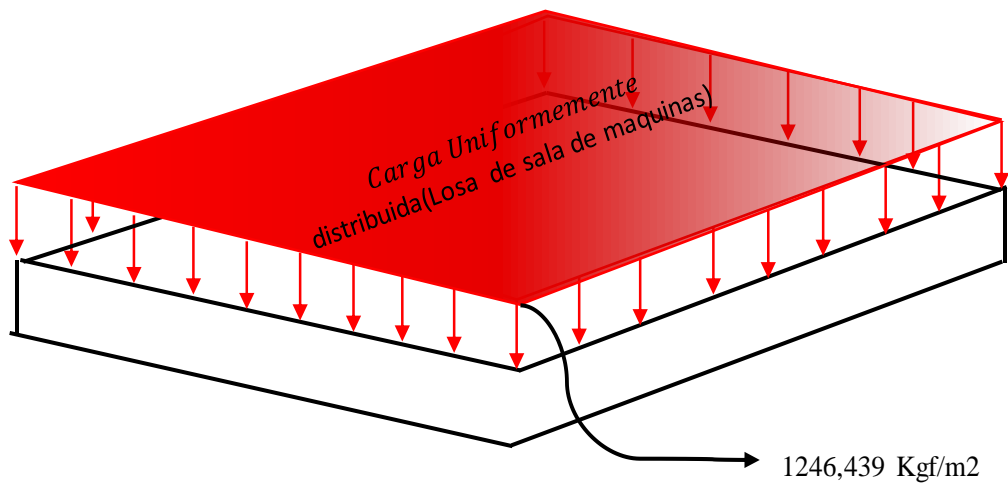
$$\text{Peso de sobre losa inclinada de escalera} = 300 \text{ Kgf/m}^2$$

7.3 CARGAS ESPECIALES (SALA DE MAQUINAS DEL ASCENSOR)



Datos del Ascensor :

- Peso de la cabina = 770 kg
- Carga Util(8 Personas) = 630 Kg
- Chasis = 160 Kg
- Peso del contrapeso = 1085 Kg
- Motor = 480 Kg
- Carga Estatica = 3125 Kg
- Carga Dinamica = 4375 Kg
- Area de la losa = 7,02 m
- Carga Especial = $\frac{Carga\ Dinamica(Kg) * 2}{Area\ de\ la\ losa\ (m^2)}$ = 1246,439 Kgf/m²



7.4 SOBRECARGAS DE SERVICIO (L)

Las cargas que se utilizaran para este proyecto provienen de la norma "Fuente: ACI 318-19, sección 5.2, pp. 66-70."

Tipo de servicio (Seleccionado para el proyecto)	Uniforme(Kn/m2)	Uniforme(Kgf/m2)
Azoteas accesibles privadamente =	3	305,91
Casa multifamiliar y departamentos =	2	203,94
Garaje para vehiculo de 9 personas =	5	509,85
Comercio(negocio) Planta baja =	5	509,85
Escaleras y vias de salida =	3	305,91

7.4.1 TANQUE DE AGUA(L)

Se tomara en consideracion el caso mas desfavorable es decir un tanque de 10m3

CAPACIDAD	PESO	ANCHO	ALTO	ESPESOR
Litros	Kg.	cm.	cm.	mm.
300	7	71	77	5.0
450	10	81	89	6.0
600	13	89	104	6.5
1.200	23	119	148	7.7
1.600	32	131	155	9.0
2.300	49	139	161	10.5
3.500	75	169	178	12.5
5.000	105	187	223	13.0
7.500	150	220	250	15.0
10.000	270	238	260	18.0

$$\text{Peso tanque de agua} = \frac{\text{Peso bruto (Kgf)}}{\text{Area de losa (m2)}}$$

$$\text{Peso bruto} = 10270 \text{ Kgf}$$

$$\text{Capacidad} = 10000 \text{ L} = \text{Kg}$$

$$\text{Peso de tanque} = 270 \text{ Kg}$$

$$\text{Area de la losa} = 10,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del tanque con agua} = 942,20 \text{ Kgf/m}^2$$

8. BRAZO RIGIDO

Rigidez = 0,5 Valor recomendado para hormigon armado

En ingeniería civil, el término "brazo rígido" se utiliza para describir un elemento estructural que no experimenta deformaciones bajo carga, es decir, mantiene su forma y no se flexiona ni se deforma. Es comúnmente empleado en el análisis de estructuras y es útil para simplificar el comportamiento de ciertos sistemas cuando las deformaciones en esos elementos son insignificantes comparadas con otros. Hibbeler, R. C. (2013).

7.3. ANEXO C: (ANALISIS DE CARGA SISMICA)

9. ANALISIS DE CARGA SISMICA

Toda informacion como formulas, teorias y datos referenciales. Se recolectaron desde la norma "NBDS2023" o Bibliografias relacionadas para el diseño de este proyecto.

9.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO BASADO EN NBDS2023

9.2 ALTURA DEL EDIFICIO

Altura del edificio = 35,8 m



9.3 CLASIFICACION DE SUELO DE FUNDACION (NBDS2023, Pag 9)

Se deben tomar en consideracion los efectos del suelo de cimentación en la respuesta sísmica de la estructura.

Para ello:

$$Q_{adm} = 200 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Roca o suelo rigido} = Q_{adm} \geq 5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (GBDS2018)} \quad Q_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2 \text{ Kg/cm}^2 \geq 5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$\text{Suelos firmes} = 5 \text{ kg/cm}^2 > Q_{adm} \geq 3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (GBDS2018)}$$

$$5 \text{ Kg/cm}^2 > 2 \text{ Kg/cm}^2 \geq 3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$\text{Suelos intermedios} = 3 \text{ kg/cm}^2 > Q_{adm} \geq 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (GBDS2018)}$$

$$3 \text{ Kg/cm}^2 > 2 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Suelos blandos = $1.5 \text{ kg/cm}^2 > Q_{adm} \geq 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ (GBDS2018)

1,5 Kg/cm² > 2 Kg/cm² ≥ 0,5 Kg/cm² **NO CUMPLE**

TIPO DE SUELO = **Suelo Intermedio** S3

9.4 TIPO DE ESTRUCTURA SEGÚN USO/FACTOR DE IMPORTANCIA (NBDS2023, Pag 15)

Tipo de estructura = **TIPO II**

Edificios habituales como ser: Viviendas, oficinas, hoteles y etc. (NBDS2023)

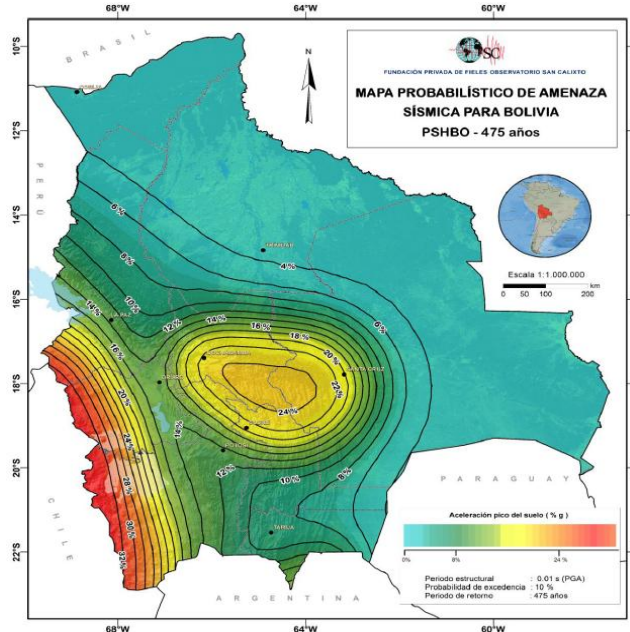
Factor de importancia (Ie)

TIPO	Ie
IV	1,5
III	1,3
II	1
I	NOTA

Factor importancia = **1**

Nota: Edificaciones cuya resistencia y rigidez sean adecuadas para resistir acciones laterales a criterio del proyectista.(NBDS2023)

9.5 ACELERACION MAXIMA DE SUELO (NBDS2023, Pag 90)



So = **0,24** %

Fuente: NBDS2023

9.6 COEFICIENTES DE SITIO PERIODO CORTO Y LARGO (NBDS2023, Pag 11)

Coefficiente de periodo corto, Fa (NBDS2023)

Tipo de suelo	So					
	<0,067	0,133	0,200	0,267	0,333	>0,400
S0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
S2	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1	1,1
S3	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1	1,1
S4	2,4	1,7	1,3	1,2	1,2	1,2

Interpolacion lineal

$$y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}(x - x_1)$$

y = Fa = 1,140299

x1= 0,2

x= 0,24

y1= 1,2

y2= 1,1

x2= 0,267

Coefficiente de periodo largo, Fv (NBDS2023)

Tipo de suelo	So					
	<0,053	0,107	0,160	0,213	0,267	>0,320
S0	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S2	1,2	1,3	1,5	1,5	1,5	1,4
S3	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7
S4	3,5	3,0	2,8	2,4	2,4	2,4

Interpolacion lineal

$$y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}(x - x_1)$$

y = Fv = 1,85

x1= 0,213

x= 0,24

y1= 1,9

y2= 1,8

x2= 0,267

9.7 CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO (NBDS2023, Pag 17)

Categoría de diseño sísmico en función de, Fa*So y tipo de estructura (NBDS2023)

Fa*So					Tipo de estructura		
					I,II,III	IV	
0,274	<	0,067			A	A	<u>NO CUMPLE</u>
0,067	≤	0,274	<	0,133	B	C	<u>NO CUMPLE</u>
1,333	≤	0,274	<	0,200	B,C	D	<u>NO CUMPLE</u>
0,200	≤	0,274			<u>C,D</u>	D	<u>OK</u>

Categoría de diseño sísmico en función de, Fv*So y tipo de estructura (NBDS2023)

Fa*So					Tipo de estructura		
					I,II,III	IV	
0,444	<	0,054			A	A	<u>NO CUMPLE</u>
0,054	≤	0,444	<	0,106	B	C	<u>NO CUMPLE</u>
1,333	≤	0,444	<	0,160	B,C	D	<u>NO CUMPLE</u>
0,160	≤	0,444			<u>C,D</u>	D	<u>OK</u>

Selección de portico : **INTERMEDIO**

9.8 PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO (NBDS2023, Pag 36)

El periodo fundamental de la estructura, T, en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. El periodo fundamental, T, no debe ser mayor al producto del coeficiente, Cu y el periodo fundamental aproximado, Ta. Como una alternativa al análisis para la determinación del periodo fundamental, se permitiera usar directamente el periodo fundamental aproximado, Ta. (NBDS2023, Pag 36).

El periodo fundamental puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$Ta = Ct * hn^x$$

hn = altura de la estructura

hn = 35,8 m

Coefficientes C_t y x se obtienen de la siguiente tabla:

Tipo de estructura	C_t	x
Porticos resistentes a momentos, en los que los porticos resisten el 100% de la fuerza sismica y que no esten ligados a componentes rigidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
Porticos de acero resistentes a momentos.	0,0724	0,80
Porticos de hormigon resistentes a momentos.	0,0466	0,90
Porticos de acero arriostrados excentricamente.	0,0731	0,75
Porticos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales.	0,0488	0,75

$$T_a = C_t * h_n^x \quad T_a = 0,0466 * 35,80^{0,90} = 1,166 \text{ Seg}$$

9.9 LIMITE SUPERIOR DEL PERIODO CALCULADO TMAX (NBDS2023, Pag 36)

$$T_{max} = C_u * T_a$$

El coeficiente C_u se obtiene mediante la siguiente tabla:

$F_v * S_o$	C_u
$\geq 0,32$	1,4
0,24	1,4
0,16	1,5
0,12	1,56
$\leq 0,08$	1,7

$$F_v * S_o = 0,444$$

$$C_u = 1,4$$

$$T_{max} = 1,633 \text{ s}$$

9.10 COEFICIENTES DE MODIFICACION DE RESPUESTA R Y FACTORES DE IRREGULARIDAD

Coefficientes de reduccion, R, amplificacion, Cd y valores de distorcion, Δ^1 . (NBDS2023, Pag 21)

Sistema estructural	R	Cd	Δ^1
Sistema de porticos			
Porticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5,5	0,012
Porticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4,5	0,011
Porticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2,5	0,01
Sistema de entepiso sin viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con abacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura maxima, 30 m.	2,5	1,8	0,007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con abacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura maxima, 30 m.	4	3,6	0,008
Sistema de entepiso con vigas planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura maxima, 30m	2,5	1,8	0,007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas ($b \geq 400\text{mm}$) y columnas. Altura Maxima, 30m.	4	3,6	0,008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas bidireccionales con abacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales	5,5	4,5	0,009
Sistema de muros			
Muros estructurales especiales	6	5	0,009
Muros estructurales ordinarios	5	4,5	0,008
Sistemas duales			
Porticos especiales con muros especiales	7	5,5	0,0010
Porticos especiales con muros especiales acoplados	8	8	0,0010
Porticos especiales con muros ordinarios	6	5	0,009
Porticos intermedios con muros especiales	6,5	5	0,009
Porticos intermedios con muros ordinarios	5,5	4,5	0,008
Porticos ordinarios con muros ordinarios	4,5	4	0,007
Sistema de muros con ductilidad limitada	4	3,6	0,006

TABLA 9.10.1 DE COEFICIENTES DE REDUCCION, AMPLIFICACION Y DISTORCION

Factor de modificacion de respuesta basico (depende del sistema de resistencia lateral) = 6,5

R = 6,5

Factor de irregularidad en altura = 1 (NBDS2023, Pag 26)

Factor de irregularidad en planta = 1 (NBDS2023, Pag 27)

9.11 CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO (NBDS2023, Pag 35)

$$C_s = \frac{2,5 * Fa * So}{\left(\frac{R}{Fi}\right)} \qquad C_s = \frac{2,5 \times 1,14 \times 0,24}{\frac{6,5}{1}} = 0,105$$

- Cs = Coeficiente sismico
- Fa = Coeficiente de periodo corto
- So = Aceleracion maxima del suelo
- R = Factor de modificacion de respuesta basico
- Fi = Factor de importancia

El valor calculado del coeficiente de respuesta sismica no debe exceder:

$$C_s = \frac{1,25 * Fv * So}{Tmax * \left(\frac{R}{Fi}\right)} \qquad C_s = \frac{1,25 \times 1,85 \times 0,24}{1,63 \times \frac{6,5}{1}} = 0,052$$

Entonces utilizar = **0,052** = 5,23 %

Y tampoco debe ser menor a:

$$C_s = 0,11 * Fa * So * Fi \geq 0,01$$

$$C_s = 0,11 \times 1,14 \times 0,24 \times 1 = 0,030 \quad ; \quad \text{CUMPLE}$$

9.12 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA (NBDS, Pag 37)

- K = 1 Para T ≤ 0,5s
- K = 1,57 Para T = 1,63 s
- K = 2 Para T ≥ 2,5s

Interpolacion lineal

$$y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}(x - x_1) \qquad y = k = \mathbf{1,57}$$

- x1= 0,5
- x= 1,63
- y1= 1
- y2= 2
- x2= 2,5

9.13 ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO (NBDS2023, Pag 31)

Espectro Elastico

$$S_o = 0,24 \quad \%$$

$$\text{Suelo} = S3$$

$$F_a = 1,140$$

$$F_v = 1,85$$

Espectro de diseño

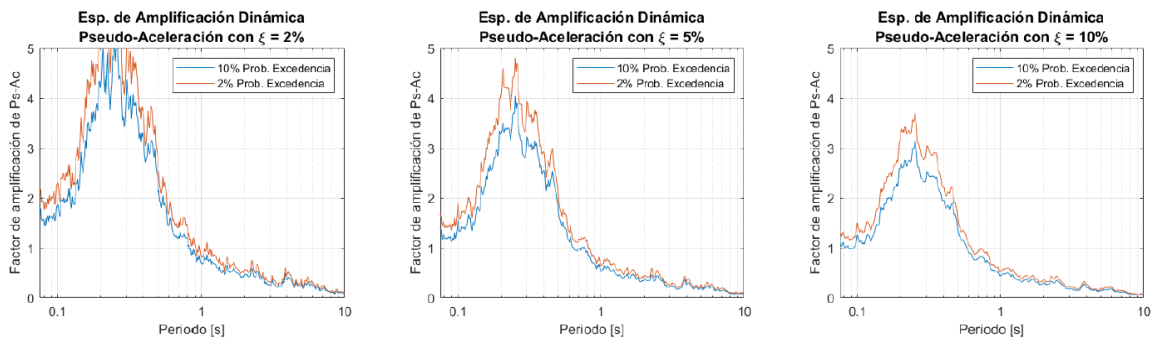
$$\text{Factor de importancia} = I_e = 1$$

$$\text{Factor de amplificacion topografica} = \tau = 1$$

$$\text{Factor de reduccion sismica} = R = 6,5$$

Periodos limites T_o, T_s, T_l (NBDS2023, Pag 108)

Para obtener el espectro de respuesta base para Bolivia se utilizaron las misma expresiones que se usaron en la Guia Sismica de Bolivia 2020. Estas ecuaciones, se han actualizado y ajustado a los espectro mostrados en la siguiente figura. (NBDS2023, Pag 108).



Fuente NBDS2023: Espectro de amplificacion dinamica de psuedos aceleraciones, estacion sismologica LPAZ.

Para ello la norma nos brinda las siguientes ecuaciones para pediorodos limites:

$$T_o = 0,15 * \frac{F_v}{F_a} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$T_s = 0,5 * \frac{F_v}{F_a} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$T_l = 4 * \frac{F_v}{F_a} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

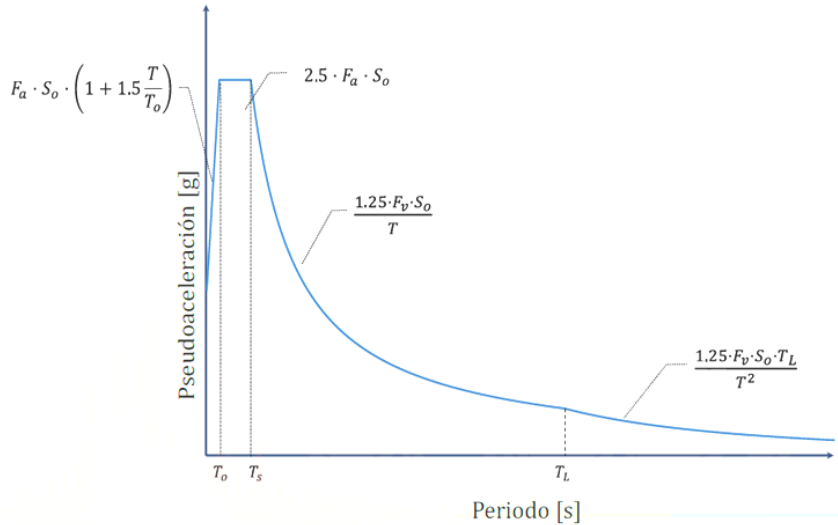
$$T_0 = 0,243$$

$$T_s = 0,811$$

$$T_l = 6,490$$

9.13.1 CALCULO DEL ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

Para ello se debe utilizar las ecuaciones que se muestra en la siguiente figura:



Fuente NBDS2023: Espectro elastico de pseudoaceleracion en unidades de, g.

$$S_a = \frac{S_{ae} * I_e * \tau}{R}$$

NBDS 2023, Pag 32

PSEUDOACELERACION			
Elastico		Diseño (Art.20)	
T	Sae(m/s2)	T	Sa(m/s2)
0,0000	0,2737	0,0000	0,0421
0,2434	0,6842	0,2434	0,1053
0,8112	0,6842	0,8112	0,1053
1,0000	0,5550	1,0000	0,0854
1,5000	0,3700	1,5000	0,0569
2,0000	0,2775	2,0000	0,0427
2,5000	0,2220	2,5000	0,0342
3,0000	0,1850	3,0000	0,0285
3,5000	0,1586	3,5000	0,0244
4,0000	0,1388	4,0000	0,0213
4,5000	0,1233	4,5000	0,01897
5,0000	0,1110	5,0000	0,0171
5,5000	0,1009	5,5000	0,0155
6,0000	0,0925	6,0000	0,0142
6,4895	0,0855	6,4895	0,0132
7,0000	0,0793	7,0000	0,0122
7,5000	0,0640	7,5000	0,0099
8,0000	0,0563	8,0000	0,0087
8,5000	0,0499	8,5000	0,0077

9,0000	0,0445	9,0000	0,0068
9,5000	0,0399	9,5000	0,0061
10,0000	0,0360	10,0000	0,0055

TABLA 9.13.2 DE VALORES DE PSEUDOACELERACION

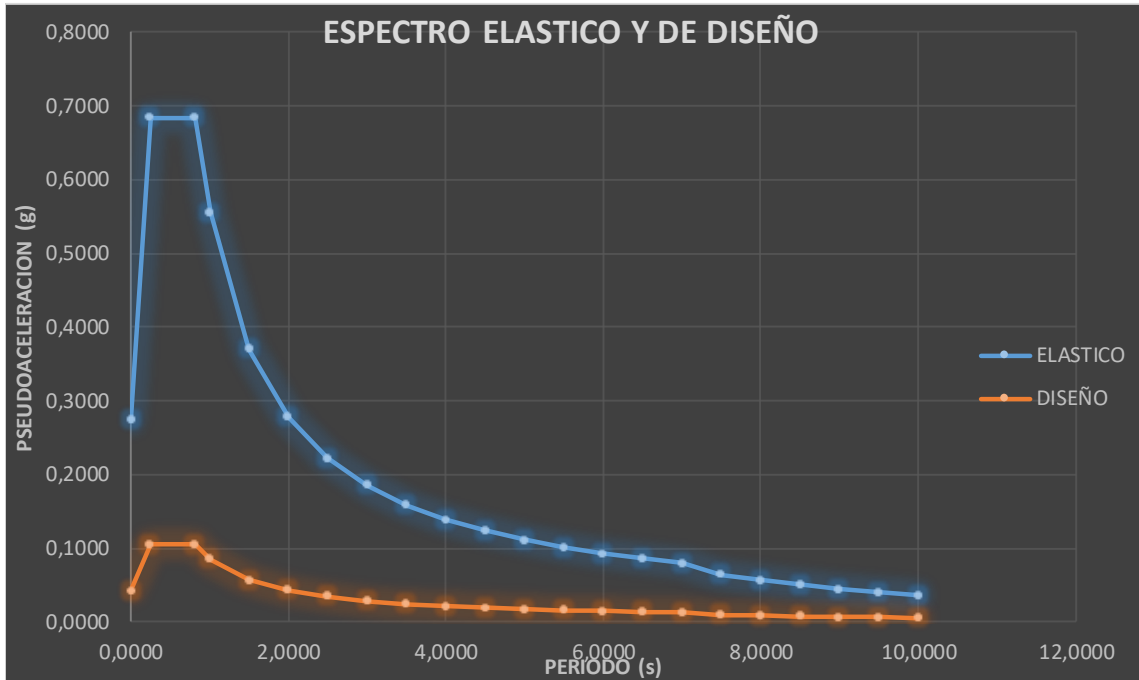


GRAFICO 9.13.3 DE ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

9.14 CALCULO DE CORTANTE BASAL (NBDS2023)

$$V = C_s * W$$

NBDS2023, Pag 35

- C_s = Coeficiente sísmico
- W = Peso de la estructura
- V = Fuerza de corte basal

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
Dead	LinStatic			0	0	2749173,19	3727734604	-2632028590	9211,55
Live	LinStatic			0	0	971382,7	1343796594	-930777591	2019,92
SCA	LinStatic			0	0	70187,02	110210705,03	-75733076,85	-22,04
SCM	LinStatic			0	0	992134,8	1303605185	-953792042	3600,73
Sismo Estático	LinStatic	Step By Step	1	-195397,49	0	0	129886,84	-430979958	260029349,82
Sismo Estático	LinStatic	Step By Step	2	0	-195397,49	0	430820810,65	-171313,14	-191090693
SISMODINAMI...	LinRespSpec	Max		150333,08	91945,07	32880,56	208996285,2	329959844,32	267365643,15
SISMODINAMI...	LinRespSpec	Max		91850,95	184364,05	32605,67	412146296,82	205812208,82	264933208,08
DERIVA-X	LinRespSpec	Max		751665,39	459725,33	164402,8	1044981426	1649799222	1336828216
DERIVA-Y	LinRespSpec	Max		459254,75	921820,24	163028,37	2060731484	1029061044	1324666040
RIGIDEZ	LinRespSpec	Max		880841,21	1030089,76	28260,29	2290163889	1932017806	1882306907
PESO SISMICO	Combination			0	0	4054340,68	5477499642	-3894248107	13295,23

Fuente propia : Peso sísmico de la estructura

$$W = 4052873,38 \text{ Kg} = 4052,873 \text{ Tnf}$$

$$V = 0,052 \times 4052,873 \text{ Tnf} = 211,9015 \text{ Tnf}$$

9.15 CALCULO DEL ESCALADO DE FUERZAS (NBDS2023)

VDX = Sismo Dinamico en X

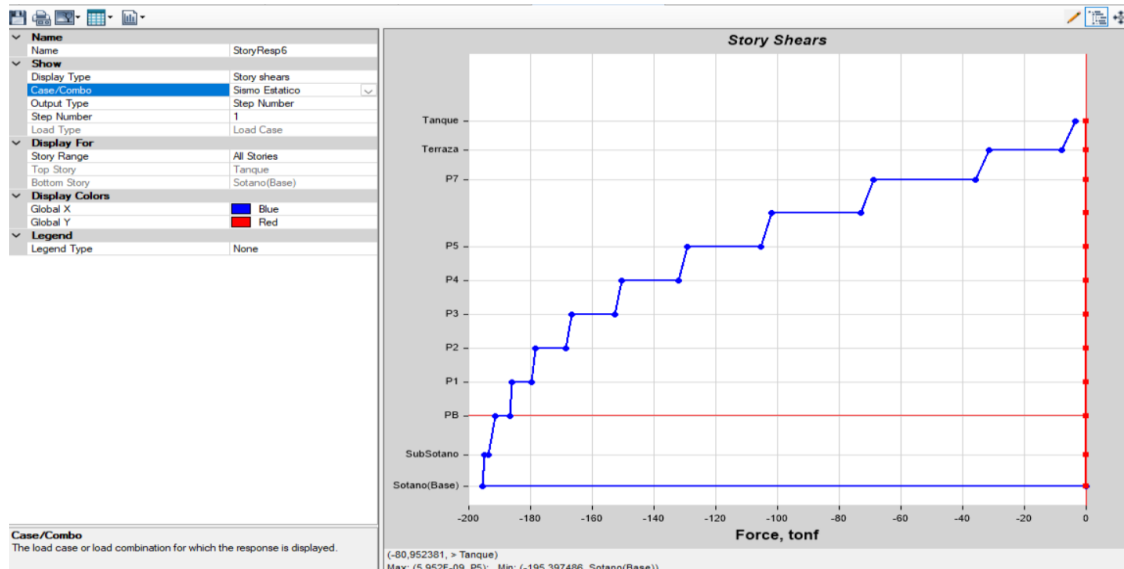
VE = 195,39 Tnf

VDY = Sismo Dinamico en Y

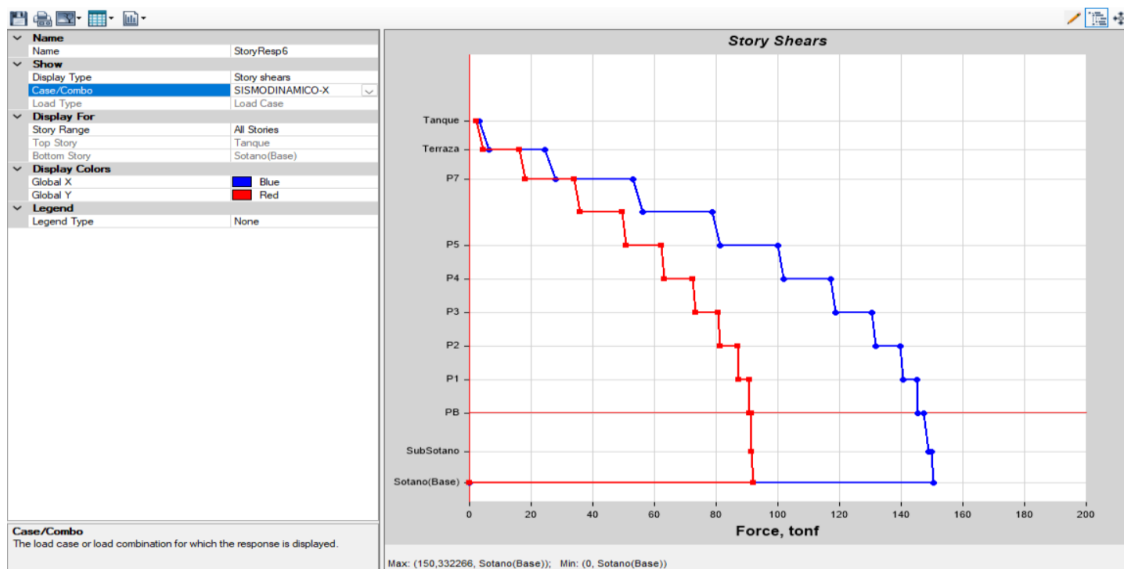
VDX = 150,33 Tnf

VE = Cortante estatico

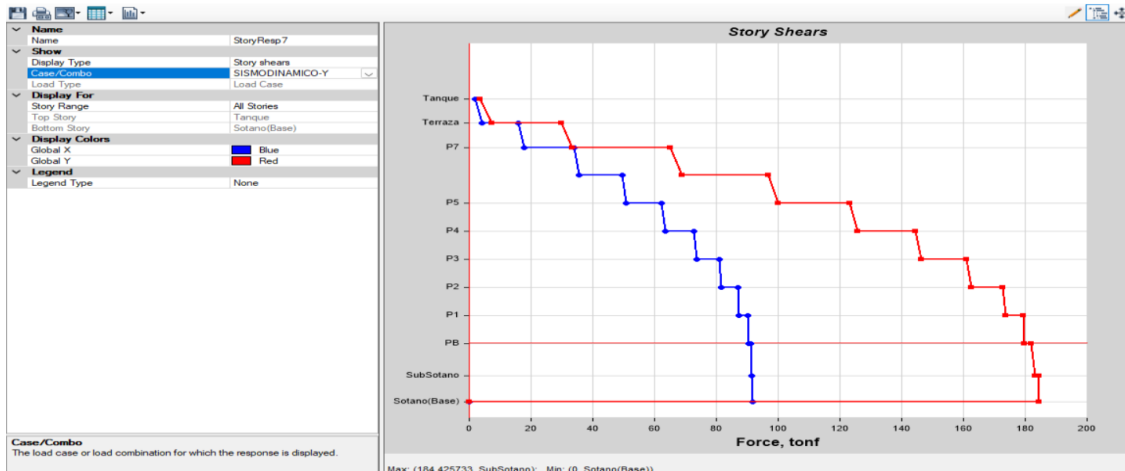
VDY = 184,43 Tnf



Fuente propia : Cortante estatico



Fuente propia :Sismo Dinamico en X



Fuente propia : Sismo Dinamico en Y

Cuando la respuesta combinada para para el cortante basal modal, V_t , resulte menor que el 65% del cortante basal, V , calculado, debe realizarse una correccion modificando el valor de, R , de la siguiente manera: (NBDS2032, Pag 41).

Comprobacion

$$0,65 \times VE \leq \text{El sismo dinamico en X y Sismo dinamico en Y}$$

$$0,65 \times 195,39 = 127,0035 \text{ **CUMPLE**}$$

Como cumple la condicion inicial, no se aplica la correccion de la modificacion de R .

9.16 CALCULO PARA DEFINIR EL SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS 2023)

$$CBX = \text{Fuerza cortante en la base (Eje x).} \quad CBX = 145,31 \text{ Tonf}$$

$$CMX = \text{Fuerza cortante que resisten los muros (Eje x).} \quad CMX = 117,01 \text{ Tonf}$$

$$CBY = \text{Fuerza cortante en la base (Eje y).} \quad CBY = 179,73 \text{ Tonf}$$

$$CMY = \text{Fuerza cortante que resisten los muros (Eje y).} \quad CMY = 114,43 \text{ Tonf}$$

$VX =$ % de cortante que resisten los muros (Eje x).

$VY =$ % de cortante que resisten los muros (Eje y).

$$VX = \frac{CMX}{CBX} = \frac{117,01}{145,31} = 0,81 \quad \%$$

$$VY = \frac{CMY}{CBY} = \frac{114,43}{179,73} = 0,64 \quad \%$$

E Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	-20,8374	23,2091	m
Global Y	-9,7509	-9,8251	m

Load Case

SISMODINAMICO-X

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	1,1859	m
Global Y	-9,788	m
Global Z	0	m
Angle	359,904	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	145,3132	90,9593	28,8128	145,3132	90,9593	28,8128
Moment	1616,0359	2383,0088	3868,2954	1614,3015	2380,3683	3868,2956

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE X).

E Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	-20,8374	23,2091	m
Global Y	-9,7509	-9,8251	m

Load Case

SISMODINAMICO-X

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	1,1859	m
Global Y	-9,788	m
Global Z	0	m
Angle	359,904	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	117,0105	57,8193	29,7205	117,0105	57,8193	29,7205
Moment	1393,998	1891,5396	3130,2995	1393,8364	1891,2824	3130,2996

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE X).

E Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	-19,9475	20,6879	m
Global Y	-9,8992	-9,8992	m

Load Case

SISMODINAMICO-Y

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0,3702	m
Global Y	-9,8992	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

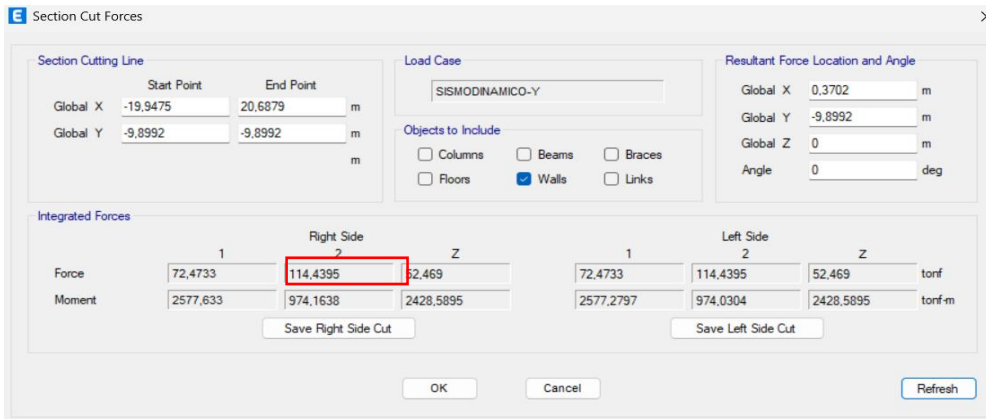
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	90,5455	179,736	28,7523	90,5455	179,736	28,7523
Moment	3036,15	1494,1749	3338,974	3032,5115	1492,5319	3338,974

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE Y).



FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE Y).

9.16.1 TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS2023, Pag 20)

Según la NBDS2023 en la pagina 19, existen 5 sistemas estructurales los cuales son:

- 1.- Sistema de porticos: Cuando al menos 75% del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fraccion de la accion sismica.

$$\begin{array}{l}
 VX = 0,81 \% \\
 VY = 0,64 \%
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} VX \\ VY \end{array}} \right\} \text{NO CUMPLE CRITERIO}$$

- 2.- Sistema de entrepisos sin viga: Entrepisos planos, compuestos por losas nervadas bidireccionales o losas macizas en columnas y/o muros ordinarios que cuentan con abacos y/o capiteles. Altura maxima 30m.

$$\text{Altura del edificio} = 35,8 \text{ m} \longrightarrow \text{NO CUMPLE CRITERIO}$$

- 3.- Sistema de entrepisos con vigas planas: El sistema de entrepiso plano debe estar compuesto por losas nervadas unidireccionales, bidireccionales o macizas de ancho mayor o igual a 400mm y sobre columnas y/o muros especiales que cuentan con abacos y/o capiteles.

$$\text{HLR} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{NO CUMPLE CRITERIO}$$







- 4.- Sistema de muros: Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la accion sismica, resistiendo al menos 75% de la fuerza cortante basal.

VX= 0,81 % } **NO CUMPLE CRITERIO**
 VY = 0,64 % }

5.- Sistema mixto o duales: La acción sísmica es resistida tanto por porticos, como por muros estructurales. La fuerza cortante que solicita los muros está entre el 25% y el 75% de la fuerza cortante basal.

VX= 0,81 % } **CUMPLE CRITERIO**
 VY = 0,64 % }

9.17 COEFICIENTES DE PANDEO DEFINIDOS (K)

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0

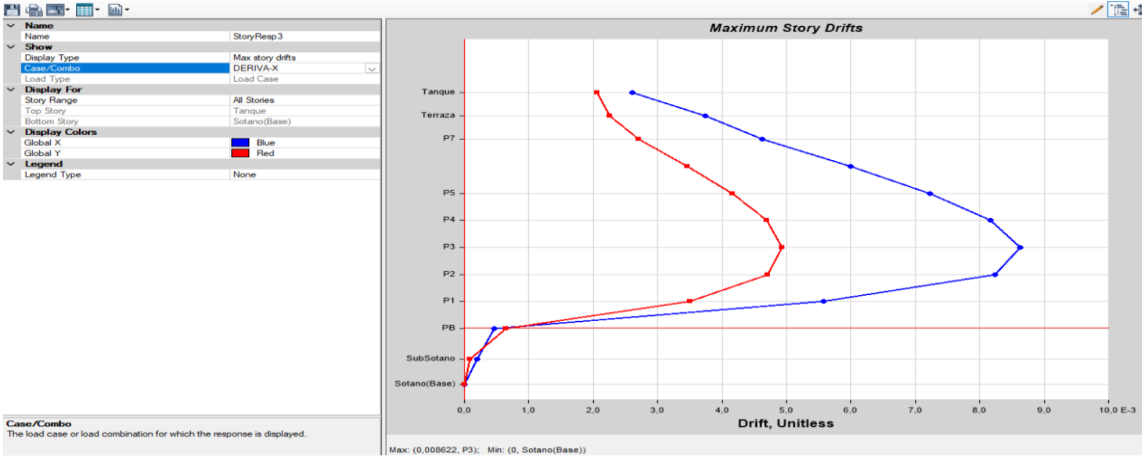
FUENTE: TESIS POSTENSADO - UMSS.

Valores Definidos	
ZOTANO	0,80
SUBZOTANO	0,80
PLANTA BAJA	0,65
PISO 1 A 7	0,65
TERRAZA	0,80
TANQUE	0,80

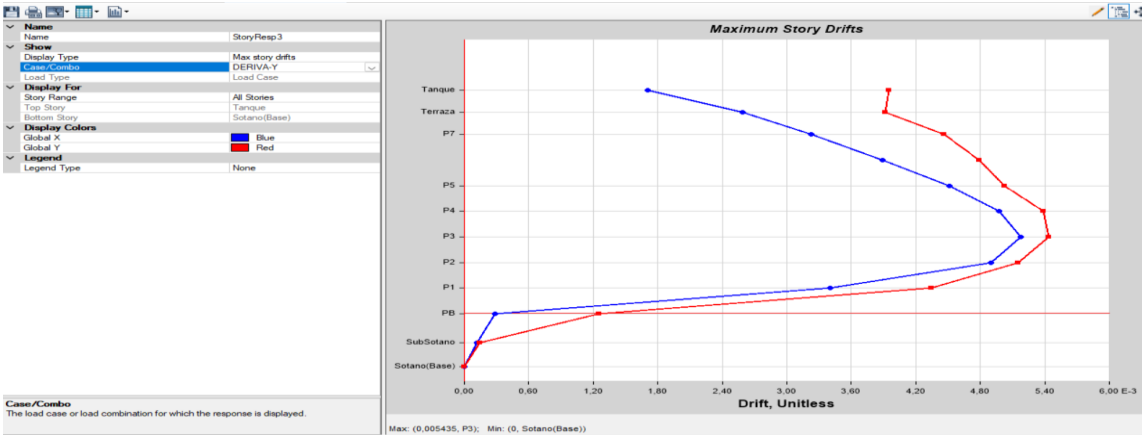
9.18 COMPROBACION DE DERIVAS (NBDS2023)

Sistema estructural	R	Cd	Δ^1
Sistemas duales-Porticos intermedios con muros especiales	6,5	5	0,009

COMPROBACION			
DERIVA-X	0,00862	=<	0,009
DERIVA-Y	0,00540	=<	0,009
CUMPLE			



FUENTE PROPIA: DERIVA-X.



FUENTE PROPIA: DERIVA-Y.

9.19 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia)

Mediante el programa(ETBAS) utilizado para este proyecto, podemos definir las irregularidades estructurales que pueden disminuir mediante la formula que estipula en la pagina 25 de la NBDS2023 el valor admisible (Δ^1), esto mismo nos describe en la tabla de irregularidades estructurales en altura en la pagina 26 NBDS2023:

SE TOMARA EN CONSIDERACION LA IRREGULARIDADES QUE TENGAN UNA RELACION CON EL TIPO DE PROYECTO QUE SE ESTA DISEÑANDO EN ESTE CASO

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Ia
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	
Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de la direcciones de analisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.	0,15
Irregularidades de Resistencia - Piso Debil	
Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de la direcciones de analisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.	0,15
Irregularidad Extrema de Rigidez	
Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de analisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral de los tres niveles superiores adyacentes.	0,20
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera en la direcciones de analisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,20

TABLA 9.19.1 DE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

En la siguiente tabla que se obtiene del programa ETABS, se puede observar la rigides en "X-Dir" y "Y-Dir" que ambas tienen unidad de "Tonf/m" porque es la razon entre el cortante y el desplazamiento relativo. Y los ratios de rigidezes se obtienen apartir de la relacion de un piso respecto al inmediato superior.

Planta	Elevacion	X-Dir	Ratio (X-Dir)	Y-Dir	Ratio (Y-Dir)
	m	tonf/m		tonf/m	
Tanque	26,1	4743,511	---	4107,385	---
Terraza	23,5	17475,59	3,684105	17783,35	4,329604
P7	20,9	24055,85	1,37654	26800,11	1,507034
P6	17,9	28277,06	1,175476	34880,24	1,301496
P5	14,9	30410,28	1,07544	39762,49	1,139972
P4	11,9	32156,3	1,057416	43466,77	1,09316
P3	8,9	34991,81	1,088179	47993,72	1,104148
P2	5,9	39603,2	1,131785	54395,97	1,133398
P1	2,9	60100,82	1,517575	75854,03	1,394479
PB	-0,1	808465,4	13,45182	407271,2	5,369144
SbSotano	-3,5	2148953	2,658065	2749829	6,751838

TABLA 9.19.2 DE RIGIDEZ Y RATIOS DE RIGIDEZ

Planta	Ratio (Y-Dir)	Ratio (Y-Dir) en %	Ratio (Y-Dir)	Ratio (Y-Dir) en %
P7	1,37654	137,654	1,507034	150,7034
P6	1,175476	117,5476	1,301496	130,1496
P5	1,07544	107,544	1,139972	113,9972
P4	1,057416	105,7416	1,09316	109,316
P3	1,088179	108,8179	1,104148	110,4148
P2	1,131785	113,1785	1,133398	113,3398
P1	1,517575	151,7575	1,394479	139,4479

TABLA 9.19.3 DE RATIOS EN %

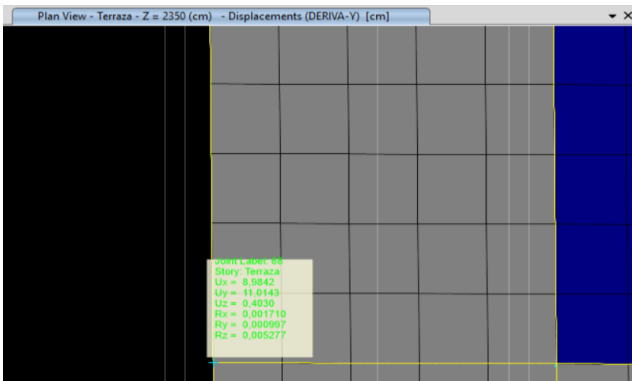
Como se pueda observar en la "Tabla de ratios en %" la estructura no tienen ningun tipo de irregularidad estructural en altura (Ia). Debido a que ningun ratio es menor que el 80%.

9.20 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (Ip)

SE TOMARA EN CONSIDERACION LA IRREGULARIDADES QUE TENGAN UNA RELACION CON EL TIPO DE PROYECTO QUE SE ESTA DISEÑANDO EN ESTE CASO.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Ip
Irregularidad Torcional	
Existe irregularidad de torcional cuando, en cualquiera de las direcciones del analisis, el maximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa direccion, calculado incluyendo exentricidad accidental, es mayor que 1,30 veces desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condicion de carga (Δ_{prom}).	0,15
Irregularidad Torcional Extrema	
Existe irregularidad torcional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones del analisis, el maximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa direccion, calculado incluyendo exentricidad accidental, es mayor que 1,50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condicion de carga (Δ_{prom}).	0,20

TABLA 9.20.1 DE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA



FUENTE PROPIA: (Δ_{max}) del edificio.

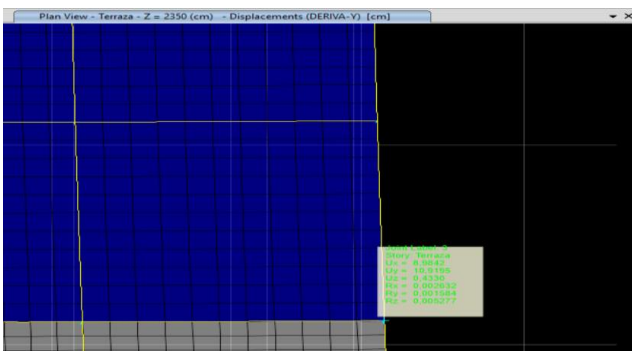
$$\Delta_{max} = 11,01 \text{ cm}$$

$$\Delta_{min} = 10,91 \text{ cm}$$

$$\Delta_{prom} = \frac{11,01 + 10,91}{2} = 10,96$$

$$\frac{11,01}{10,96} = 1,00 \leq \begin{cases} 1,3 \text{ veces} \\ 1,5 \text{ veces} \end{cases}$$

NO EXISTE IRREGULARIDAD TORCIONAL EN ESTE PROYECTO EN EJE-Y.



FUENTE PROPIA: (Δ_{min}) del edificio.

NIVEL	Caso	Direccion	Maximo	Promedio	Ratio
			cm	cm	
Tanque	Deriva-X	X	10,2657	9,4786	1,083
Terraza	Deriva-X	X	13,5744	8,9529	1,516
P7	Deriva-X	X	12,8332	8,277	1,55
P6	Deriva-X	X	11,6341	7,3357	1,586
P5	Deriva-X	X	10,0731	6,224	1,618
P4	Deriva-X	X	8,1933	4,9676	1,649
P3	Deriva-X	X	6,0758	3,6208	1,678
P2	Deriva-X	X	3,846	2,2666	1,697
P1	Deriva-X	X	1,7169	1,0333	1,662
PB	Deriva-X	X	0,1707	0,149	1,145
SbSotano	Deriva-X	X	0,0294	0,0269	1,094

TABLA 9.20.2 DE DESPLAZAMIENTO EN EJE-X

COMO SE PUEDE OBSERVAR EN LA TABLA 9.20.2 DE DESPLAZAMIENTO EN EJE-X EXISTE IRREGULARIDAD TORCIONAL EXTREMA YA QUE POR LA GEOMETRIA DEL EDIFICIO ESTE ES MAS DEBIL DE ESE SENTIDO.

9.21 FACTORES DE IRREGULARIDAD TOTAL

$$FIT = 1 - \sum Ia - \sum Ip \quad (\text{NBDS2023, Pag 25})$$

$$FIT = 1 - 0,20 = 0,80$$

Ahora como sabemos que nuestro valor admisible de derivas es **0,009**, este se tiene que **multiplicar por el factor de irregularidad total**.

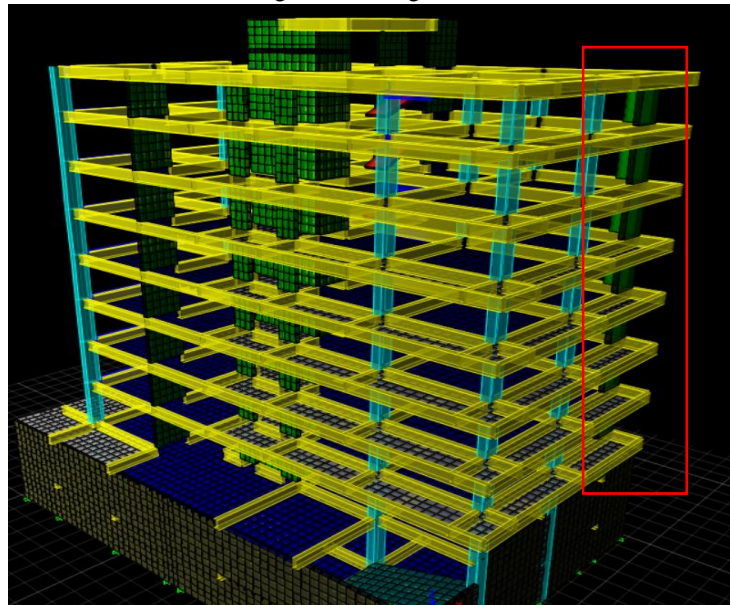
$$\Delta^1 = 0,009 \longrightarrow \Delta^1 = 0,009 \times 0,80 = 0,0072 \longrightarrow \text{Nuevo valor admisible}$$

9.22 COMPROBACION DE DERIVAS (NBDS2023)

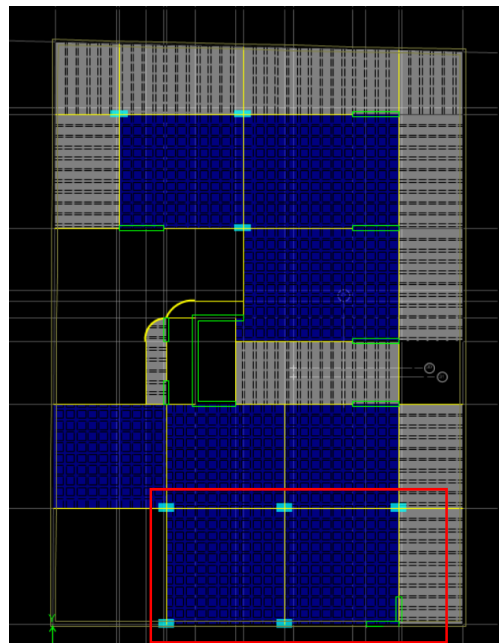
Sistema estructural	R	Cd	Δ^1
Sistemas duales-Porticos intermedios con muros especiales	6,5	5	0,0072

COMPROBACION			
DERIVA-X	0,00862	=<	0,0072
DERIVA-Y	0,00540	=<	0,0072
NO CUMPLE			

Como se puede observar del EJE-X que es el lado mas debil de la estructura no cumple, por lo que se debe modificar la estructura, es decir implementar o añadir elementos de hormigon armado que ayuden al edificio a soportar las cargas de su lado mas debil. Para este caso se definio implementar un muro de hormigon armado y cambiar el sentido de las columnas rectangulares hacia el lado mas debil de la estructura, que se podra ver en las siguientes imagenes:



FUENTE PROPIA: MURO DE HORMIGON ARMADO EN L.



FUENTE PROPIA: NUEVA DISPOSICION DE COLUMNAS.

Esto implica realizar un nuevo analisis, puesto que la estructura inicialmente analizada a sido modificada por lo que las cargas y resultados estan sujetos a cambios que pueden modificar el proyecto.

9.23 NUEVO ANALISIS POST-MODIFICACION

9.24 ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO (NBDS2023)

Espectro Elastico

$$S_o = 0,24 \quad \%$$

$$\text{Suelo} = S3$$

$$F_a = 1,140$$

$$F_v = 1,85$$

Espectro de diseño

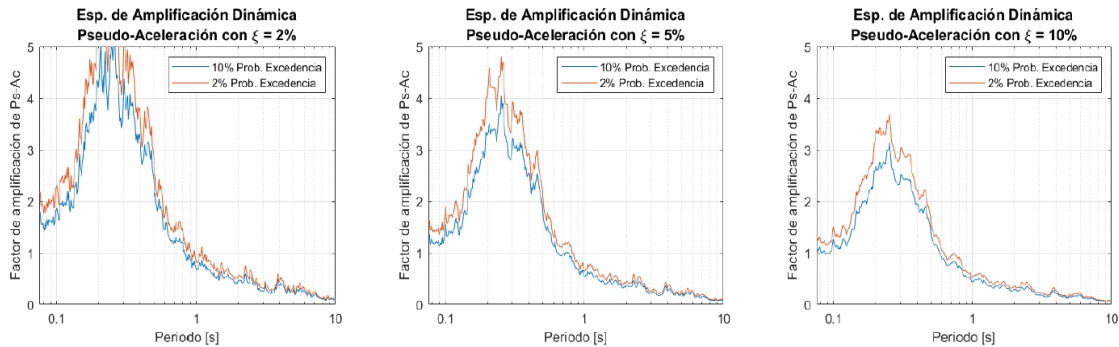
$$\text{Factor de importancia} = I_e = 1$$

$$\text{Factor de amplificacion topografica} = \tau = 1$$

$$\text{Factor de reduccion sismica} = R = 6,5$$

Periodos limites T_o, T_s, T_I (NBDS2023, Pag 108)

Para obtener el espectro de respuesta base para Bolivia se utilizaron las misma expreciones que se usaron en la Guia Sismica de Bolivia 2020. Estas ecuaciones, se han actualizado y ajustado a los espectro mostrados en la siguiente figura. (NBDS2023, Pag 108).



Fuente NBDS2023: Espectro de amplificacion dinamica de pseudos aceleraciones, estacion sismologica LPAZ.

Para ello la norma nos brinda las siguientes ecuaciones para pediorodos limites:

$$T_o = 0,15 * \frac{F_v}{F_a} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$T_s = 0,5 * \frac{F_v}{F_a} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$Tl = 4 * \frac{Fv}{Fa} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

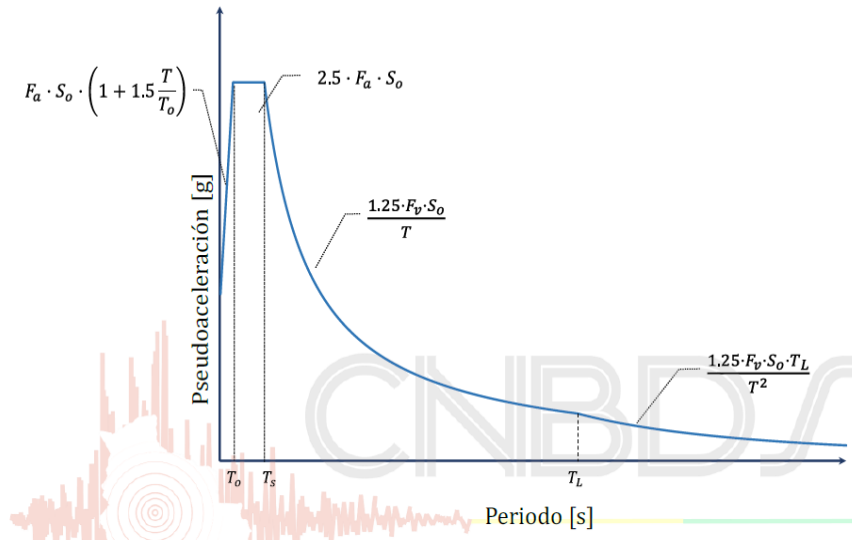
$$T_o = 0,243$$

$$T_s = 0,811$$

$$Tl = 6,490$$

9.24.1 CALCULO DEL ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

Para ello se debe utilizar las ecuaciones que se muestra en la siguiente figura:



Fuente NBDS2023: Espectro elastico de pseudoaceleracion en unidades de, g.

$$S_a = \frac{S_{ae} * I_e * \tau}{R}$$

NBDS2023, Pag 32

PSEUDOACELERACION			
Elastico		Diseño (Art.20)	
T	Sae(m/s ²)	T	Sa(m/s ²)
0,0000	0,2737	0,0000	0,0421
0,2434	0,6842	0,2434	0,1053
0,8112	0,6842	0,8112	0,1053
1,0000	0,5550	1,0000	0,0854
1,5000	0,3700	1,5000	0,0569
2,0000	0,2775	2,0000	0,0427
2,5000	0,2220	2,5000	0,0342
3,0000	0,1850	3,0000	0,0285
3,5000	0,1586	3,5000	0,0244
4,0000	0,1388	4,0000	0,0213
4,5000	0,1233	4,5000	0,01897
5,0000	0,1110	5,0000	0,0171
5,5000	0,1009	5,5000	0,0155
6,0000	0,0925	6,0000	0,0142

6,4895	0,0855	6,4895	0,0132
7,0000	0,0793	7,0000	0,0122
7,5000	0,0640	7,5000	0,0099
8,0000	0,0563	8,0000	0,0087
8,5000	0,0499	8,5000	0,0077
9,0000	0,0445	9,0000	0,0068
9,5000	0,0399	9,5000	0,0061
10,0000	0,0360	10,0000	0,0055

TABLA 9.24.2 DE VALORES DE PSEUDOACELERACION

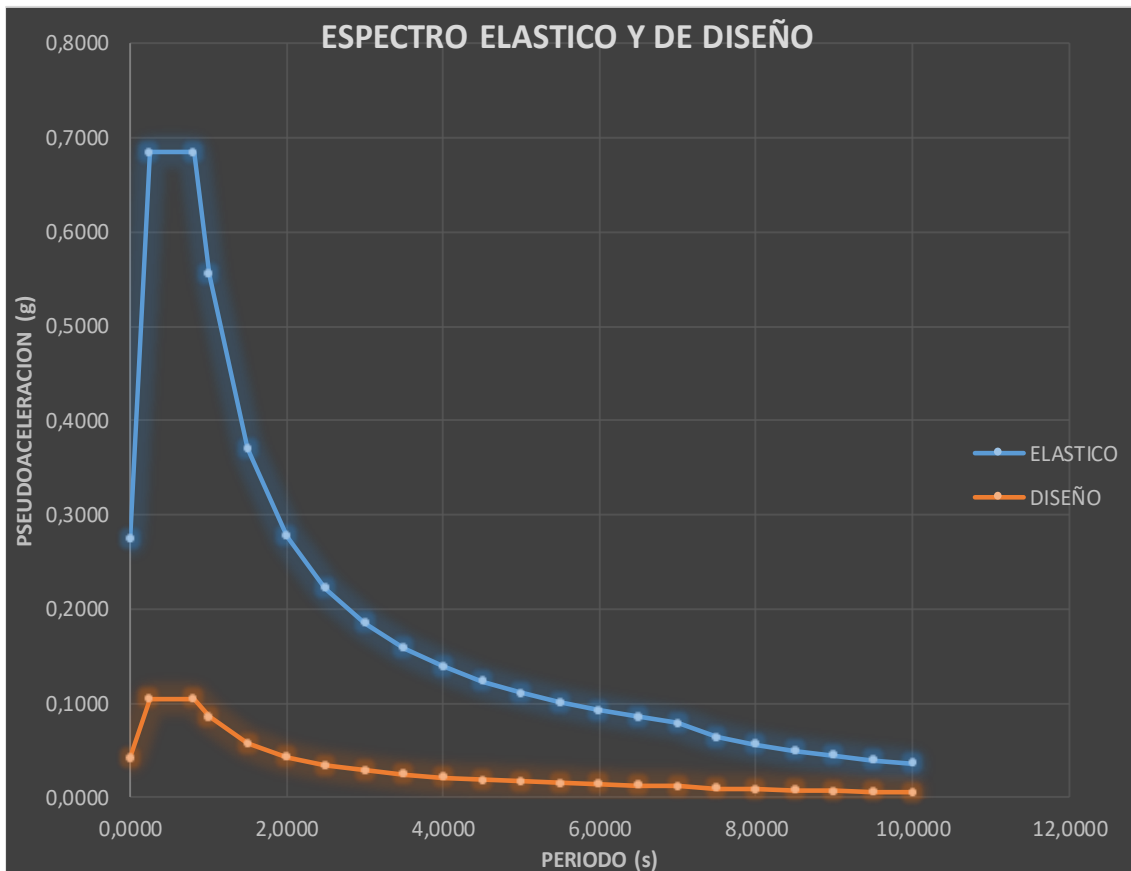


GRAFICO 9.24.3 DE ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

9.25 CALCULO DE CORTANTE BASAL (NBDS2023)

$$V = C_s * W \quad \text{NBDS2023, Pag 35}$$

C_s = Coeficiente sísmico

W = Peso de la estructura

V = Fuerza de corte basal

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
PESO SISMICO	Combination			0	0	4084385.7	54821814,19	-39420154,72	96,18

Fuente propia : Peso sismico de la estructura

$$W = 4084385,70 \text{ Kgf} = 4084,386 \text{ Tnf}$$

$$V = 0,052 \times 4084,386 \text{ Tnf} = 213,5491 \text{ Tnf}$$

9.26 CALCULO DEL ESCALADO DE FUERZAS (NBDS2023)

VDX = Sismo Dinamico en X

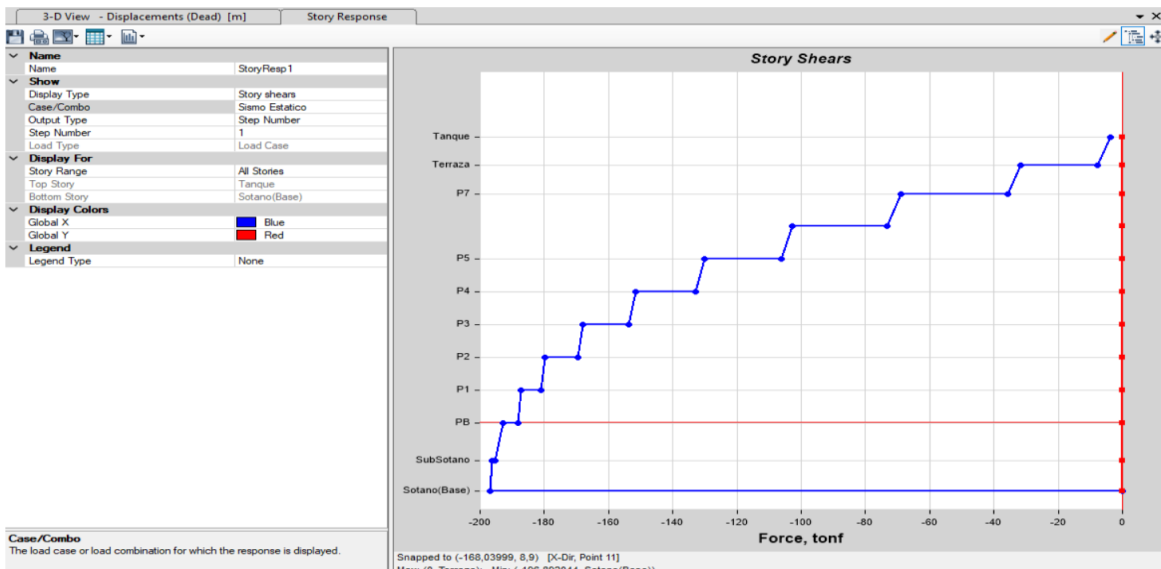
$$VE = 196,89 \text{ Tnf}$$

VDY = Sismo Dinamico en Y

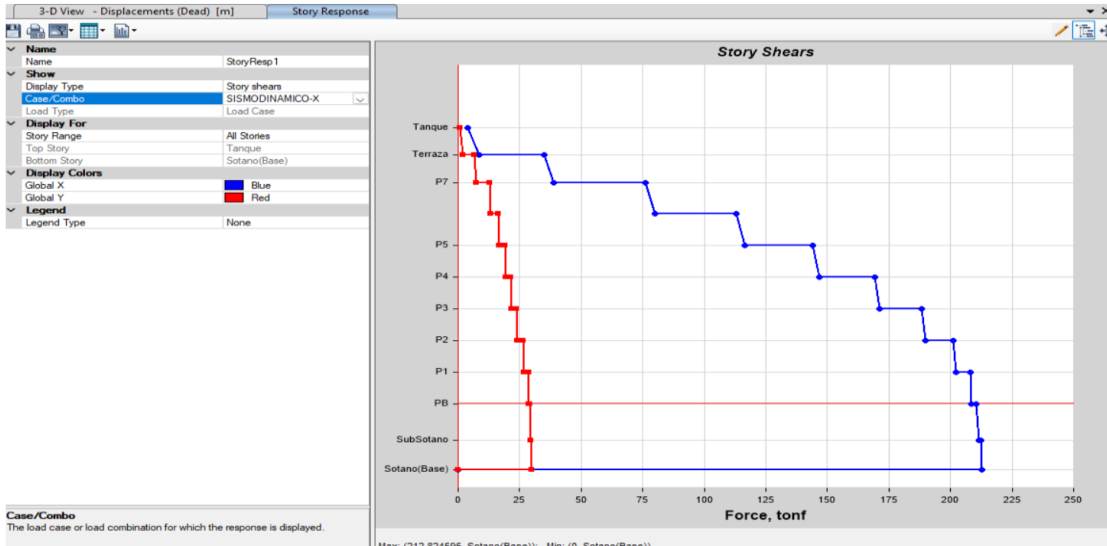
$$VDX = 212,82 \text{ Tnf}$$

VE = Cortante estatico

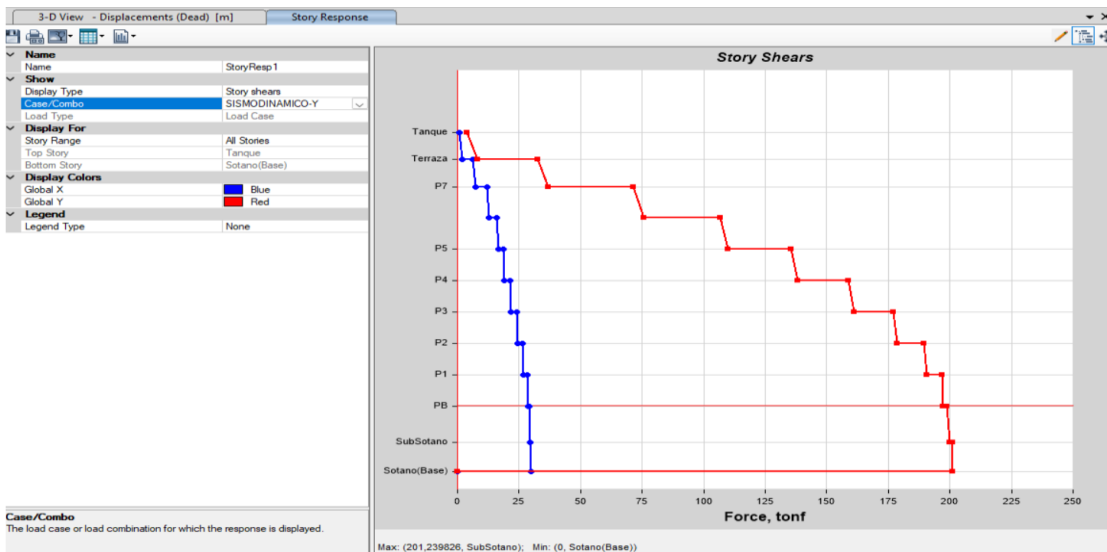
$$VDY = 201,23 \text{ Tnf}$$



Fuente propia : Cortante estatico



Fuente propia :Sismo Dinamico en X



Fuente propia : Sismo Dinamico en Y

Cuando la respuesta combinada para para el cortante basal modal, V_t , resulte menor que el 65% del cortante basal, V , calculado, debe realizarse una correccion modificando el valor de, R , de la siguiente manera: (NBDS2032, Pag 41).

Comprobacion

$0,65 \times VE =$ El sismo dinamico en X y Sismo dinamico en Y deben ser mayor

$$0,65 \times 196,89 = 127,9785 \text{ **CUMPLE**}$$

Como cumple la condicion inicial, no se aplica la correccion de la modificacion de R .

9.27 CALCULO PARA DEFINIR EL SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS 2023)

CBX = Fuerza cortante en la base (Eje x).

CBX = 208,29 Tonf

CMX = Fuerza cortante que resisten los muros (Eje x).

CMX = 165,27 Tonf

CBY = Fuerza cortante en la base (Eje y).

CBY = 197,02 Tonf

CMY = Fuerza cortante que resisten los muros (Eje y).

CMY = 159,53 Tonf

VX = % de cortante que resisten los muros (Eje x).

VY = % de cortante que resisten los muros (Eje y).

$$VX = \frac{CMX}{CBX} = \frac{165,27}{208,29} = 0,79 \quad \%$$

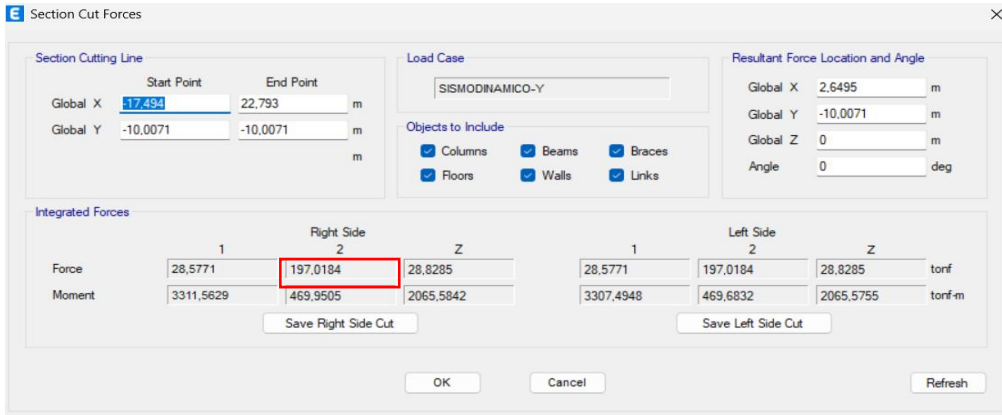
$$VY = \frac{CMY}{CBY} = \frac{159,53}{197,02} = 0,81 \quad \%$$

Force	Right Side			Left Side			tonf
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	208,2925	29,5865	29,5142	208,2925	29,5865	29,5142	tonf
Moment	827,7223	3416,1947	4744,1823	827,4043	3412,9614	4744,1711	tonf-m

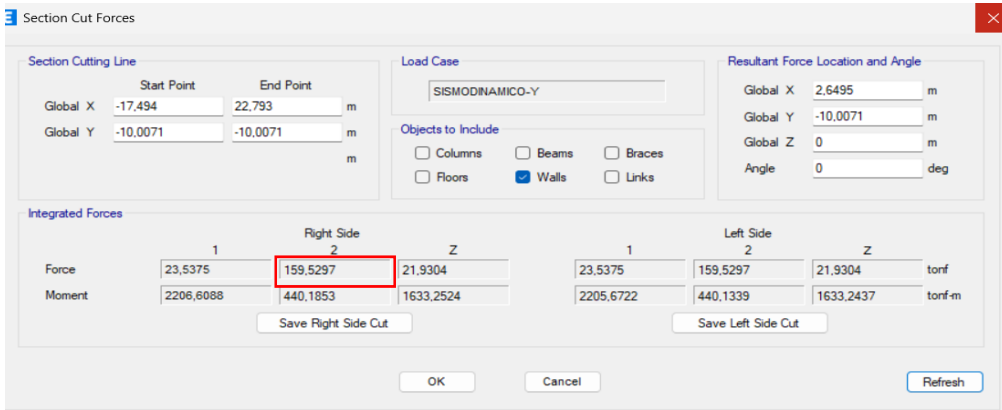
FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE X).

Force	Right Side			Left Side			tonf
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	165,2702	24,1398	73,873	165,2702	24,1398	73,873	tonf
Moment	1013,8292	3230,6453	3834,5726	1013,8464	3229,877	3834,5614	tonf-m

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE X).



FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE Y).



FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE Y).

9.27.1 TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL

Según la NBDS2023 en la página 20, existen 5 sistemas estructurales los cuales son:

- 1.- Sistema de porticos: Cuando al menos 75% del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica.

$$\begin{array}{l}
 VX = 0,79 \% \\
 VY = 0,81 \%
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} VX \\ VY \end{array}} \right\} \text{NO CUMPLE CRITERIO}$$

- 2.- Sistema de entresijos sin viga: Entresijos planos, compuestos por losas nervadas bidireccionales o losas macizas en columnas y/o muros ordinarios que cuentan con abacos y/o capiteles. Altura maxima 30m.

Altura del edificio = 35,8 m → **NO CUMPLE CRITERIO**

- 3.- Sistema de entresijos con vigas planas: El sistema de entresijo plano debe estar compuesto por losas nervadas unidireccionales, bidireccionales o macizas de ancho mayor o igual a 400mm y sobre columnas y/o muros especiales que cuentan con abacos y/o capiteles.

HLR = 25 cm → **NO CUMPLE CRITERIO**

- 4.- Sistema de muros: Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la accion sismica, resistiendo al menos 75% de la fuerza cortante basal.

VX= 0,79 %
 VY = 0,81 %

} **CUMPLE CRITERIO**

- 5.- Sistema mixto o duales: La accion sismica es resistida tanto por porticos, como por muros estructurales. La fuerza cortante que solicita los muros esta entre el 25% y el 75% de la fuerza cortante basal.

VX= 0,79 %
 VY = 0,81 %

} **NO CUMPLE CRITERIO**

COMO SE PUEDE OBSERVAR EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL CAMBIO, ESTO SE DEBE A LA IMPLEMENTACION DE UN MURO DE HORMIGON ARMADO EN EL PROYECTO ESTO PARA PODER CUMPLIR CON LAS COMPROBACIONES DE DERIVAS. PARA ELLO SE DEBE REALIZAR UNA ULTIMA ITERACION O ANALISIS FINAL PARA EL MODELO YA QUE EL COEFICIENTE DE MODIFICACION DE RESPUESTA (R) SE VERA MODIFICADO Y LOS RESULTADOS SE VERAN ALTERADOS.

9.28 ANALISIS PARA EL NUEVO SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS 2023)

Se realizara un nuevo analisis en base a la tabla 9.10.1 seleccionando el sistema de muros, Muros estructurales especiales.

Factor de modificación de respuesta básico (depende del sistema de resistencia lateral) =

6

$$R = 6$$

Factor de irregularidad en altura = 1 (NBDS2023, Pag 26)

Factor de irregularidad en planta = 1 (NBDS2023, Pag 27)

9.29 CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO (NBDS2023, Pag 35)

$$C_s = \frac{2,5 * F_a * S_o}{\left(\frac{R}{F_i}\right)} \quad C_s = \frac{2,5 \times 1,14 \times 0,24}{\frac{6}{1}} = 0,114$$

Cs = Coeficiente sismico

Fa = Coeficiente de periodo corto

So = Aceleracion maxima del suelo

R = Factor de modificación de respuesta básico

Fi = Factor de importancia

El valor calculado del coeficiente de respuesta sismica no debe exceder:

$$C_s = \frac{1,25 * F_v * S_o}{T_{max} * \left(\frac{R}{F_i}\right)} \quad C_s = \frac{1,25 \times 1,85 \times 0,24}{1,63 \times \frac{6}{1}} = 0,057$$

Entonces utilizar = **0,057** = 5,66 %

Y tampoco debe ser menor a:

$$C_s = 0,11 * F_a * S_o * F_i \geq 0,01$$

$$C_s = 0,11 \times 1,14 \times 0,24 \times 1 = 0,030 \quad ; \quad \text{CUMPLE}$$

9.30 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA (NBDS, Pag 37)

K = 1 Para T ≤ 0,5s

K = 1,57 Para T= 1,63 s

K = 2 Para T >= 2,5s

Interpolacion lineal

$$y = y1 + \frac{(y2 - y1)}{(x2 - x1)}(x - x1) \quad y = k = \underline{1,57}$$

x1=	0,5
x=	1,63
y1=	1
y2=	2
x2=	2,5

9.31 ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO (NBDS2023)

Espectro Elastico

So = 0,24 %

Suelo = S3

Fa = 1,140

Fv = 1,85

Espectro de diseño

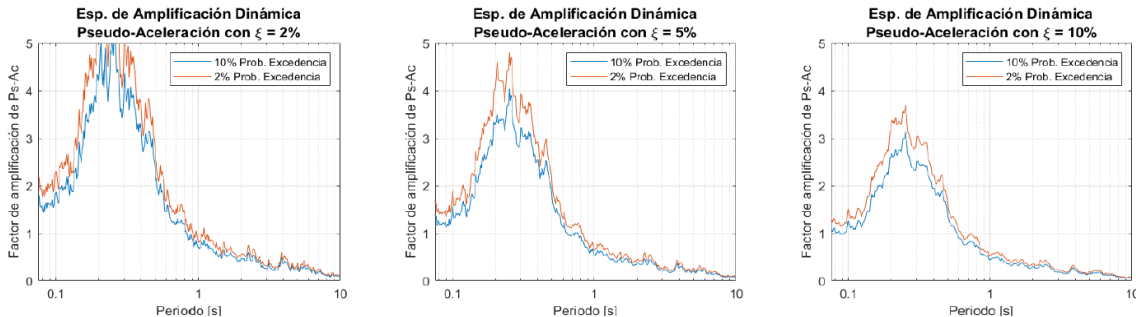
Factor de importancia = Ie = 1

Factor de amplificacion topografica = τ = 1

Factor de reduccion sismica = R = 6

Periodos limites To, Ts, Tl (NBDS2023, Pag 108)

Para obtener el espectro de respuesta base para Bolivia se utilizaron las misma expresiones que se usaron en la Guia Sismica de Bolivia 2020. Estas ecuaciones, se han actualizado y ajustado a los espectro mostrados en la siguiente figura. (NBDS2023, Pag 108).



Fuente NBDS2023: Espectro de amplificación dinámica de pseudos aceleraciones, estación sismologica LPAZ.

Para ello la norma nos brinda las siguientes ecuaciones para pediorodos limites:

$$T_o = 0,15 * \frac{Fv}{Fa} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$T_s = 0,5 * \frac{Fv}{Fa} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

$$T_l = 4 * \frac{Fv}{Fa} \quad \text{NBDS2023, Pag 32, Tabla 12}$$

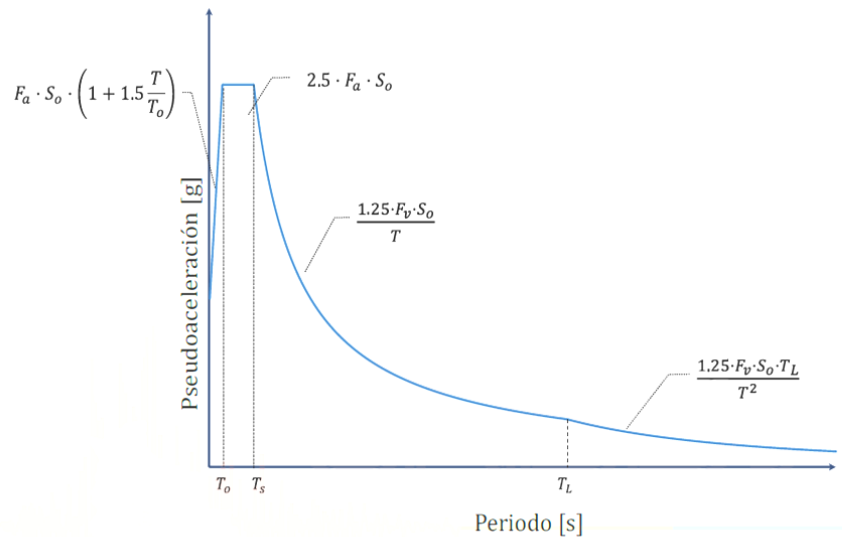
$$T_o = 0,243$$

$$T_s = 0,811$$

$$T_l = 6,490$$

9.31.1 CALCULO DEL ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

Para ello se debe utilizar las ecuaciones que se muestra en la siguiente figura:



Fuente NBDS2023: Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de, g.

$$Sa = \frac{Sae * Ie * \tau}{R}$$

NBDS2023, Pag 32

PSEUDOACELERACION			
Elastico		Diseño (Art.20)	
T	Sae(m/s2)	T	Sa(m/s2)
0,0000	0,2737	0,0000	0,0456
0,2434	0,6842	0,2434	0,1140
0,8112	0,6842	0,8112	0,1140
1,0000	0,5550	1,0000	0,0925
1,5000	0,3700	1,5000	0,0617
2,0000	0,2775	2,0000	0,0463
2,5000	0,2220	2,5000	0,0370
3,0000	0,1850	3,0000	0,0308
3,5000	0,1586	3,5000	0,0264
4,0000	0,1388	4,0000	0,0231
4,5000	0,1233	4,5000	0,0206
5,0000	0,1110	5,0000	0,0185
5,5000	0,1009	5,5000	0,0168
6,0000	0,0925	6,0000	0,0154
6,4895	0,0855	6,4895	0,0143
7,0000	0,0793	7,0000	0,0132
7,5000	0,0640	7,5000	0,0107
8,0000	0,0563	8,0000	0,0094
8,5000	0,0499	8,5000	0,0083
9,0000	0,0445	9,0000	0,0074
9,5000	0,0399	9,5000	0,0067
10,0000	0,0360	10,0000	0,0060

TABLA 9.31.2 DE VALORES DE PSEUDOACELERACION

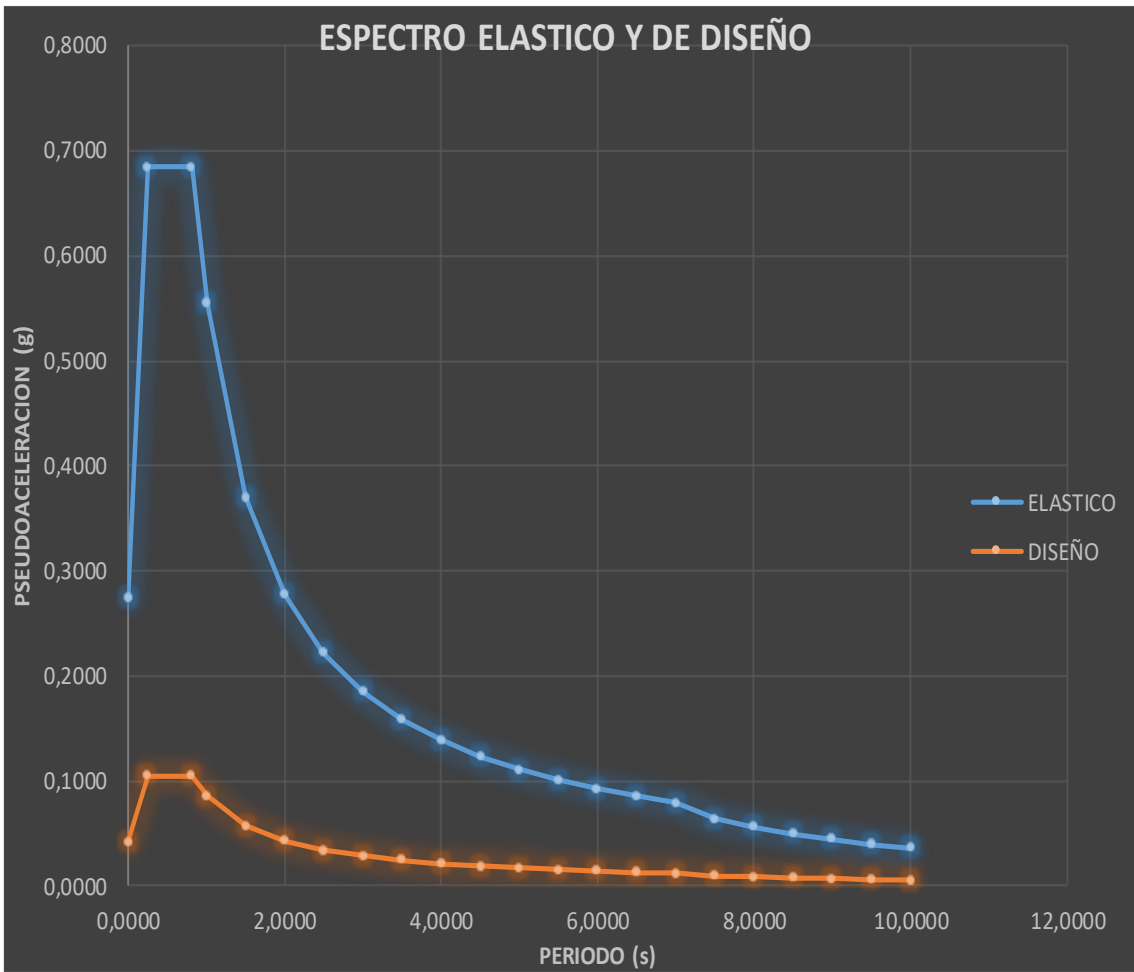


GRAFICO 9.31.3 DE ESPECTRO ELASTICO Y DE DISEÑO

9.32 CALCULO DE CORTANTE BASAL (NBDS2023)

$$V = C_s * W \quad \text{NBDS2023, Pag 35}$$

C_s = Coeficiente sismico
 W = Peso de la estructura
 V = Fuerza de corte basal

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
PESO SISMICO	Combination			0	0	4084385.7	54821814.19	-39420154.72	96.18

FUENTE PROPIA : Peso sismico de la estructura

$$W = 4084385,70 \text{ Kgf} = 4084,386 \text{ Tnf}$$

$$V = 0,057 \times 4084,386 \text{ Tnf} = 231,3448 \text{ Tnf}$$

9.33 CALCULO DEL ESCALADO DE FUERZAS (NBDS2023)

VDX = Sismo Dinamico en X

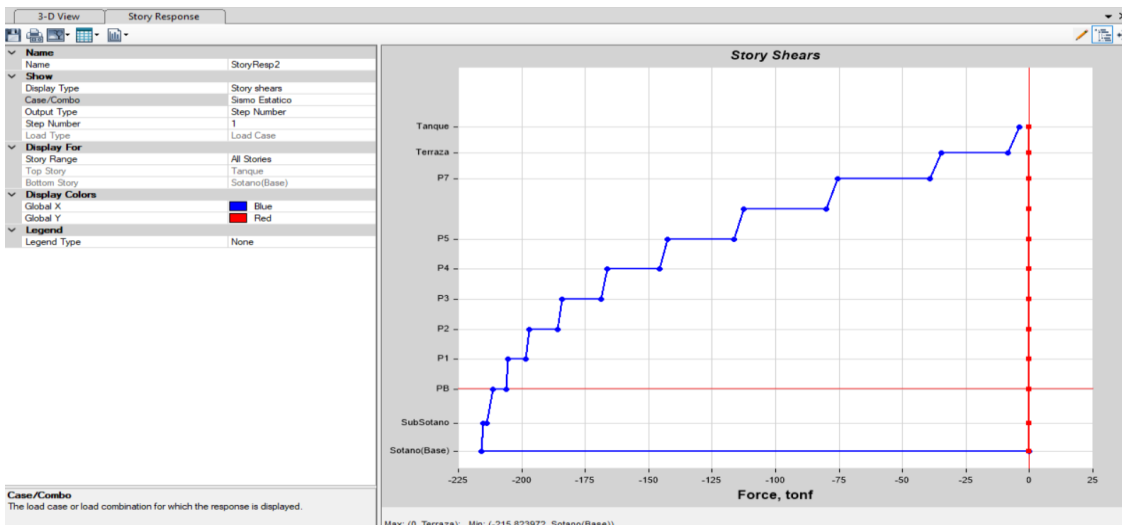
$$VE = 215,82 \text{ Tnf}$$

VDY = Sismo Dinamico en Y

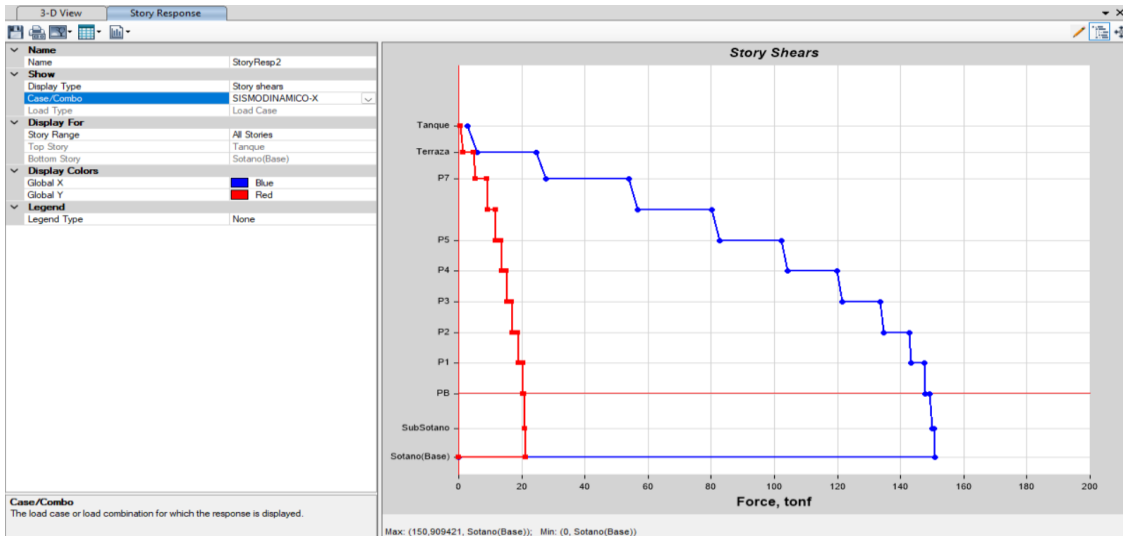
$$VDX = 150,91 \text{ Tnf}$$

VE = Cortante estatico

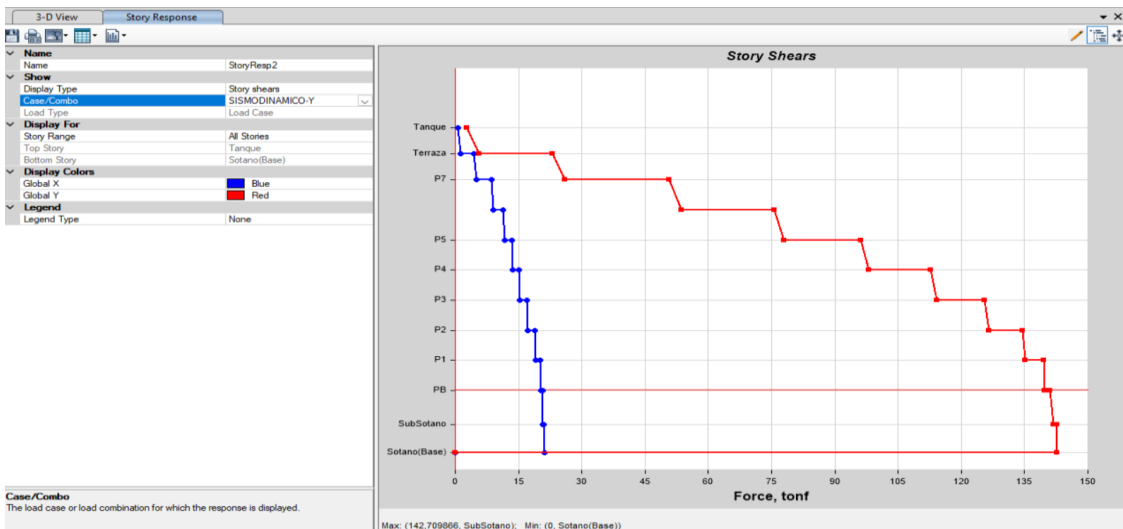
$$VDY = 142,7 \text{ Tnf}$$



Fuente propia : Cortante estatico



Fuente propia :Sismo Dinamico en X



Fuente propia : Sismo Dinamico en Y

Cuando la respuesta combinada para para el cortante basal modal, V_t , resulte menor que el 65% del cortante basal, V , calculado, debe realizarse una correccion modificando el valor de, R , de la siguiente manera: (NBDS2032, Pag 41).

Comprobacion

$0,65 \times VE =$ El sismo dinamico en X y Sismo dinamico en Y deben ser mayor

$$0,65 \times 215,82 = 140,283 \text{ **CUMPLE**}$$

Como cumple la condicion inicial, no se aplica la correccion de la modificacion de R .

9.34 CALCULO PARA DEFINIR EL SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS 2023)

CBX = Fuerza cortante en la base (Eje x).

CBX = 147,71 Tonf

CMX = Fuerza cortante que resisten los muros (Eje x).

CMX = 117,2 Tonf

CBY = Fuerza cortante en la base (Eje y).

CBY = 179,73 Tonf

CMY = Fuerza cortante que resisten los muros (Eje y).

CMY = 113,13 Tonf

VX = % de cortante que resisten los muros (Eje x).

$$VX = \frac{CMX}{CBX} = \frac{117,2}{147,71} = 0,79 \quad \%$$

$$VY = \frac{CMY}{CBY} = \frac{113,13}{179,73} = 0,63 \quad \%$$

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	147,7086	20,8818	20,9303	147,7086	20,8818	20,9303
Moment	585,4273	2421,1098	3369,2976	585,2036	2418,8179	3369,2896

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE X).

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	117,1998	17,0418	52,3817	117,1998	17,0418	52,3817
Moment	720,2792	2346,3715	2723,4594	720,2909	2345,8266	2723,4515

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE X).

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE EN LA BASE (EJE Y).

FUENTE PROPIA: FUERZA CORTANTE QUE RESISTEN LOS MUROS (EJE Y).

9.34.1 TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL (NBDS 2023, Pag 20)

Según la NBDS2023 en la pagina 20, existen 5 sistemas estructurales los cuales son:

- 1.- Sistema de porticos: Cuando al menos 75% del corte basal es resistido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica.

$$\begin{array}{l}
 VX = 0,79 \% \\
 VY = 0,63 \%
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} VX \\ VY \end{array}} \right\} \text{NO CUMPLE CRITERIO}$$

- 2.- Sistema de entresijos sin viga: Entresijos planos, compuestos por losas nervadas bidireccionales o losas macizas en columnas y/o muros ordinarios que cuentan con abacos y/o capiteles. Altura máxima 30m.

Altura del edificio = 35,8 m → **NO CUMPLE CRITERIO**

- 3.- Sistema de entrepisos con vigas planas: El sistema de entrepiso plano debe estar compuesto por losas nervadas unidireccionales, bidireccionales o macizas de ancho mayor o igual a 400mm y sobre columnas y/o muros especiales que cuentan con abacos y/o capiteles.

HLR = 25 cm → **NO CUMPLE CRITERIO**

- 4.- Sistema de muros: Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la acción sísmica, resistiendo al menos 75% de la fuerza cortante basal.

VX = 0,79 %
 VY = 0,63 %

} **CUMPLE CRITERIO**

- 5.- Sistema mixto o duales: La acción sísmica es resistida tanto por porticos, como por muros estructurales. La fuerza cortante que solicita los muros está entre el 25% y el 75% de la fuerza cortante basal.

VX = 0,79 %
 VY = 0,63 %

} **NO CUMPLE CRITERIO**

9.35 COEFICIENTES DE PANDEO DEFINIDOS (K)

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0

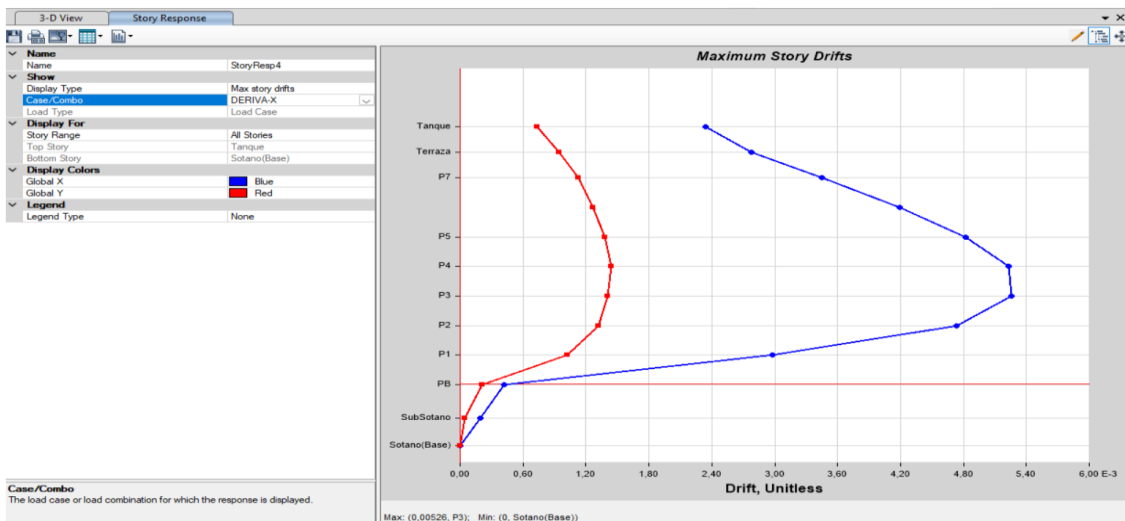
FUENTE: TESIS POSTENSADO - UMSS.

Valores Definidos	
ZOTANO	0,80
SUBZOTANO	0,80
PLANTA BAJA	0,65
PISO 1 A 7	0,65
TERRAZA	0,80
TANQUE	0,80

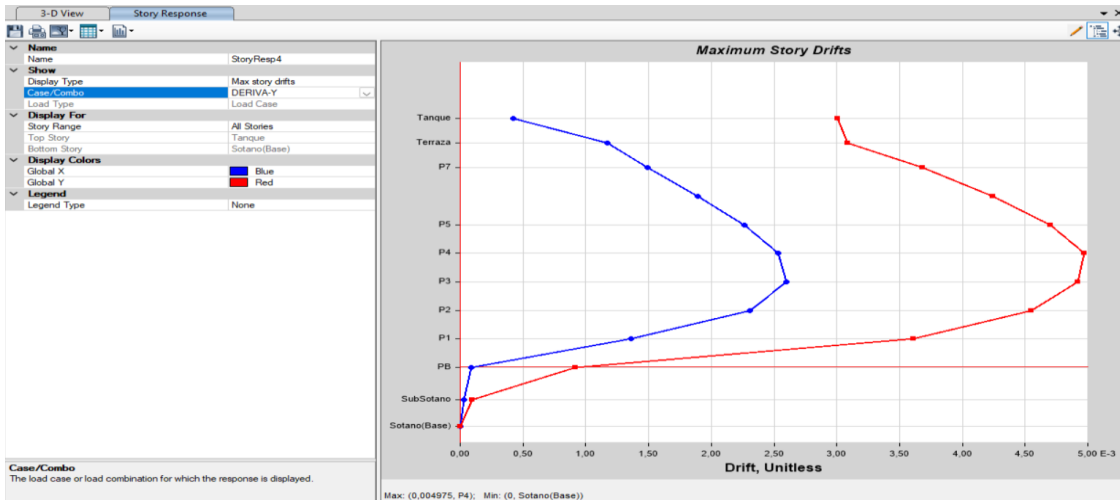
9.36 COMPROBACION DE DERIVAS (NBDS2023)

Sistema estructural	R	Cd	Δ^1
Sistemas duales-Porticos intermedios con muros especiales	6	5	0,009

COMPROBACION			
DERIVA-X	0,00526	=<	0,009
DERIVA-Y	0,00498	=<	0,009
CUMPLE			



FUENTE PROPIA: DERIVA-X.



FUENTE PROPIA: DERIVA-Y.

9.37 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia)

Para el nuevo analisis se utilizara la tabla 9.19.1 de irregularidades estructurales en altura

En las siguientes tablas que se obtiene del programa ETABS, se puede observar la rigides en "X-Dir" y "Y-Dir" que ambas tienen unidad de "Tonf/m" porque es la razon entre el cortante y el desplazamiento relativo. Y los ratios de rigidezes se obtienen apartir de la relacion de un piso respecto al inmediato superior.

Planta	Elevacion	X-Dir	Ratio (X-Dir)	Y-Dir	Ratio (Y-Dir)
	m	tonf/m		tonf/m	
Tanque	26,1	5041,64	---	3842,801	---
Terraza	23,5	20640,02	4,094	16452,08	4,281273
P7	20,9	29784,78	1,443	25325,72	1,539363
P6	17,9	36127,27	1,213	33389,38	1,318398
P5	14,9	39808,65	1,102	39124,48	1,171764
P4	11,9	43050,88	1,081	43913,29	1,122399
P3	8,9	48300,74	1,122	49926,26	1,136928
P2	5,9	56981,65	1,180	57322,07	1,148135
P1	2,9	93413,68	1,639	80143,79	1,398131
PB	-0,1	904786,9	9,686	424585,9	5,297802
SbSotano	-3,5	2172733	2,401	3402329	8,013288

TABLA 9.37.1 DE RIGIDEZ Y RATIOS DE RIGIDEZ

Planta	Ratio (X-Dir)	Ratio (X-Dir) en %	Ratio (Y-Dir)	Ratio (Y-Dir) en %
Terraza	4,093911	409,3911	4,281273	428,1273
P7	1,44306	144,306	1,539363	153,9363
P6	1,212944	121,2944	1,318398	131,8398
P5	1,1019	110,19	1,171764	117,1764
P4	1,081446	108,1446	1,122399	112,2399
P3	1,121945	112,1945	1,136928	113,6928
P2	1,179726	117,9726	1,148135	114,8135
P1	1,639364	163,9364	1,398131	139,8131

TABLA 9.37.2 DE RATIOS EN %

Como se pueda observar en la "Tabla de ratios en %" la estructura no tienen ningun tipo de irregularidad estructural en altura (Ia).

9.38 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (Ip)

Para el nuevo analisis se utilizara la tabla 9.20.1 de irregularidades estructurales en planta.

NIVEL	Caso	Direccion	Maximo	Promedio	Ratio
			cm	cm	
Tanque	Deriva-Y	Y	9,1592	9,1036	1,006
Terraza	Deriva-Y	Y	8,8803	8,4345	1,053
P7	Deriva-Y	Y	8,1465	7,6827	1,06
P6	Deriva-Y	Y	7,1492	6,6876	1,069
P5	Deriva-Y	Y	6,0227	5,5992	1,076
P4	Deriva-Y	Y	4,7925	4,442	1,079
P3	Deriva-Y	Y	3,5052	3,2558	1,077
P2	Deriva-Y	Y	2,2396	2,1079	1,062
P1	Deriva-Y	Y	1,0634	1,0346	1,028
PB	Deriva-Y	Y	0,0781	0,0779	1,002
SbSotano	Deriva-Y	Y	0,0217	0,0206	1,052

TABLA 9.38.1 DE DESPLAZAMIENTO EN EJE-Y

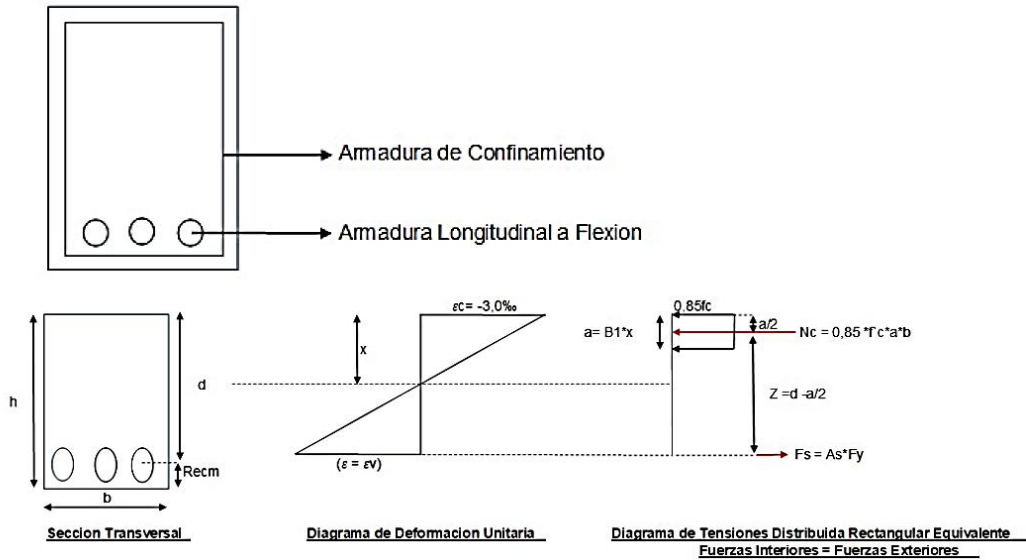
NIVEL	Caso	Direccion	Maximo	Promedio	Ratio
			cm	cm	
Tanque	Deriva-X	X	8,2174	8,1225	1,012
Terraza	Deriva-X	X	8,0998	7,5342	1,075
P7	Deriva-X	X	7,5145	6,9207	1,086
P6	Deriva-X	X	6,682	6,0928	1,097
P5	Deriva-X	X	5,6757	5,1325	1,106
P4	Deriva-X	X	4,5208	4,0604	1,113
P3	Deriva-X	X	3,2717	2,9254	1,118
P2	Deriva-X	X	2,0164	1,8055	1,117
P1	Deriva-X	X	0,8903	0,8148	1,093
PB	Deriva-X	X	0,1616	0,1434	1,126
SbSotano	Deriva-X	X	0,0295	0,0261	1,132

TABLA 9.38.2 DE DESPLAZAMIENTO EN EJE-X

COMO SE PUEDE OBSERVAR EN LA TABLA "Tabla de desplazamiento en Eje-X" YA NO EXISTE IRREGULARIDAD TORCIONAL EXTREMA YA QUE POR LA IMPLEMENTACION DEL MURO DE HORMIGON ARMADO ESTE AYUDA A LA ESTRUCTURA EN EL SENTIDO MAS DEBIL.

7.4. ANEXO D (CALCULO MANUAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MAS SOLICITADOS)

1. DISEÑO DE VIGA DE HORMIGON ARMADO -DISEÑO A FLEXION ACI 318-19



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

$$b := 25 \text{ cm}$$

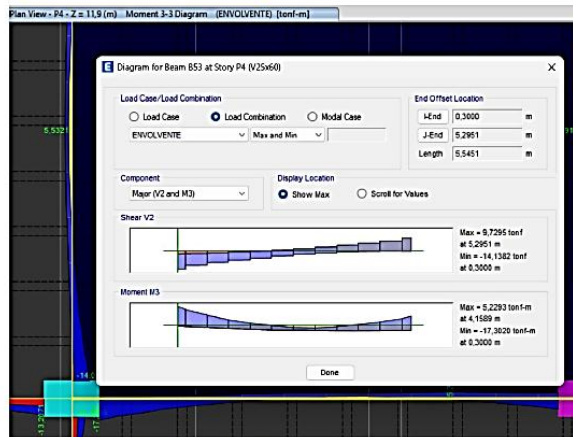
$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

b = Base de la viga.
 f'_c = Resistencia característica del hormigón.
 F_y = Resistencia característica del acero.

$$M_u := 17.30 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Fuente Propia: Momento en viga mas critico

1.2 Recubrimiento Mecánico:

Recm = (8-10)% de "h" de la viga. $recm := 8\% \cdot h = 4.8 \text{ cm}$

1.3 Calculo del valor β_1 :

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 2500 \text{ psi} \leq f'_c \leq 4000 \text{ psi} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 4000 \text{ psi} < f'_c < 8000 \text{ psi} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot (f'_c - 4000 \text{ psi})}{1000} \\ \text{if } f'_c \geq 8000 \text{ psi} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85$$

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , psi	β_1	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)

1.4 Calculo del área de acero Inicial:

$d := h - recm = 55.2 \text{ cm}$ Peralte Efectivo

$\phi := 0.85$ Asumido

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.907 \text{ cm}^2$$

1.4 Calculo del área de acero Inicial:

$d := h - recm = 55.2 \text{ cm}$ Peralte Efectivo

$\phi := 0.85$ Asumido

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.907 \text{ cm}^2$$

1.5 Cálculo de la altura del bloque de compresión "a":

$$a := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.442 \text{ cm}$$

1.6 Cálculo de "c":

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 8.755 \text{ cm}$$

1.7 Cálculo del Factor ϕ :

$$\epsilon_{cu} := 0.003$$

$$\epsilon_t := \frac{\epsilon_{cu}}{c} \cdot d - \epsilon_{cu} = 0.015914$$

$$\epsilon_{ty} := \frac{F_y}{E_s} = 0.002$$

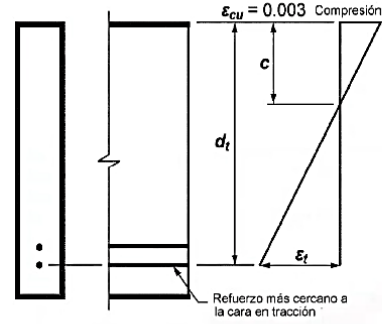


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación \pm	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

⁽¹⁾Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \epsilon_t \leq \epsilon_{ty} \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{if } \epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{if } \epsilon_t > \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.90 \end{cases}$$

ACI 21.2.2 General

ACI 21.2.2 Y 9.3.3.1 Se requiere que la sección quede controlada por la tracción

$$\phi_t := \begin{cases} \text{if } \epsilon_t > \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi_t \leftarrow 0.90 \\ \text{else} \\ \quad \phi_t \leftarrow \text{"Error - Sección no controlada por tensión"} \end{cases}$$

COMMENTARY

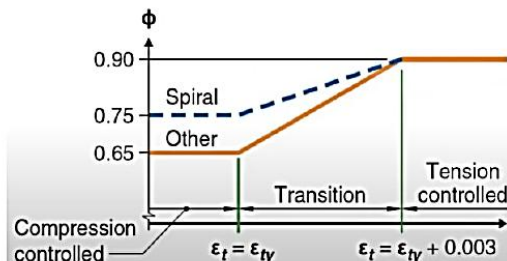


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ϵ_t .

$$\phi_{obs} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi_{obs} \leftarrow \text{“Ninguna observacion, ok”} \\ \text{else} \\ \quad \phi_{obs} \leftarrow \text{“Error - Seccion no controlada por tension”} \end{cases}$$

1.8 Area de Acero de Recalculado:

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_t \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.436 \text{ cm}^2$$

$$d := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.999 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 8.234 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\varepsilon_f := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot d - \varepsilon_{cu} = 0.017113$$

ACI 21.2.2 Y 9.3.3.1 Se requiere que la sección quede controlada por la tracción

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi_t \leftarrow 0.90 \\ \text{else} \\ \quad \phi_t \leftarrow \text{“Error - Seccion no controlada por tension”} \end{cases}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_t \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.436 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_t \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 7.436 \text{ cm}^2$$

1.9 Area de Acero Mínimo ACI 9.6.1.2 :

$$A_{s_{min}} := \max \left(\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{cm}^2}}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \frac{14}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 3.864 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{cm}^2}}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.491 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.864 \text{ cm}^2$$

1.10 Area de Acero Máximo:

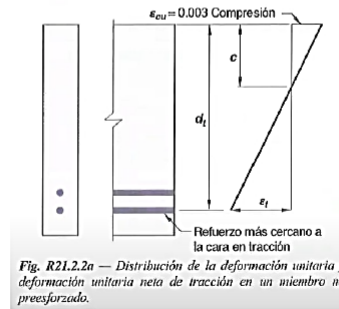
$$\rho_{max} := \left(\frac{0.003}{\epsilon_{fy} + 0.006} \right) \cdot \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} = 0.0129$$

$$A_{s_{max}} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 17.845 \text{ cm}^2$$

1.11 Area de Acero Requerido:

$$A_{s_{Requerido}} := \min \left(\max (A_{s_{min}}, A_s), A_{s_{max}} \right) = 7.436 \text{ cm}^2$$

ϕ_{obs} = "Ninguna observacion, ok"



1.12 Calculo de Acero Provisto. Separaci3n y Numero de Barras:

INGRESO DE DATOS

$n_b := 4$ Numero de Barras

$$A_{s_{Requerido}} = 7.436 \text{ cm}^2$$

ID	$D_{Nominal}$ (mm)	$Secc_{Nominal}$ (mm ²)	$Sec_{Nominal}$ (cm ²)
1	6	28.3	0.283
2	8	50.3	0.503
3	9.5	70.9	0.709
4	12	113	1.13
5	16	201	2.01
6	20	314	3.14
7	25	491	4.91
8	32	804	8.04

ID: IDENTIFICADOR

$$ID := 5$$

$$A_{s_{Provisto}} := n_b \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D_{Nominal_{ID}})^2 = 8.042 \text{ cm}^2$$

$d_b := D_{Nominal_{ID}}$ Diámetro de la Barra Seleccionada

Tabla 1.11.1 de Aceros Arequipa Cochabamba

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

$$sep_{minima} := \max(25 \text{ mm}, d_b) = 2.5 \text{ cm}$$

$$r := recm - \frac{d_b}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$s_{calculado} := \frac{b - 2 \cdot r - n_b \cdot d_b}{n_b - 1} = 3.533 \text{ cm}$$

$$Verificacion_1 := \begin{cases} \text{if } sep_{minima} < s_{calculado} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Verificacion_1 \leftarrow \text{“No cumple espaciamento minimo”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s_{calculado} \geq sep_{minima} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Verificacion_1 \leftarrow \text{“Cumple espaciamento minimo”} \end{array} \right\| \end{cases}$$

Verificacion₁ = “Cumple espaciamento minimo”

1.13 Verificación por capacidad Momento Nominal:

$$\phi Mn := \phi \cdot A_{S_{Provisto}} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 18.711 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento Resistente

$$\phi Mn = 18.711 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$ratio := \frac{M_u}{\phi Mn} = 0.925$$

Momento Actuante

$$M_u = 17.3 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho_{cuantia} := \frac{A_{S_{Provisto}}}{b \cdot d} \cdot 100 = 0.5828$$

Valor siempre tiene que ser menor a 1

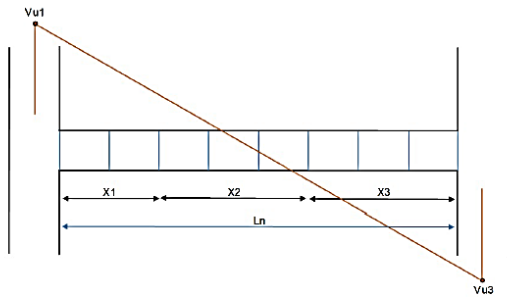
Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-cm	Design P _u tonf	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-1730.202	-0.1302	7.42	0	3.9	7.42
Bottom (-2 Axis)	576.734	-0.1302	0	2.38	3.17	3.17

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero del ETABS

$$A_{S_{Requerido}} := \min(\max(A_{S_{min}}, A_s), A_{S_{max}}) = 7.436 \text{ cm}^2$$

2. DISEÑO DE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO -DISEÑO A CORTANTE ACI 318-19



$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

V_c = Resistencia a Corte del Hormigón Armado.

V_s = Resistencia a Corte.

V_u = Fuerza Externa Última a Corte.

ϕ = Factor de Minoración = 0.75.

2.1 Cálculo de la Resistencia a Corte del Hormigón Armado:

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

19.2.4.2 Se permite tomar el valor de λ para concreto liviano como 0.75.

19.2.4.3 El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

$N_u := 0.43 \text{ tonnef}$ Carga Axial en la Viga, Compresión (+).

$V_u := 15.50 \text{ tonnef}$ Cortante Solicitante.

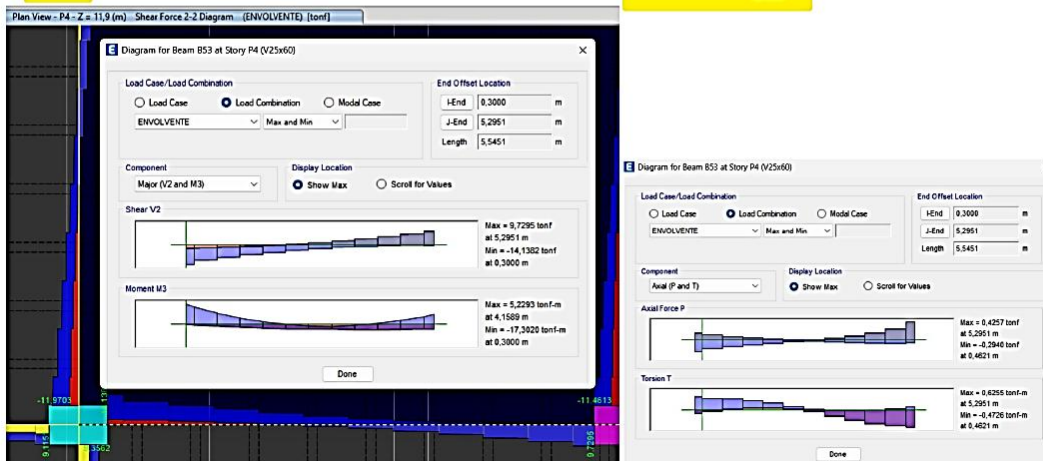
$N_u := 0.43 \text{ tonnef}$ Carga Axial en la Viga, Compresión (+).

$V_u := 15.50 \text{ tonnef}$ Cortante Solicitante.

$\phi_c := 0.75$ Para Corte ACI 21.2.1

$\lambda := 1$ $A_g := b \cdot d = 0.138 \text{ m}^2$

$F_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Fuente Propia: Cortante para la viga mas critica y carga axial.

INGRESO DE DATOS

ID	$D_{Nominal}$ (mm)	$Secc_{Nominal}$ (mm ²)	$Sec_{Nominal}$ (cm ²)
1	6	28.3	0.283
2	8	50.3	0.503
3	9.5	70.9	0.709
4	12	113	1.13
5	16	201	2.01
6	20	314	3.14
7	25	491	4.91
8	32	804	8.04

$n_r := 2$ Numero de Ramas.

$s := 10 \text{ cm}$ Separación de Estribos.

$ID := 2$

2.1.1 Cortante del concreto ACI 22.5.5

$$A_v := n_r \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D_{Nominal_{ID}})^2 = 1.005 \text{ cm}^2$$

$$d_{estribo} := D_{Nominal_{ID}} = 8 \text{ mm}$$

$$S_{exp} := \min\left(\frac{Nu}{6 \cdot b \cdot d}, 0.05 \cdot f_c\right) = 0.052 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d = 11.636 \text{ tonnef} \quad \text{ACI 22.5.5}$$

$$\overline{V_c} := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right) \cdot b \cdot d = 11.564 \text{ tonnef}$$

$$V_{c_{max}} := 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 29.02 \text{ tonnef}$$

$$\overline{V_c} := \min(V_c, V_{c_{max}}) = 11.564 \text{ tonnef} \quad V_c = 11.564 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante que resiste el hormigón}$$

$$\overline{V_c} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d \leq V_{c_{max}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \leq 0.05 \cdot f_c \\ \left\| V_c \leftarrow \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d \right. \\ \text{else} \\ \left. V_c \leftarrow \text{"Error - } V_c > V_{c_{max}} \text{ ACI 22.5.5.1.1"} \right. \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = 11.636 \text{ tonnef}$$

$$Ratio_{Corte} := \begin{cases} \text{if } Vu \leq \phi_c V_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Ratio_{Corte} \leftarrow \frac{Vu}{\phi_c V_n} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Ratio_{Corte} \leftarrow \text{"error - Acero Insuficiente"} \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$Ratio_{Corte} = 0.525$$

2.4 Limites de Refuerzo por Corte ACI 9.6.3.4:

9.6.3.1 En vigas no preesforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > \phi \lambda 0.085 \sqrt{f'_c} b_w d$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

$$\begin{array}{l} Vu > \phi 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ \\ A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ \\ A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \end{array}$$

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps} f_{ps} < 0.4(A_{ps} f_{ps} + A_s f_s)$	El mayor de:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
	de:	$0.052 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
Preesforzadas con $A_{ps} f_{ps} \geq 0.4(A_{ps} f_{ps} + A_s f_s)$	El mayor de:	$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps} f_{ps}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)
	de:		

$$A_{v_s_min} := \begin{cases} \text{if } Vu > \phi_c \cdot 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2}, 3.5 \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \right) \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \text{ cm} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{cases} = 0.018 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{v_s_min1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.016 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{v_s_min2} := 3.5 \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.0175 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{s_Requerido} := \max(A_{v_s_min1}, A_{v_s_min2}, A_{v_s}) = 0.033 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\frac{1.01 \text{ cm}^2}{A_{s_{\text{Requerido}}}} = 30.869 \text{ cm}$$

2.5 Espaciamiento Máximo para las Ramas de Refuerzo de Corte ACI 9.7.6.2.2:

$$V_{s_{\text{requerido}}} := Vu - \phi_c \cdot Vc = 6.773 \text{ tonnef}$$

$$S_{\text{max}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{s_{\text{requerido}}} \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d \\ \left\| \min \left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm} \right) \right\| \\ \text{if } V_{s_{\text{requerido}}} > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d \\ \left\| \min \left(\frac{d}{2}, 300 \text{ mm} \right) \right\| \end{array} \right\| = 27.6 \text{ cm}$$

ACI 9.7.6.2.2

$$Verificacion_{s_{\text{max}}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } s > S_{\text{max}} \\ \left\| \text{"Error - La separacion s, supera el Smax"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Ok - La separacion s, Es correcta"} \right\| \end{array} \right\|$$

$$Verificacion_{s_{\text{max}}} = \text{"Ok - La separacion s, Es correcta"}$$

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v / S cm ² /cm
15,5012	8,7098	6,7913	5,2482	0,0387

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero a corte del ETABS

$$A_{s_{\text{Requerido}}} := \max (A_{v_{s_{\text{min}1}}, A_{v_{s_{\text{min}2}}, A_{v_{s}}}) = 0.033 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

3. DISEÑO DE VIGA DE HORMIGON ARMADO - DISEÑO A TORSION ACI 318-19

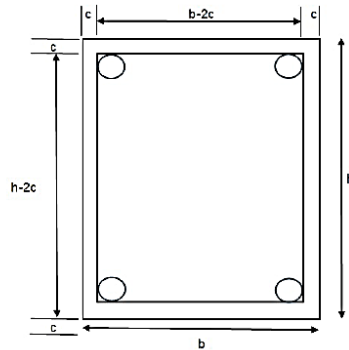
$$A_{cp} = bh, \quad (\text{ACI 2.2, R22.7.5})$$

$$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c), \quad (\text{ACI 2.2, R22.7, Fig R22.7.6.1.1})$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}, \quad (\text{ACI 22.7.6.1.1, Fig R22.7.6.1.1})$$

$$p_{ep} = 2b + 2h, \text{ and} \quad (\text{ACI 2.2, R22.7.5})$$

$$p_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c), \quad (\text{ACI 22.7.6.1, Fig R22.7.6.1.1})$$



$$T_u := 0.62 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{tr} := 0.75 \quad \text{Tabla 21.2.1}$$

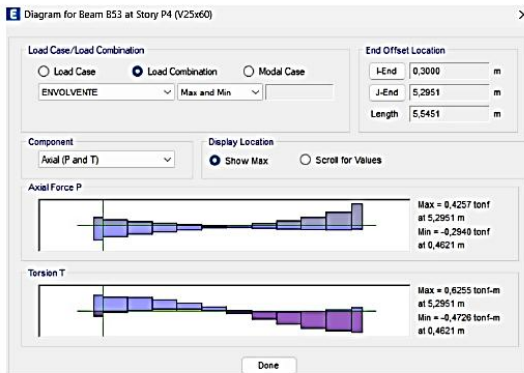
$$Rec_{estribo} := 40 \text{ mm}$$

$$\beta := 1$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$F_{yt} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tan(\theta) = 1$$



Fuente Propia: Torción en viga mas critico.

Tabla 20.5.1.3.1 — Recubrimiento especificado para miembros de concreto contruados en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y anclajes a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Fuente ACI 318-19

3.1 Propiedades de la Sección:

$$A_{cp} := b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

$$\beta := Rec_{estribo} + \frac{d_{estribo}}{2} = 4.4 \text{ cm}$$

$$A_{oh} := (b - 2 \cdot c) \cdot (h - 2 \cdot c) = 829.44 \text{ cm}^2$$

$$A_o := 0.85 \cdot A_{oh} = 705.024 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 170 \text{ cm}$$

$$P_h := 2 \cdot (b - 2 \cdot c) + 2 \cdot (h - 2 \cdot c) = 134.8 \text{ cm}$$

$$ag := b \cdot h = 1500 \text{ cm}^2$$

3.2 Umbral de Torsión para Secciones Transversales Solidas :

$$T_{th} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \cdot \sqrt{1 + \frac{Nu \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{1.1 \cdot ag \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}}} = 56966.2 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

3.3 Torsión de Fisuración:

$$T_{cr} := \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \cdot \sqrt{1 + \frac{Nu \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{1.1 \cdot ag \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}}} = 210985.925 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$T_{cr} \cdot \phi_T = 158.239 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

3.4 Verificaciones de Torsión:

```

resultados := if Tu < phi_T * T_th
  resultados_1,2 ← "Ignorar la Torsion ACI 22.7.1.1"
else
  resultados_1,2 ← "Si se Requiere Acero por Torsion"
  if sqrt((Vu / (b * d))^2 + (Tu * Ph / (1.7 * A_oh^2))^2) <= phi_T * (Vc / (b * d) + 2 * sqrt(f'_c * cm^2 / kgf * kgf / cm^2))
    resultados_2,2 ← "Si, la Seccion es Adecuada, ACI 27.7.1.a"
    if phi_T * T_th <= Tu <= phi_T * T_cr
      resultados_3,2 ← max(0.2 * sqrt(f'_c * cm^2 / kgf * kgf / cm^2) * b / F_yt, 3.5 * b * kgf / cm^2 / F_yt)
    if Tu > phi_T * T_cr
      resultados_4,2 ← Tu / (phi_T * 2 * A_o * F_yt * cot(theta))
      resultados_5,2 ← (Tu * Ph) / (phi_T * 2 * A_o * F_y * tan(theta))
      resultados_6,2 ← min(1.33 * sqrt(f'_c * cm^2 / kgf * kgf / cm^2) * A_cp / F_y - resultados_4,2 * Ph * F_yt / F_y, 1.33 * sqrt(f'_c * cm^2 / kgf * kgf / cm^2) * A_cp / F_y - (1.75 * b * kgf / cm^2) * Ph * F_yt / F_y)
    else
      resultados_2,2 ← "La Seccion no es Adecuada, ACI 27.7.1.a"
  resultados_1,1 ← "¿Se requiere Acero por Torsion?"
  resultados_2,1 ← "¿La Seccion es Adecuada?"
  resultados_3,1 ← "Refuerzo Mínimo (Av-2At)/s"
  resultados_4,1 ← "Refuerzo Transversal At/s"
  resultados_5,1 ← "Refuerzo Longitudinal (AL)"
  resultados_6,1 ← "Refuerzo Longitudinal Mínimo (AL,min)"
  if resultados_3,1 = 0
    resultados_7,1 ← "No Predomina el Refuerzo mínimo"
  else

```

resultados_{7,1} ← “Predomina el Refuerzo mínimo”

resultados =	“¿Se requiere Acero por Torsión?”	“Si se Requiere Acero por Torsion”
	“¿La Seccion es Adecuada?”	“Si, la Seccion es Adecuada, ACI 27.7.7.1.a”
	“Refuerzo Mínimo (Av-2At)/s”	$(1.75 \cdot 10^{-4}) m$
	“Refuerzo Transversal At/s”	0 m
	“Refuerzo Longitudinal (AL)”	0 m
	“Refuerzo Longitudinal Mínimo (AL,min)”	0 m
	“Predomina el Refuerzo mínimo”	0 m

3.4.1 Verificación de Acero por Torsión:

$$Tu < \phi_{tr} \cdot T_{th}$$

3.4.2 Definición de Sección Adecuada:

$$2 \sqrt{\left(\frac{Vu}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} = 13.312 \frac{kgf}{cm^2} \quad \phi_{tr} \cdot T_{cr} = 1.582 m \cdot tonnef$$

$$\phi_{tr} \cdot \left(\frac{Vc}{b \cdot d} + 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2}\right) = 30.041 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.4.3 Refuerzo Mínimo:

$$\phi_{tr} \cdot T_{th} \leq Tu \leq \phi_{tr} \cdot T_{cr}$$

resultados_{7,1} = “Predomina el Refuerzo mínimo”

$$AV_{-2AT.MIN} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \frac{b}{F_{yt}} = 0.016 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\frac{3.5 \cdot b}{F_{yt}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.018 \frac{cm^2}{cm}$$

3.4.4 Refuerzo Transversal:

$$Tu > \phi_{tr} \cdot T_{cr}$$

$$A_{t_calculado} := \frac{T_u}{\phi_{tr} \cdot 2 \cdot A_o \cdot F_{yt} \cdot \cot(\theta)} = 0.012 \frac{cm^2}{cm} \qquad \frac{1.75 \cdot b}{F_{yt}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.009 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\frac{T_u \cdot P_h}{\phi_{tr} \cdot 2 \cdot A_o \cdot F_y \cdot \tan(\theta)} = 1.581 \text{ cm}^2$$

3.4.5 Refuerzo Longitudinal :

$$A_{tl1} := \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_{cp}}{F_y} - A_{t_calculado} \cdot P_h = 4.728 \text{ cm}^2$$

$$A_{tl2} := \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_{cp}}{F_y} - \left(\frac{1.75 \cdot b}{F_{yt}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \right) \cdot P_h = 5.129 \text{ cm}^2$$

3.4.6 Refuerzo Longitudinal mínimo:

$$A_{VT_MIN} := \min \left(\frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_{cp}}{F_y} - A_{t_calculado} \cdot P_h \cdot \frac{F_{yt}}{F_y}, \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_{cp}}{F_y} - \left(\frac{1.75 \cdot b}{F_{yt}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \right) \cdot P_h \cdot \frac{F_{yt}}{F_y} \right) = 4.73 \text{ cm}^2$$

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T _u tonf-cm	φT _{th} tonf-cm	φT _σ tonf-cm	Area A _o cm ²	Perimeter, p _h cm	Rebar A _t /s cm ² /cm	Rebar A _t cm ²
39,698	41,859	167,435	699,9	134,44	0	0

Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero a torsión del ETABS

Como se puede observar, en Comprobación de área de acero a torsión del ETABS. El programa no recomienda refuerzo por torsión sin embargo los cálculos manuales en base al ACI 318-19, nos indica que predomina Refuerzo mínimo a torsión se puede observar en 3.4.3.

4. DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO - DIAGRAMA DE INTERACCION ACI 318-19

4.1 Datos iniciales de materiales:

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

4.1.1 Modulo de elasticidad del acero

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

4.1.2 Deformación unitaria del concreto

$$\epsilon_c := 0.003 \quad 21.2.2a$$

4.1.3 Deformación unitaria del acero

$$\epsilon_s := \frac{f_y}{E_s}$$

4.2 Dimensiones:

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

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

Recubrimiento al estribo $d := 4 \text{ cm}$

4.3 Refuerzo:

Numero de barras en b $nb := 6$

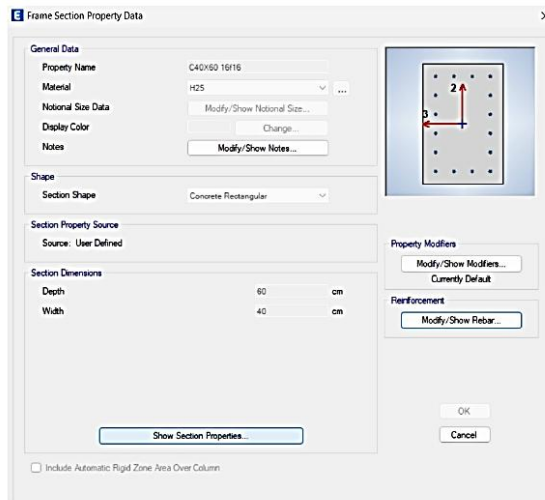
Numero de barras en h $nh := 4$

4.3.1 Acero longitudinal:

$$d_b := \frac{5}{8} \text{ in} \quad d_b = 15.875 \text{ mm}$$

4.3.2 Refuerzo transversal (estribo):

$$d_e := \frac{3}{8} \text{ in} \quad d_e = 9.525 \text{ mm}$$



fente propia: Dimension de columnas en ETABS donde eje 3 es nh y eje 2 es nb

4.4 Matriz de ubicación de barras de acero en la columna

$$\begin{aligned}
 f &:= 1 \dots nb & g &:= 1 \dots nh & n_{barras_{1,c}} &:= 1 & n_{barras_{f,1}} &:= 1 \\
 n_{barras} &= \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} & n_{barras_{nb,c}} &:= 1 & n_{barras_{f,nh}} &:= 1 \\
 \text{rows}(n_{barras}) &= 6 \\
 \text{cols}(n_{barras}) &= 4
 \end{aligned}$$

4.5 Matriz de diámetros de barras de acero en la columna

$$d_{barras} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(n_{barras}) \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1 \dots \text{cols}(n_{barras}) \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } n_{barras_{i,j}} = 1 \\ \left\| d_{barras_{i,j}} \leftarrow d_b \right. \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 1.588 & 1.588 & 1.588 & 1.588 \\ 1.588 & 0 & 0 & 1.588 \\ 1.588 & 0 & 0 & 1.588 \\ 1.588 & 0 & 0 & 1.588 \\ 1.588 & 0 & 0 & 1.588 \\ 1.588 & 1.588 & 1.588 & 1.588 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4.6 Matriz del área de acero de las barras en la columna

$$\begin{aligned}
 A_s &:= \frac{\pi}{4} \cdot d_{barras}^2 = \begin{bmatrix} 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \\
 \text{rows}(n_{barras}) &= 6 & \text{cols}(n_{barras}) &= 4
 \end{aligned}$$

$$k := \text{rows}(n_{barras}) = 6 \quad m := \text{cols}(n_{barras}) = 4$$

4.7 Sumatoria de área de acero de la columna

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_s^i = [11.876 \quad 3.959 \quad 3.959 \quad 11.876] \text{ cm}^2$$

$$A_{stotal} := \sum_{i=1}^m A_{sf1,i} = 31.669 \text{ cm}^2$$

4.8 Cuantía de acero de la columna (%)

$$\rho_{cuantía} := \frac{A_{stotal}}{b \cdot h} \cdot 100 = 1.32$$

4.9 Ubicación de las filas de acero

$$dist_1 := r + d_e + \frac{d_b}{2} = 5.746 \text{ cm}$$

$$S_{sep_barras} := \frac{h - 2 \cdot dist_1}{cols(n_{barras}) - 1} = 16.169 \text{ cm}$$

$$d := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 2 \dots cols(n_{barras}) \\ \left\| \begin{array}{l} dist_i \leftarrow dist_{i-1} + S_{sep_barras} \\ dist \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 5.746 \\ 21.915 \\ 38.085 \\ 54.254 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4.10 A) Caso de compresión pura

$$A_g := b \cdot h = 2400 \text{ cm}^2$$

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{stotal}) + f_y \cdot A_{stotal} = 661.616 \text{ tonnef} \quad 22.4.2.2$$

4.10.1 Resistencia axial máxima

$$Coef := 0.80$$

$$\phi := 0.65$$

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el Capítulo 13	$0.80P_o$	(e)

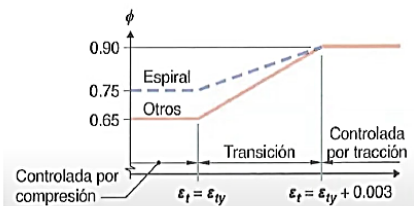


Fig. R21.2.2b — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

$$\phi P_{n_Max} := \phi \cdot Coef \cdot P_0 = 344.041 \text{ tonnef}$$

4.10 B) Caso de flexión y compresión

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \cdot \text{MPa}} \\ \text{if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

$$f_s(i, a) := \begin{cases} \varepsilon_s \leftarrow \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \cdot \varepsilon_c \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, f_y) \end{cases}$$

4.10.1 Cálculo del valor de ϕ

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

⁽¹⁾Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

$$dt := \max(d) = 54.254 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \frac{c(a) - dt}{c(a)} \cdot \varepsilon_c \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.65 + 0.25 \cdot \left(\frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right), 0.9 \right), 0.65 \right) \end{array} \right|$$

4.10.2 Capacidad Axial minorada de la columna

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^m \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n_Max} \right)$$

4.10.3 Momento Resistente minorado

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^m \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

4.10.4 Valores de a

$$a := 0, \frac{h}{500} \dots h$$

4.11 Solicitaciones

$$P_u := [332.65 \quad 332.65 \quad 332.65] \text{ tonnef}$$

$$M_y := [-0.1053 \quad 11.0574 \quad 11.0574] \text{ tonnef} \cdot m$$

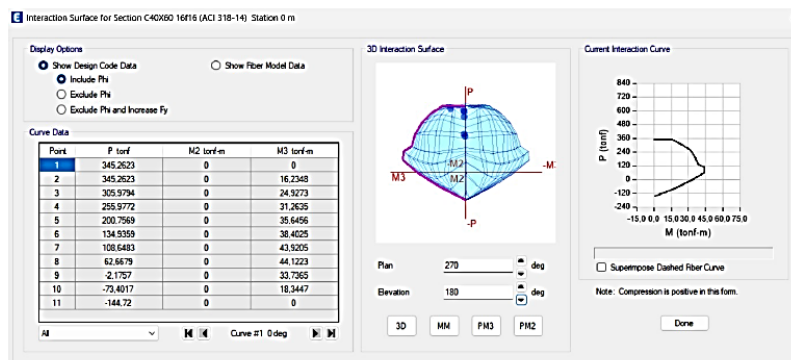
4.12 Valores de diagrama de interacción del ETBAS

ϕP_n ETBAS (tonnef) ϕM_n ETABS (tonnef · m)

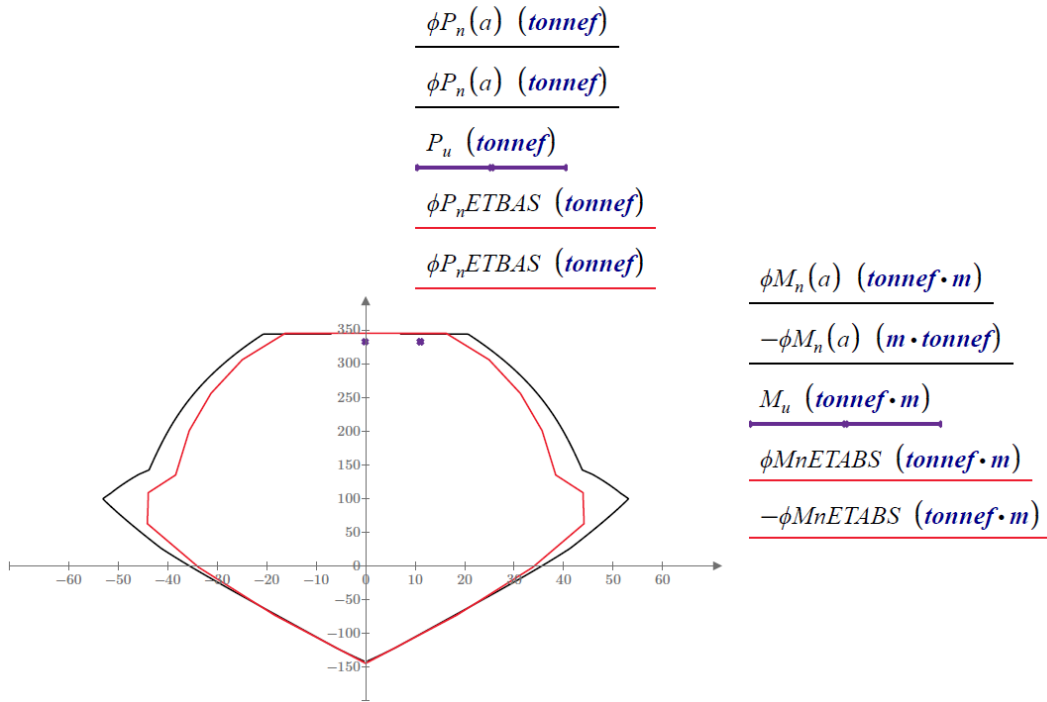
345.2623	0
345.2623	16.2348
305.9794	24.9273
255.9772	31.2635
200.7569	35.6456
134.9359	38.4025
108.6483	43.9205
62.6679	44.1223
-2.1757	33.7365
-73.4017	18.3447
-144.72	0

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{ux} , M_{uy}

Design P_u tonf	Design M_{ux} tonf-m	Design M_{uy} tonf-m	Minimum M_x tonf-m	Minimum M_y tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
332.6532	-0.1053	11.0574	9.0615	11.0574	1.34	0.963



4.13 Diagrama de interacción



4.14 Cortante que resiste el Hormigón

$$\bar{d} := h - (r - d_e) - \frac{d_b}{2} = 0.562 \text{ m} \quad \text{Canto útil}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi V_c := \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 14.118 \text{ tonnef}$$

$$\bar{V}_c := \frac{\phi V_c}{\phi} = 18.824 \text{ tonnef} \quad \text{ACI (9.6.3.1)}$$

$$\phi V_{\max} := \phi \cdot \left(V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \right) = 72.723 \text{ tonnef} \quad \text{ACI (22.5.1.2)}$$

4.15 Distribución de estribos por cuantía mínima

$$\bar{F}_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{v3} := 0.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b}{F_y} = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad ; \quad A_{v4} := 3.5 \cdot \frac{b \cdot \text{kgf}}{F_y \cdot \text{cm}^2} = 0.028 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

AS Vertical FI16C/6CM

AS Horizontal FI10C/10

5. DISEÑO DE MURO DE HORMIGON ARMADO COMPORTAMIENTO A FLEXOCOMPRESION ACI 318-19

5.1 Datos iniciales de materiales:

$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5.1.1 Modulo de elasticidad del acero

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5.1.2 Deformación unitaria del concreto

$$\epsilon_c := 0.003 \quad 21.2.2a$$

5.1.3 Deformación unitaria del acero

$$\epsilon_n := \frac{f_y}{E_s}$$

5.2 Dimensiones:

$$h := 439 \text{ cm}$$

$$b := 25 \text{ cm}$$

Recubrimiento al estribo

$$r := 3.5 \text{ cm}$$

5.3 Refuerzo:

Numero de barras en b

$$n_b := 2$$

Numero de barras en h

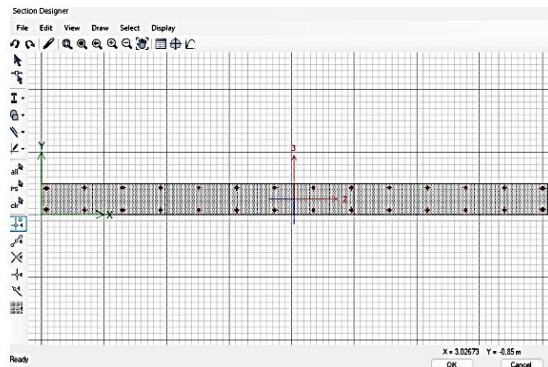
$$n_h := 14$$

5.3.1 Acero longitudinal:

$$d_b := 3.58 \text{ cm}$$

5.3.2 Refuerzo transversal (estribo):

$$d_s := 1 \text{ cm}$$



fuentes propia: [Dimensión del muro en ETABS](#)

5.4 Matriz de ubicación de barras de acero en el muro

$$\begin{aligned} \hat{j} &:= 1 \dots nb & \hat{c} &:= 1 \dots nh & Nbarras_{1,c} &:= 1 & Nbarras_{f,1} &:= 1 \\ & & & & Nbarras_{nb,c} &:= 1 & Nbarras_{f,nh} &:= 1 \end{aligned}$$

$$Nbarras = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\text{rows}(Nbarras) = 2$$

$$\text{cols}(Nbarras) = 14$$

5.5 Matriz de diámetros de barras de acero en el muro

$$\hat{d}_{barras} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(Nbarras) \\ \quad \text{for } j \in 1 \dots \text{cols}(Nbarras) \\ \quad \quad \text{if } Nbarras_{i,j} = 1 \\ \quad \quad \quad \hat{d}_{barras_{i,j}} \leftarrow d_b \\ \quad \quad \quad d_{barras} \end{array} = \begin{bmatrix} 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 \\ 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 & 3.58 & \dots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

5.6 Matriz del área de acero de las barras en el muro

$$\hat{A}_s := \frac{\pi}{4} \cdot \overrightarrow{d_{barras}}^2 = \begin{bmatrix} 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 \\ 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 & 10.066 \dots \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$\text{rows}(Nbarras) = 2$$

$$\text{cols}(Nbarras) = 14$$

$$\hat{k} := \text{rows}(Nbarras) = 2$$

$$\hat{m} := \text{cols}(Nbarras) = 14$$

5.7 Sumatoria de área de acero en el muro

$$\hat{A}_{s,j} := \sum_{i=1}^k \hat{A}_s^i = [20.132 \ 20.132 \ 20.132 \ 20.132 \ 20.132 \ 20.132 \ \dots] \text{ cm}^2$$

$$A_{stotal} := \sum_{i=1}^m A_{sf1,i} = 281.847 \text{ cm}^2$$

5.8 Cuantía de acero de la columna (%)

$$\rho_{cuantia} := \frac{A_{stotal}}{b \cdot h} \cdot 100 = 2.568$$

5.9 Ubicación de las filas de acero

$$dist_1 := r + d_e + \frac{d_b}{2} = 6.29 \text{ cm}$$

$$S_{sep \text{ barras}} := \frac{h - 2 \cdot dist_1}{cols(Nbarras) - 1} = 32.802 \text{ cm}$$

$$d := \begin{cases} \text{for } i \in 2 \dots cols(Nbarras) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} dist_i \leftarrow dist_{i-1} + S_{sep_barras} \\ dist \end{array} \right\| \end{cases} = \begin{bmatrix} 6.29 \\ 39.092 \\ 71.893 \\ 104.695 \\ 137.496 \\ 170.298 \\ 203.099 \\ 235.901 \\ 268.702 \\ 301.504 \\ 334.305 \\ 367.107 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

5.10 A) Caso de compresión pura

$$A_g := b \cdot h = 10975 \text{ cm}^2$$

$$P_0 := 0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{stotal}) + f_y \cdot A_{stotal} = 3681.532 \text{ tonnef}$$

22.4.2.2

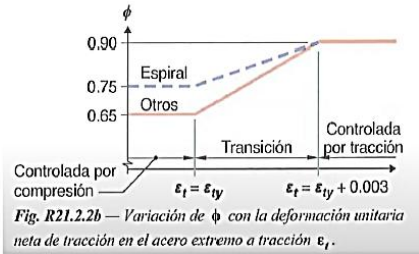
5.10.1 Resistencia axial máxima

$$C_{coef} := 0.80$$

$$\phi := 0.65$$

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	P_n, \max	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_n$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_n$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_n$	(c)
	Espirales	$0.85P_n$	(d)
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el Capítulo 13	$0.80P_n$	(e)



$$\phi P_n \text{ Max} := \phi \cdot \text{Coef} \cdot P_0 = 1914.396 \text{ tonnef}$$

5.10 B) Caso de flexión y compresión

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \cdot \text{MPa}} \\ \text{if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85$$

$$\mathcal{G}(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

$$\mathcal{f}_s(i, a) := \begin{cases} \varepsilon_s \leftarrow \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \cdot \varepsilon_c \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, f_y) \end{cases}$$

5.10.1 Cálculo del valor de ϕ

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

⁽¹⁾Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

$$d_t := \max(d) = 432.71 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left| \begin{array}{l} \epsilon_t \leftarrow \frac{c(a) - dt}{c(a)} \cdot \epsilon_c \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.65 + 0.25 \cdot \left(\frac{|\epsilon_t| - \epsilon_{ty}}{0.003} \right), 0.9 \right), 0.65 \right) \end{array} \right|$$

5.10.2 Capacidad Axial minorada del muro

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^m (A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a)) \right), \phi P_{n_Max} \right)$$

5.10.3 Momento Resistente minorado

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^m \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

5.10.4 Valores de a

$$a := 0, \frac{h}{300} \dots h$$

5.11 Solicitaciones

$$P_u := [591.82 \quad 551.24 \quad 591.82] \text{ tonnef}$$

$$M_u := [710.63 \quad 478.74 \quad 710.63] \text{ tonnef} \cdot m$$

Flexural Design for P, M₁ and M₂

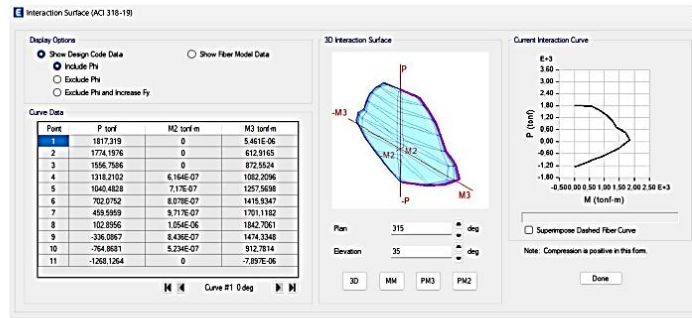
Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m
Top	0.578	DWalS11	597.8268	3.1003	710.6366
Bottom	0.442	DWalS11	551.245	3.3961	478.7447

5.12 Valores de diagrama de interacción del ETBAS

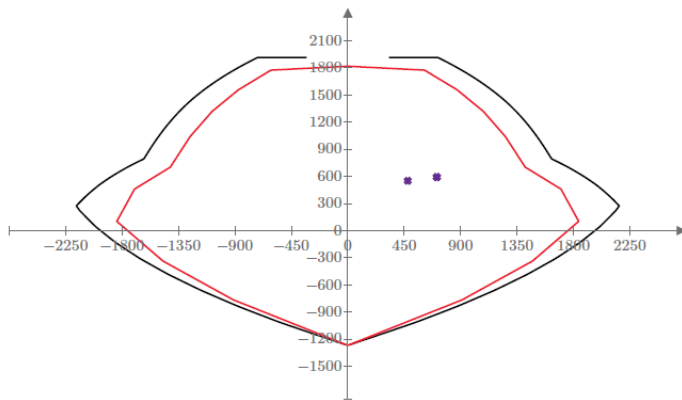
$\phi P_n ETBAS$

$\phi Mn ETBAS$

(tonnef)	(tonnef·m)
1817.31	0.0000054
1774.19	612.91
1556.75	872.55
1318.21	1082.20
1040.48	1257.56
702.07	1415.93
459.59	1701.11
102.89	1842.70
-336.08	1474.33
-764.86	912.78
-1268.12	-0.00000789



5.12 Diagrama de interacción



$\phi M_n(a)$ (tonnef·m)

$-\phi M_n(a)$ (m·tonnef)

M_u (tonnef·m)

$\phi Mn ETBAS$ (tonnef·m)

$-\phi Mn ETBAS$ (tonnef·m)

$\phi P_n(a)$ (tonnef)

$\phi P_n(a)$ (tonnef)

P_u (tonnef)

$\phi P_n ETBAS$ (tonnef)

$\phi P_n ETBAS$ (tonnef)

5.13 Refuerzo horizontal

$$h := 439 \text{ cm}$$

$$b := 25 \text{ cm}$$

$$V_u := 196.40 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.75$$

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0,00067	DWalS11	163,6262	710,6366	196,4068	95,2492	196,4068
Bottom	Leg 1	0,00062	DWalS11	231,2843	478,7447	181,0813	95,2492	189,9124

5.13.1 Verificación a cortante máximo

$$\phi V_{n_max} := \phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{0.5} \cdot b \cdot h \cdot 0.8 = 220.73 \text{ tonnef} \quad \text{ACI.(18.10.4.4)}$$

5.13.2 Cortante que resiste el concreto

$$\phi V_c := \phi \cdot 0.53 \cdot (h \cdot b \cdot 1) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{0.5} = 68.978 \text{ tonnef} \quad \text{ACI.(11.5.4.6)}$$

5.13.3 Separación por cuantía mínima

$$A_{v_min} := 0.0025 \cdot b \cdot 800 \text{ cm} \cdot \frac{1}{1 \text{ m}} = 0.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot (3.14 \text{ cm})^2}{4}}{20 \text{ cm}} = 0.77 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

AS Vertical FI25C/17CM

AS Horizontal FI20C/20

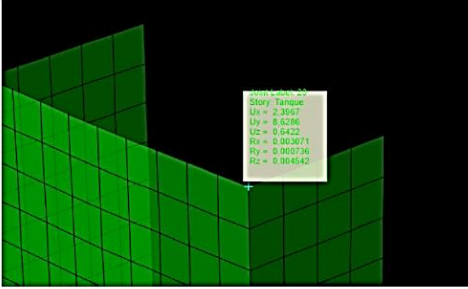
5.14 Elemento de borde

5.14.1 Procedimiento base desplazamiento

$h = 439 \text{ cm}$ Largo del muro

$\delta_u := 8.63 \text{ cm}$ Desplazamiento horizontal en la parte superior del muro (ETABS)

$h_v := 26.1 \text{ m}$ Altura total del muro



f fuente propia: Desplazamiento del muro en ETABS

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.003 \quad \rightarrow \quad Drift := \max\left(0.005, \frac{\delta_u}{h_w}\right) = 0.005 \quad \text{ACI318-19 (18.10.6.2)}$$

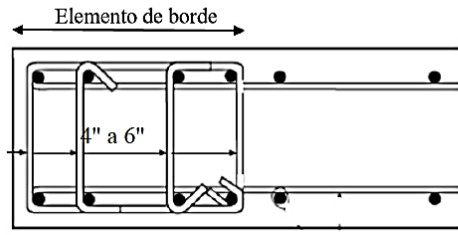
$$\rightarrow \quad \ell := \frac{h}{600 \cdot (1.5 \cdot Drift)} = 97.556 \text{ cm}$$

5.14.2 Distancia desde el extremo a compresión (distancia de confinamiento)

$$c - 0.1 \cdot h = 53.656 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{c}{2} = 48.778 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \quad \ell := \max\left(c - 0.1 \cdot h, \frac{c}{2}\right) = 53.656 \text{ cm} \quad \text{ACI318-19 (18.10.6.2.a)}$$

$$\rightarrow \quad 0.2 \cdot h = 87.8 \text{ cm} \quad \text{GBDS 2018 (10.2.4.5)}$$

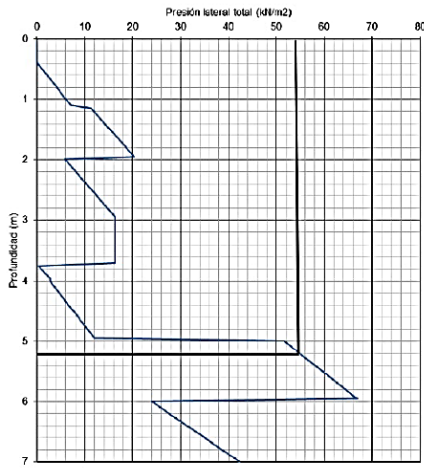


PCA notes 318-11 fig 29-24

Se debe confinar el elemento con estribos cerrados o grapas para mejorar el comportamiento del elemento.

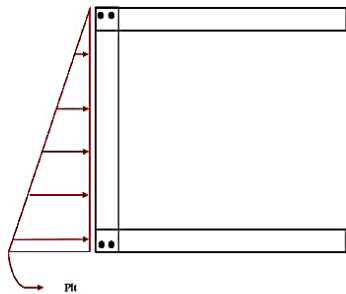
6. DISEÑO DE MURO SOTANO DE HORMIGON ARMADO ACI 318-19

6.1 Resultados de estudio de suelos



Fuente: Estudios de Suelo del proyecto
Diagrama de Presión Lateral, Pag 18

6.2 Analisis de los coeficientes de carga para el modelamiento en ETABS



Fuente: Elaboracion propia

$$Plt := 5506.47 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Fuente: Presión lateral total para altura de muro sótano

$$H := 5.3 \text{ m}$$

$$P = Cz + D$$

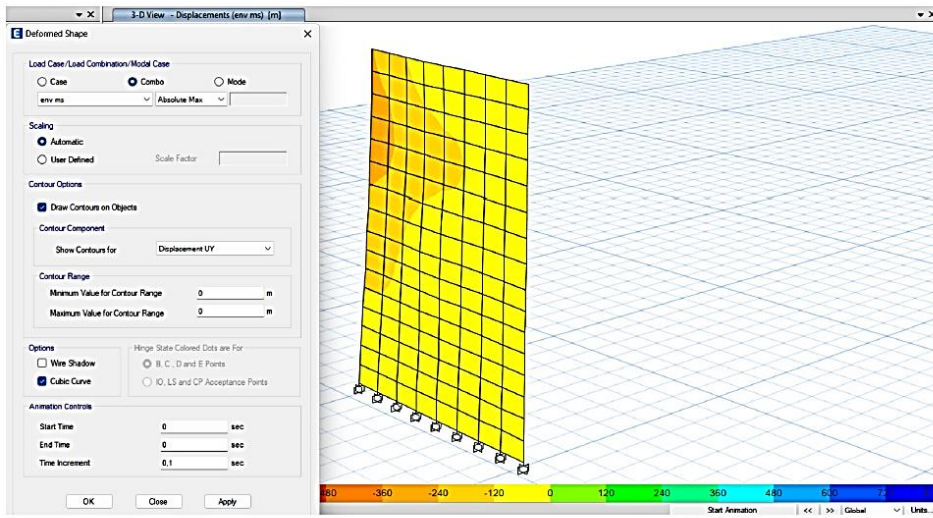
$$z = 0$$

$$z = 5.3 \text{ m}$$

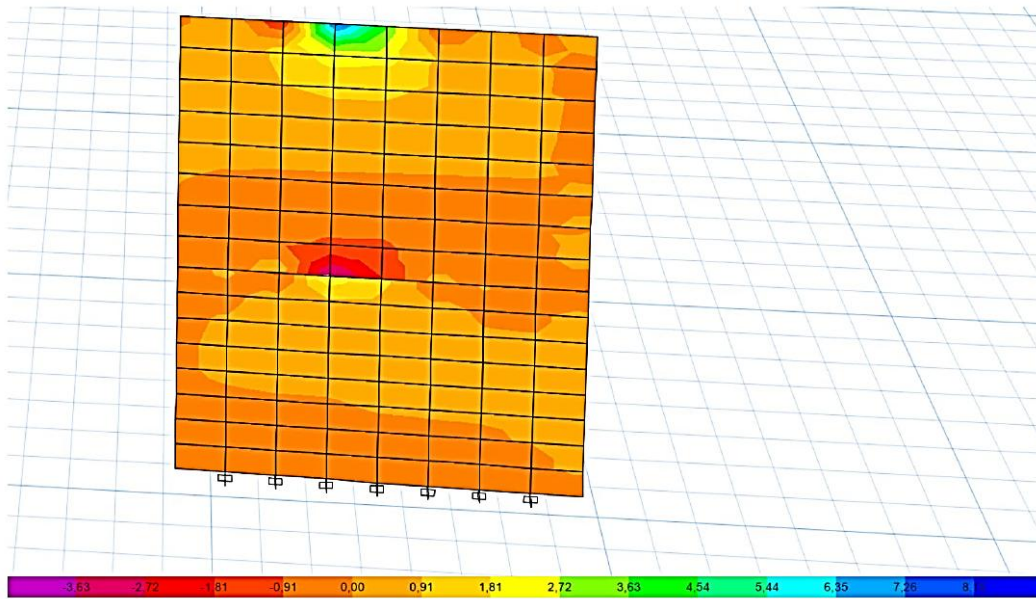
$$D = 5506.47 \text{ Kgf/m}^2$$

$$C = 5506.47 / (-5.3) = -1038.96 \text{ Kgf/m}^3$$

6.2 Resultados del análisis estructural



Fuente Propia: Deformación de muro sótano por la carga



Fuente Propia: Esfuerzo M22 de muro

6.3 Datos del diseño

$$B := 1 \text{ m}$$

$$d_s := 0.21 \text{ m}$$

$$h := 0.25 \text{ m}$$

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

6.4 Area de acero calculado por esfuerzos

$$Mn := 7.62 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

6.4.1 Area de acero a flexión

$$\phi bl := 12 \text{ mm}$$

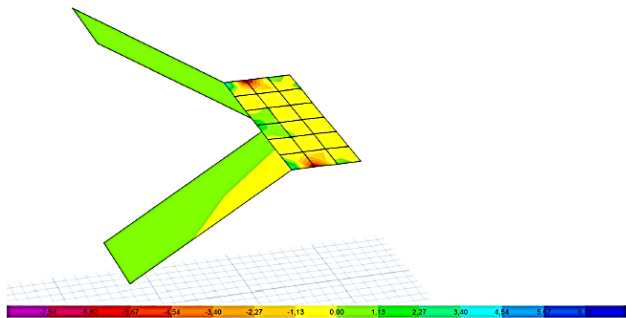
$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

$$A_y := \frac{\pi \cdot (\phi bl)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 9.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

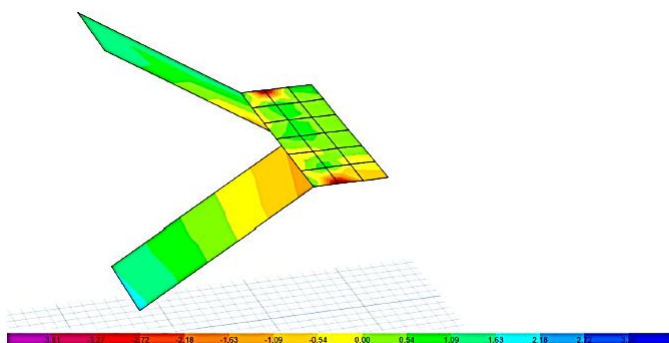
FI12C/12

7. DISEÑO DE ESCALERA DE HORMIGON ARMADO ACI 318-19

7.1 Resultados de esfuerzos del Simulador



Fuente Propia: Esfuerzo M11 de escalera (EJE X)



Fuente Propia: Esfuerzo M22 de escalera (EJE Y)

7.2 Datos del diseño

$$\overline{B} := 1 \text{ m}$$

$$\overline{d}_1 := 0.21 \text{ m}$$

$$\overline{h} := 0.25 \text{ m}$$

$$\overline{f}_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\overline{f}_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

7.3 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje X

$$Mn := 6.52 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$As := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 7.19 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

7.3.1 Area de acero en eje X

$$\phi bl := 12 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 14 \text{ cm}$$

$$A_x := \frac{\pi \cdot (\phi bl)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 8.08 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

FI12C/14 EJE X

7.4 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje Y

$$Mn := 4 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$As := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

7.4.1 Area de acero en eje Y

$$\phi bl := 8 \text{ mm}$$

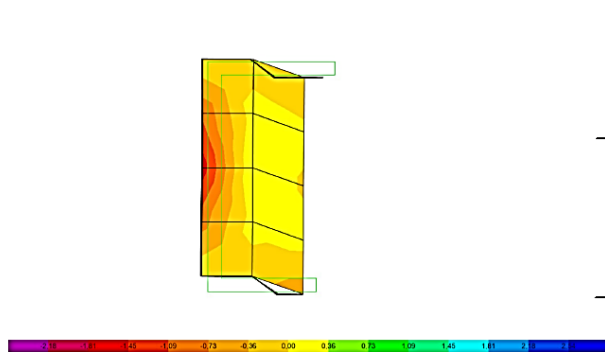
$$\text{separacion} := 10 \text{ cm}$$

$$A_y := \frac{\pi \cdot (\phi bl)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 5.03 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

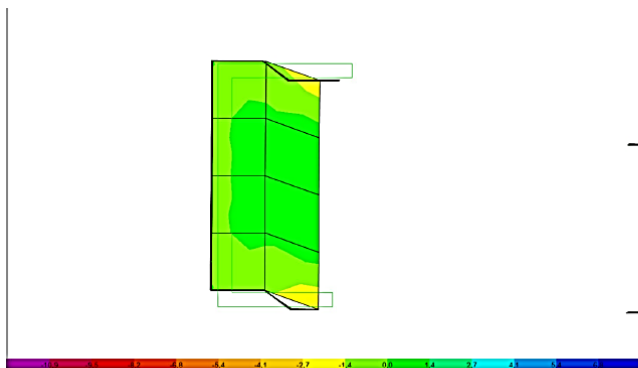
FI8C/10 EJE Y

8. DISEÑO DE LOSA DE LA SALA DE MAQUINAS ACI 318-19

8.1 Resultados de esfuerzos del Simulador



Fuente Propia: Esfuerzo M11 de losa de sala de maquinas (EJE X)



Fuente Propia: Esfuerzo M22 de losa de sala de maquinas (EJE Y)

8.2 Datos del diseño

$$\bar{B} := 1 \text{ m}$$

$$\bar{d}_s := 0.21 \text{ m}$$

$$\bar{h} := 0.25 \text{ m}$$

$$\bar{f}_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\bar{f}_s := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\bar{\phi} := 0.9$$

8.3 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje X

$$\overline{Mn} := 1.62 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \overline{Mn}}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

8.3.1 Area de acero en eje X

$$\overline{\phi b l} := 8 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

$$A_y := \frac{\pi \cdot (\overline{\phi b l})^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 4.19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

FI8C/12 EJE X

8.4 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje Y

$$\overline{Mn} := 2.8 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \overline{Mn}}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

8.4.1 Area de acero en eje Y

$$\overline{\phi b l} := 8 \text{ mm}$$

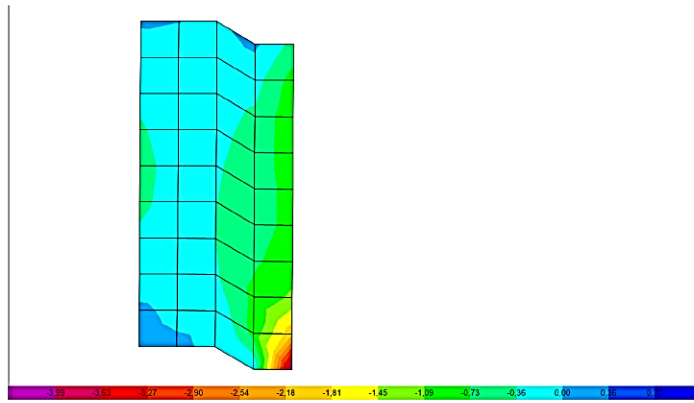
$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

$$A_y := \frac{\pi \cdot (\overline{\phi b l})^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 4.19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

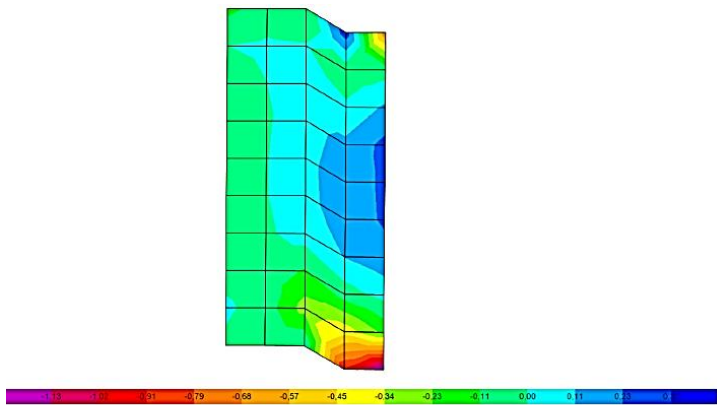
FI8C/12 EJE Y

9. DISEÑO DE LOSA DE LA SALA DEL TANQUE ELEVADO ACI 318-19

9.1 Resultados de esfuerzos del Simulador



Fuente Propia: Esfuerzo M11 de losa del tanque elevado (EJE X)



$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

9.3 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje X

$$M_n := 4.18 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

9.3.1 Area de acero en eje X

$$\phi b_l := 8 \text{ mm}$$

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

$$A_s := \frac{\pi \cdot (\phi b_l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 5.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

FI8C/10 EJE X

9.4 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje Y

$$M_n := 1.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

9.4.1 Area de acero en eje Y

$$\phi b_l := 8 \text{ mm}$$

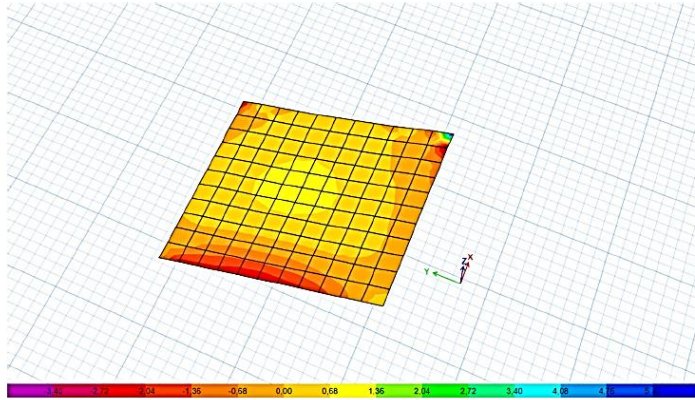
$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot (\phi b_l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 4.19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

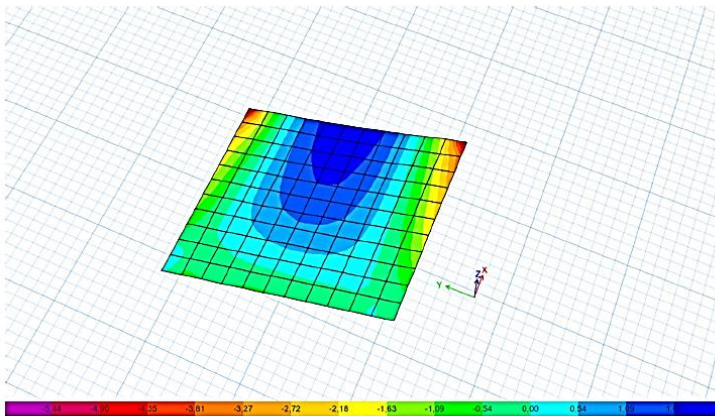
FI8C/12 EJE Y

10. DISEÑO DE LOSA DE LA RAMPA DE ACCESO DEL GARAJE ACI 318-19

10.1 Resultados de esfuerzos del Simulador



Fuente Propia: Esfuerzo M11 de la losa de la rampa de acceso (EJE X)



Fuente Propia: Esfuerzo M22 de la losa de la rampa de acceso (EJE Y)

10.2 Datos del diseño

$$B := 1 \text{ m}$$

$$d_s := 0.21 \text{ m}$$

$$h_s := 0.25 \text{ m}$$

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

10.3 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje X

$$Mn := 5.83 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$As := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

10.3.1 Area de acero en eje X

$$\phi bl := 10 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

$$As := \frac{\pi \cdot (\phi bl)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 6.54 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

FI10C/12 EJE X

10.4 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje Y

$$Mn := 5.5 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$As := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} := \frac{0.0025 \cdot B \cdot h}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

10.4.1 Area de acero en eje Y

$$\phi bl := 10 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 12 \text{ cm}$$

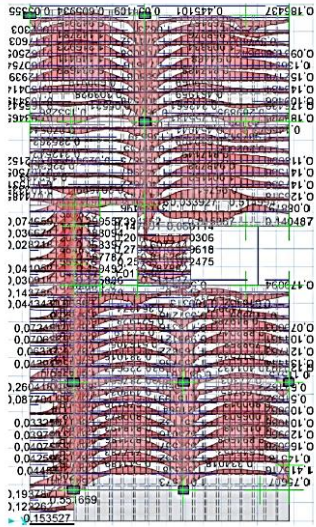
$$As := \frac{\pi \cdot (\phi bl)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 6.54 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

FI10C/12 EJE Y

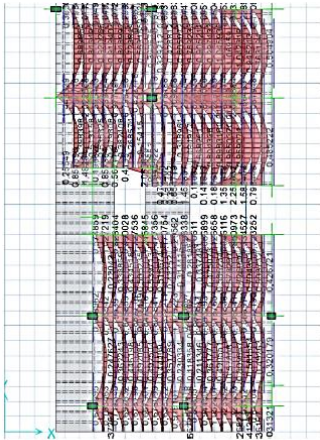
11. DISEÑO DE LOSA NERVADA EN 1 Y 2 DIRECCIONES ACI 318-19

11.1 Losa reticular en 2 direcciones y 1 dirección

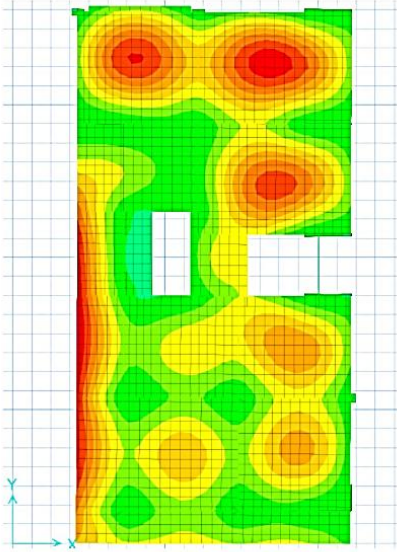
11.1.1 Resultado de esfuerzos en el simulador



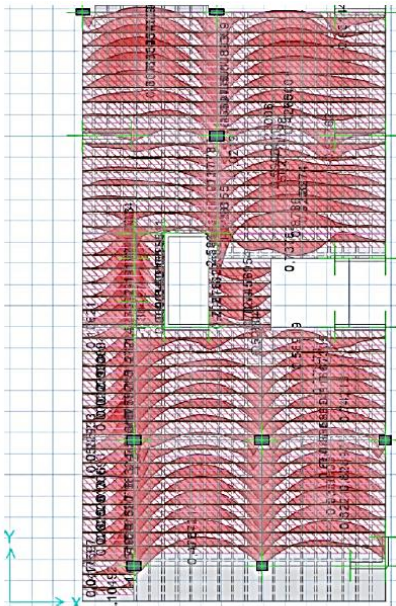
Fuente Propia: Refuerzos de flexión envolvente para viguetas (EJE X)



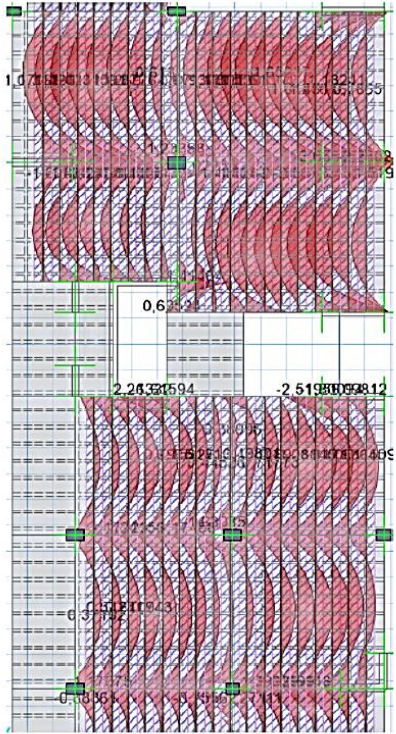
Fuente Propia: Refuerzos de flexión envolvente para viguetas (EJE Y)



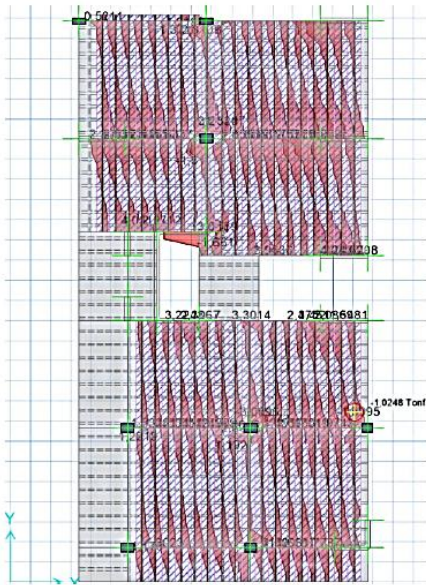
Fuente Propia: Desplazamiento bajo flexión por carga de servicio



Fuente Propia: Diagramas de momentos de viguetas (EJE X)



Fuente Propia: Diagramas de momentos de viguetas (EJE Y)



Fuente Propia: Diagramas de cortantes de viguetas (EJE Y)



Fuente Propia: Diagramas de cortantes de viguetas (EJE X)

11.1.2 Datos del diseño

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

$$d_s := 0.23 \text{ m}$$

$$h := 0.25 \text{ m}$$

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

11.1.3 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje X

$$Mn := 0.99 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mn}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 1.01 \text{ cm}^2$$

11.1.4 Area de acero en eje X

$$\phi b l := 8 \text{ mm}$$

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

$$A_y := \frac{2 \cdot \pi \cdot (\phi b l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 10.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

FI8C/10 EJE X

11.1.5 Area de acero calculado por esfuerzos para el eje Y

$$M_n := 1.65 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d_s}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d_s^2 \cdot f_c}} \right) = 1.75 \text{ cm}^2$$

11.1.6 Area de acero en eje Y

$$\phi b l := 8 \text{ mm}$$

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

$$A_y := \frac{2 \cdot \pi \cdot (\phi b l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 10.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

FI8C/10 EJE Y

11.2 Diseño por cortante

$$\phi := 0.75$$

11.2.1 Resistencia al corte de la sección (22.5.5)

$$\phi V_c := \phi \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B \cdot d_s = 1.59 \text{ tonnef}$$

11.2.2 Refuerzo de estribo

$$\phi b l := 6 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 30 \text{ cm}$$

$$A_y := \frac{\pi \cdot (\phi b l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 0.94 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

FI8C/30

11.2.3 Malla por retracción y temperatura

$$\phi b l := 6 \text{ mm}$$

$$\text{separacion} := 30 \text{ cm}$$

$$A_v := \frac{3 \cdot \pi \cdot (\phi b l)^2}{4 \cdot \text{separacion}} = 2.83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{min1}} := \left(\frac{0.0018 \cdot 4200}{5000} \right) \cdot 5 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 0.76 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI318-19 (24.4.3.2)}$$

12. DISEÑO DE LOSA DE FUNDACION CON VIGAS RADIER ACI 318-19

12.1 Predimensionamiento

12.1.1 Predimensionamiento de losa de canto constante

Datos

$$H := 0.40 \text{ m}$$

12.1.2 Predimensionamiento de viga radier

Datos

$$L_c := 5.40 \text{ m} \quad \text{Luz mayor entre columnas}$$

$$H_r := \frac{L_c}{7} = 0.771 \text{ m}$$

$$H_j := 0.8 \text{ m}$$

B_r = lado menor de la columna de diseño

$$B_r := 0.40 \text{ cm}$$

Con los datos de predimensionamiento, se modelo la cimentación. Sin embargo se tuvo que realizar modificaciones de las dimensiones en función a las comprobaciones de estabilidad y diseño que se verán a continuación:

12.2 Diseño de Vigas Radier

12.2.1 Datos Iniciales:

$$h := 135 \text{ cm}$$

$$b := 70 \text{ cm}$$

$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

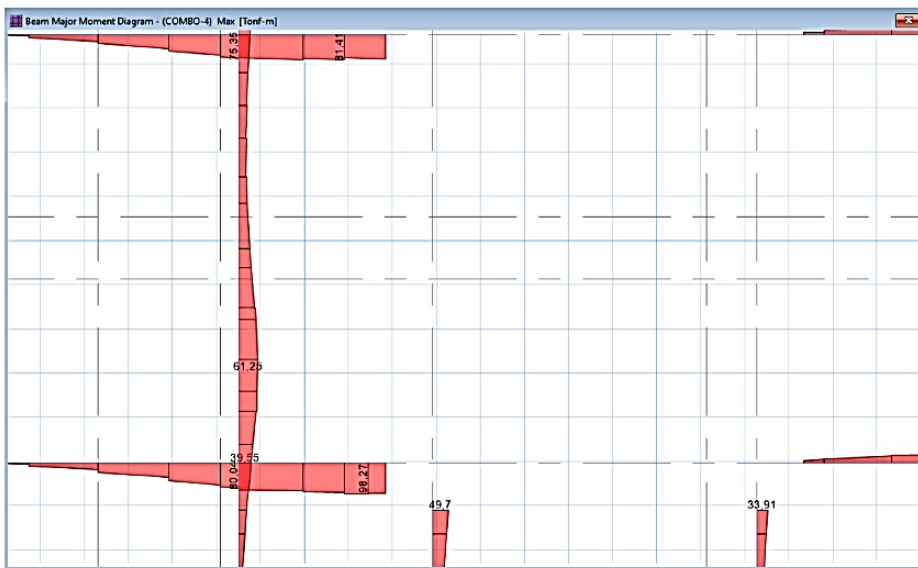
h = Altura de la viga radier.

b = Base de la viga radier.

f'c = Resistencia característica del hormigón.

Fy = Resistencia característica del acero.

$$M_d := 98.27 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Fuente Propia: Momento en viga radier mas critico (safe v.16)

12.2.2 Recubrimiento Mecánico:

$$recm := 5 \text{ cm}$$

12.2.3 Calculo del valor β_1 :

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 2500 \text{ psi} \leq f'_c \leq 4000 \text{ psi} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 4000 \text{ psi} < f'_c < 8000 \text{ psi} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot (f'_c - 4000 \text{ psi})}{1000} \\ \text{if } f'_c \geq 8000 \text{ psi} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85$$

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , psi	β_1	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)

12.2.4 Calculo del área de acero Inicial:

$$d := h - recm = 130 \text{ cm} \quad \text{Peralte Efectivo}$$

$$\phi := 0.85 \quad \text{Asumido}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 18.215 \text{ cm}^2$$

12.2.5 Calculo de la altura del bloque de compresión "a":

$$a := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.123 \text{ cm}$$

12.2.6 Calculo de "c":

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.203 \text{ cm}$$

12.2.7 Calculo del Factor ϕ :

$$\epsilon_{cu} := 0.003$$

$$\epsilon_t := \frac{\epsilon_{cu}}{c} \cdot d - \epsilon_{cu} = 0.051142$$

$$\epsilon_{ty} := \frac{F_y}{E_s} = 0.002$$

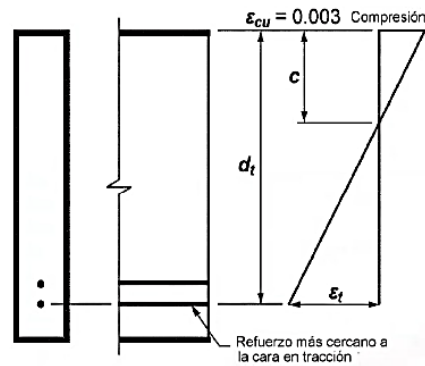


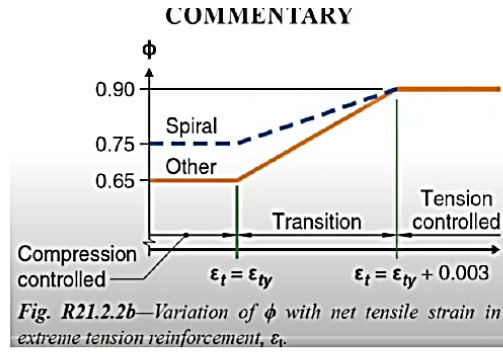
Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición ¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

¹⁾Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty} & \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 & \\ \text{if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003 & \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} & \\ \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 & \\ \quad \phi \leftarrow 0.90 & \end{cases}$$



ACI 21.2.2 General

ACI 21.2.2 Y 9.3.3.1 Se requiere que la sección quede controlada por la tracción

$$\phi_t := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 & \\ \quad \phi_t \leftarrow 0.90 & \\ \text{else} & \\ \quad \phi_t \leftarrow \text{“Error - Sección no controlada por tensión”} & \end{cases}$$

$$\phi_{obs} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi_{obs} \leftarrow \text{“Ninguna observacion, ok”} \\ \text{else} \\ \quad \phi_{obs} \leftarrow \text{“Error - Seccion no controlada por tension”} \end{cases}$$

12.2.8 Area de Acero de Recalculado:

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_t \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 17.18 \text{ cm}^2$$

$$d := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.775 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.794 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$\varepsilon_j := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot d - \varepsilon_{cu} = 0.054405$$

ACI 21.2.2 Y 9.3.3.1 Se requiere que la sección quede controlada por la tracción

$$\phi_j := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t > \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi_t \leftarrow 0.90 \\ \text{else} \\ \quad \phi_t \leftarrow \text{“Error - Seccion no controlada por tension”} \end{cases}$$

$$A_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_t \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 17.18 \text{ cm}^2$$

12.2.9 Area de Acero Mínimo ACI 9.6.1.2 :

$$A_{s_{min}} := \max \left(\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 23.021 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}}{F_y} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 23.021 \text{ cm}^2$$

12.2.10 Area de Acero Máximo:

$$\rho_{max} := \left(\frac{0.003}{\varepsilon_{ty} + 0.006} \right) \cdot \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} = 0.0129$$

$$A_{s_{max}} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 117.673 \text{ cm}^2$$

12.2.11 Area de Acero Requerido:

$$A_{s_{Requerido}} := \min \left(\max \left(A_{s_{min}}, A_s \right), A_{s_{max}} \right) = 23.021 \text{ cm}^2$$

ϕ_{obs} = "Ninguna observación, ok"

12.2.12 Calculo de Acero Provisto, Separación y Numero de Barras:

INGRESO DE DATOS

$n_b := 4$ Numero de Barras

$$A_{s_{Requerido}} = 23.021 \text{ cm}^2$$

ID	$D_{Nominal}$ (mm)	$Secc_{Nominal}$ (mm ²)	$Sec_{Nominal}$ (cm ²)
1	6	28.3	0.283
2	8	50.3	0.503
3	9.5	70.9	0.709
4	12	113	1.13
5	16	201	2.01
6	20	314	3.14
7	25	491	4.91
8	32	804	8.04

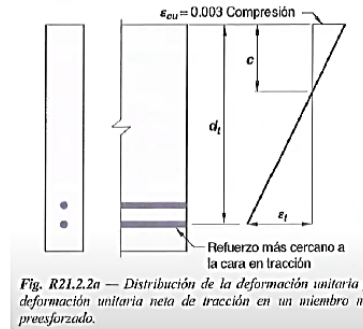


Fig. R21.2.2a — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un miembro no preesforzado.

ID: IDENTIFICADOR

$$ID := 7$$

$$A_{s_{Provisto}} := n_b \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(D_{Nominal_{ID}} \right)^2 = 19.635 \text{ cm}^2$$

$d_b := D_{Nominal_{ID}}$ Diámetro de la Barra Seleccionada

Tabla 1.11.1 de Aceros Arequipa Cochabamba

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

$$sep_{minima} := \max(25 \text{ mm}, d_b) = 2.5 \text{ cm}$$

$$j := recm - \frac{d_b}{2} = 3.75 \text{ cm}$$

$$s_{calculado} := \frac{b - 2 \cdot r - n_b \cdot d_b}{n_b - 1} = 17.5 \text{ cm}$$

$$Verificacion_j := \left\| \begin{array}{l} \text{if } sep_{minima} < s_{calculado} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Verificacion_1 \leftarrow \text{“No cumple espaciamento minimo”} \end{array} \right\| \\ \text{if } s_{calculado} \geq sep_{minima} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Verificacion_1 \leftarrow \text{“Cumple espaciamento minimo”} \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

Verificacion₁ = “Cumple espaciamento minimo”

12.2.13 Verificación por capacidad Momento Nominal:

$$\phi Mn := \phi \cdot A_{s_{Provisto}} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 112.313 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento Resistente

$$\phi Mn = 112.313 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{ratio} := \frac{M_u}{\phi Mn} = 0.875$$

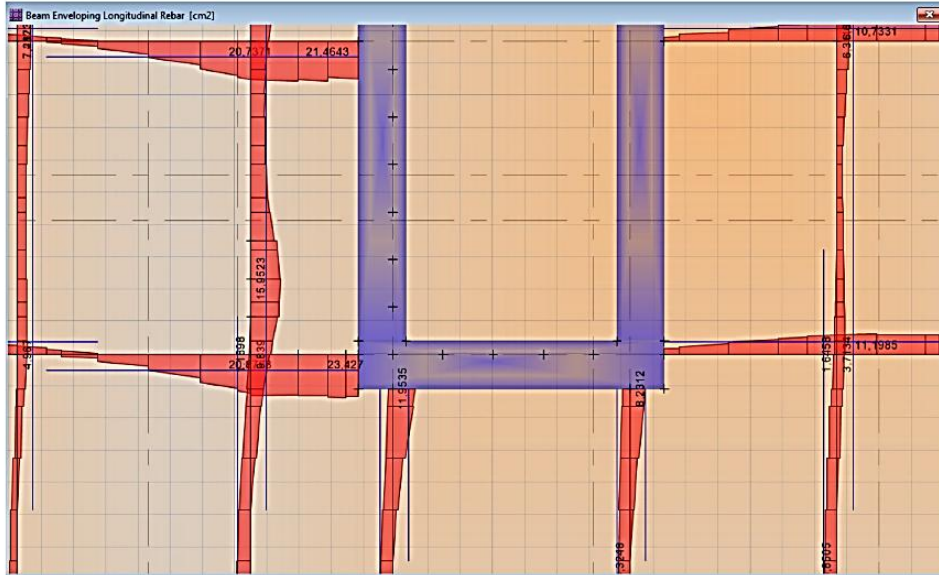
Momento Actuante

$$M_u = 98.27 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho_{cuantia} := \frac{A_{s_{Provisto}}}{b \cdot d} \cdot 100 = 0.2158$$

Valor siempre tiene que ser menor a 1

FI25C/17.5cm



Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero del SAFE V.16

$$A_{s\text{Requerido}} := \min(\max(A_{s\text{min}}, A_s), A_{s\text{max}}) = 23.021 \text{ cm}^2$$

12.3.1 Calculo de la Resistencia a Corte del Hormigón Armado:

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

19.2.4.2 Se permite tomar el valor de λ para concreto liviano como 0.75.

19.2.4.3 El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

$$\overline{N}_{Uj} := 11.58 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Axial en la Viga, Compresión (+).}$$

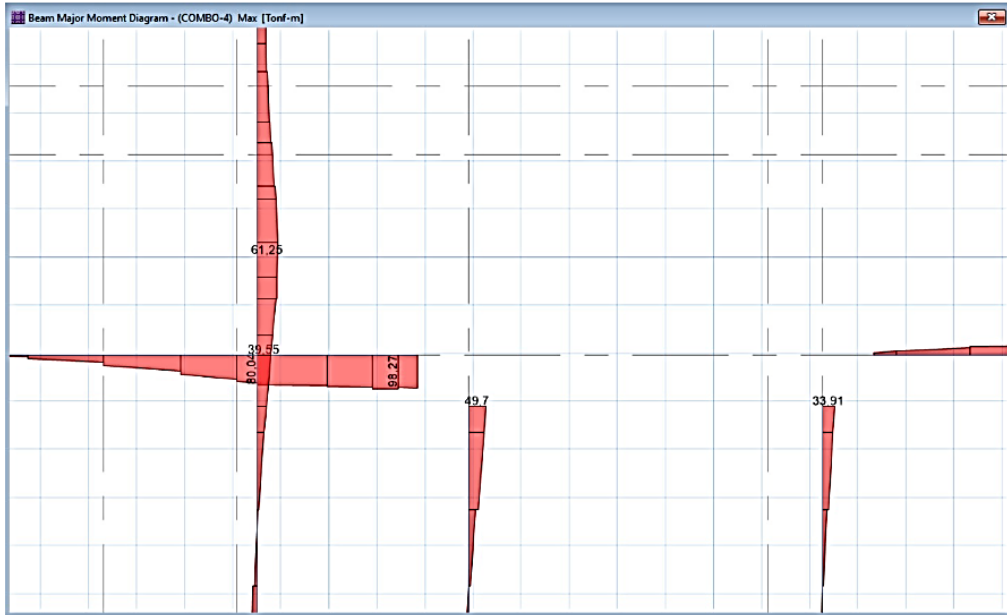
$$\overline{V}_{Uj} := 61.25 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante Solicitante.}$$

$$\phi_c := 0.75 \quad \text{Para Corte ACI 21.2.1}$$

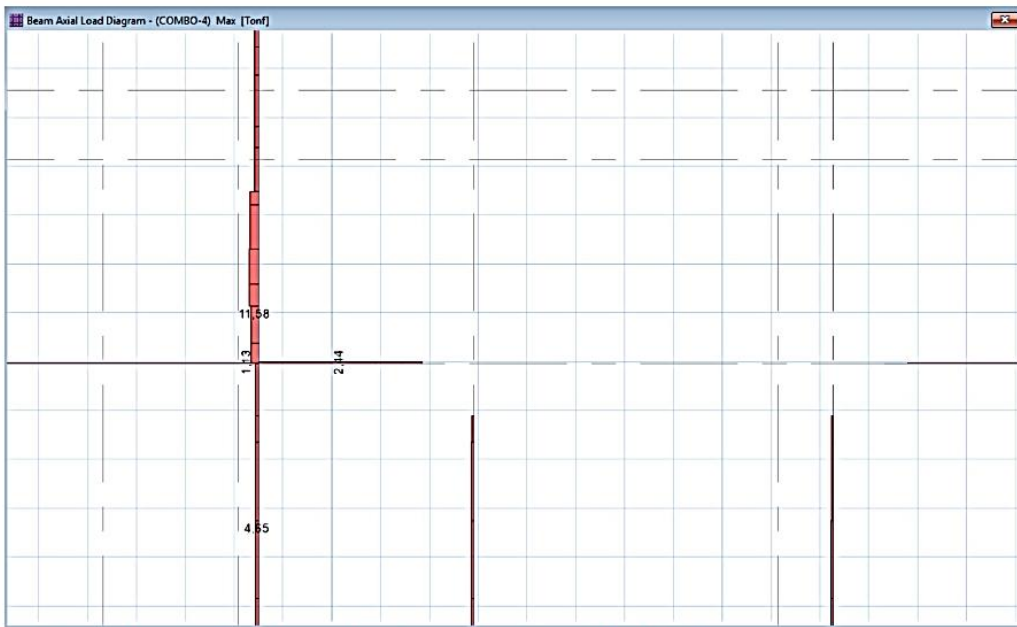
$$\lambda := 1$$

$$A_g := b \cdot d = 0.91 \text{ m}^2$$

$$F_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



Fuente Propia: Cortante para la viga mas critica SAFE V.16.



Fuente Propia: Axial para la viga mas critica SAFE V.16.

INGRESO DE DATOS

ID	$D_{Nominal}$ (mm)	$Secc_{Nominal}$ (mm ²)	$Sec_{Nominal}$ (cm ²)
1	6	28.3	0.283
2	8	50.3	0.503
3	9.5	70.9	0.709
4	12	113	1.13
5	16	201	2.01
6	20	314	3.14
7	25	491	4.91
8	32	804	8.04

$n_r := 2$ Numero de Ramas.

$s := 20$ cm Separación de Estribos.

$ID := 3$

2.1.1 Cortante del concreto ACI 22.5.5

$$A_v := n_r \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D_{Nominal_{ID}})^2 = 1.418 \text{ cm}^2$$

$$d_{estribo} := D_{Nominal_{ID}} = 9.5 \text{ mm}$$

$$S_{exp} := \min\left(\frac{Nu}{6 \cdot b \cdot d}, 0.05 \cdot f_c\right) = 0.212 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_G := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d = 78.188 \text{ tonnef} \quad \text{ACI 22.5.5}$$

$$V_C := \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right) \cdot b \cdot d = 76.258 \text{ tonnef}$$

$$V_{C_{max}} := 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 191.365 \text{ tonnef}$$

$$V_G := \min(V_C, V_{C_{max}}) = 76.258 \text{ tonnef} \quad V_C = 76.258 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante que resiste el hormigón}$$

$$V_G := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d \leq V_{C_{max}} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \leq 0.05 \cdot f_c \\ \left\| \begin{array}{l} V_C \leftarrow \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d \\ \text{else} \\ V_C \leftarrow \text{"Error - } V_C > V_{C_{max}} \text{ ACI 22.5.5.1.1"} \end{array} \right. \\ \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = 78.188 \text{ tonnef}$$

12.3.2 Verificación de la Sección ACI 22.5.1.2:

22.5.1.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad (22.5.1.2)$$

$$\overline{Verificacion_{Seccion}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_c \cdot \left(V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d \right) \\ \quad \left\| Verificacion_{Seccion} \leftarrow \text{"ok, Dimensiones de la Seccion Transversal"} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| Verificacion_{Seccion} \leftarrow \text{"error, Dimensiones de la Seccion no adecuadol"} \right. \end{array} \right\|$$

$$\overline{V_{c_{max}}} := \phi_c \cdot \left(V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d \right) = 296.049 \text{ tonnef}$$

Verificacion_{Seccion} = "ok, Dimensiones de la Seccion Transversal"

12.3.3 Diseño por Corte:

22.5.8.1 En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.8.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.8.1)$$

22.5.8.5.3 El V_s para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.8.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (22.5.8.5.3)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d} \quad (R22.5.8.5)$$

$$\overline{V_s} := \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s} = 46.073 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante que Resiste el Acero.}$$

$$\overline{V_n} := V_s + V_c = 124.262 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante Nominal.}$$

$$\overline{\phi_c V_n} := \phi_c \cdot V_n = 93.196 \text{ tonnef} \quad \text{Capacidad por Corte.}$$

$$\overline{A_{v,s}} := \frac{(V_u - \phi_c \cdot V_c)}{\phi_c \cdot F_y \cdot d} = (5.35 \cdot 10^{-3}) \frac{cm^2}{cm}$$

$$Ratio_{Corte} := \begin{cases} \text{if } Vu \leq \phi_c V_n \\ \left| \left| \begin{array}{l} Ratio_{Corte} \leftarrow \frac{Vu}{\phi_c V_n} \\ \text{else} \\ Ratio_{Corte} \leftarrow \text{"error - Acero Insuficiente"} \end{array} \right. \right. \end{cases}$$

$$Ratio_{Corte} = 0.657$$

12.3.4 Límites de Refuerzo por Corte ACI 9.6.3.4:

9.6.3.1 En vigas no preesforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > \phi \lambda 0.085 \sqrt{f'_c} b_w d$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

$$\begin{aligned} & V_u > \phi 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ & A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ & A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \end{aligned}$$

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga		$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}/f_{pu} < 0.4(A_{ps}/f_{pu} + A_s/f_s)$	El	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
	mayor de:	$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}/f_{pu} \geq 0.4(A_{ps}/f_{pu} + A_s/f_s)$	El	$0.052 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
	menor	El mayor de: $0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
	de:	$\frac{A_{ps}/f_{pu}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{h_w}}$	(e)

$$A_{v\ s\ min} := \begin{cases} \text{if } Vu > \phi_c \cdot 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d \\ \left| \left| \begin{array}{l} \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2}, 3.5 \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \right) \\ \text{else} \\ 0\ cm \end{array} \right. \right. \end{cases} = 0.049 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{v\ s\ min1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.044 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{v\ s\ min2} := 3.5 \cdot \frac{b}{Fy} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.049 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{s\ Requerido} := \max(A_{v\ s\ min1}, A_{v\ s\ min2}, A_{v\ s}) = 0.049 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\frac{1.01 \text{ cm}^2}{A_{s_{Requerido}}} = 20.612 \text{ cm}$$

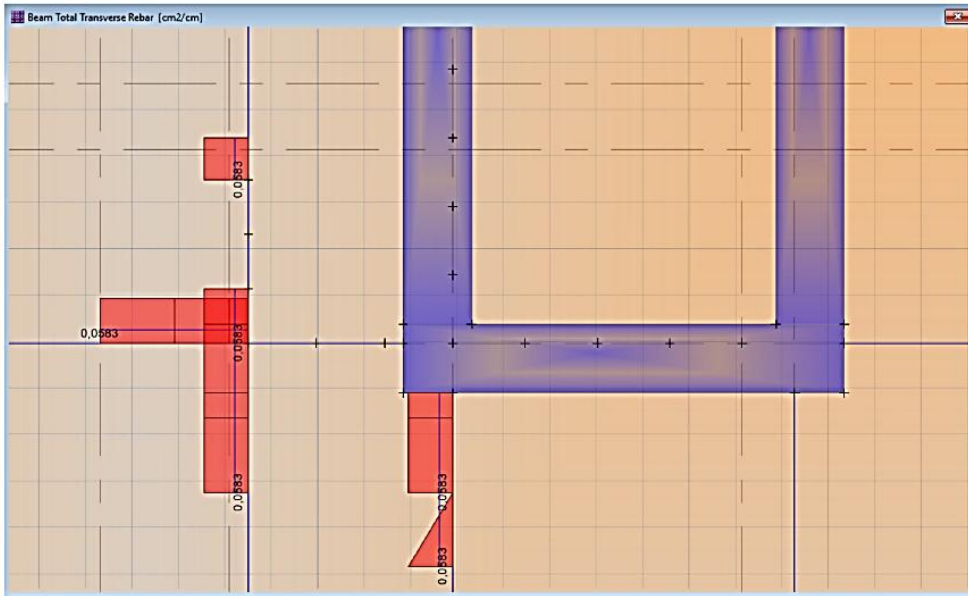
12.3.5 Espaciamiento Máximo para las Ramas de Refuerzo de Corte ACI 9.7.6.2.2:

$$V_{s_{requerido}} := Vu - \phi_c \cdot Vc = 2.609 \text{ tonnef}$$

$$S_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{s_{requerido}} \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \min\left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm}\right) \right. \\ \text{if } V_{s_{requerido}} > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \min\left(\frac{d}{2}, 300 \text{ mm}\right) \right. \end{array} \right\| = 60 \text{ cm} \quad \text{ACI 9.7.6.2.2}$$

$$Verificacion_{s_{max}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } s > S_{max} \\ \quad \left\| \text{"Error - La separacion s, supera el Smax"} \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \text{"Ok - La separacion s, Es correcta"} \right. \end{array} \right\|$$

$$Verificacion_{s_{max}} = \text{"Ok - La separacion s, Es correcta"}$$



Fuente Propia: Comprobación del Area del Acero a corte del SAFE V.16

$$A_{s_{Requerido}} := \max(A_{v_{s_{min1}}}, A_{v_{s_{min2}}}, A_{v_{s}}) = 0.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

12.4 Diseño de losa de cimentación

12.4.1 Características geométricas y materiales

$$h := 80 \text{ cm} \quad \text{Altura de losa}$$

$$b := 100 \text{ cm} \quad \text{Ancho unitario de análisis}$$

$$recm := 7 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento al centro de la barra}$$

$$d := h - recm = 73 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo de la sección}$$

$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

12.4.2 Diseño por flexión (Metodo de elementos finitos)

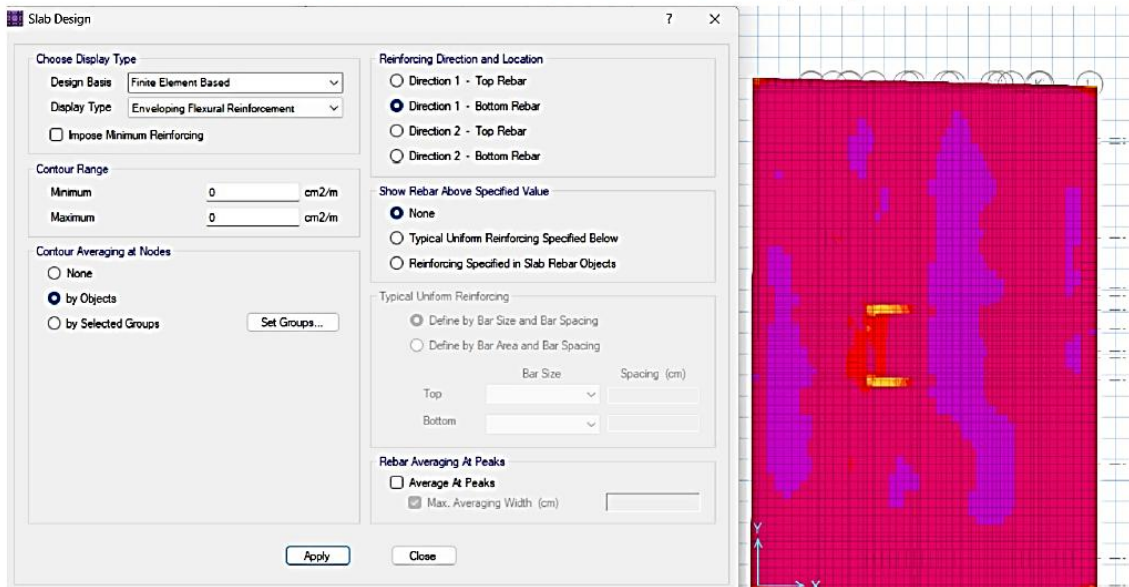
12.4.3 Verificación de acero mínimo y Diseño

$$A_{s_{min}} := \frac{0.0018 \cdot 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{F_y} \cdot b \cdot h = 12.096 \text{ cm}^2$$

ACI (24.4.3.2)

$$\rho := 0.0014 \cdot b \cdot h = 11.2 \text{ cm}^2$$

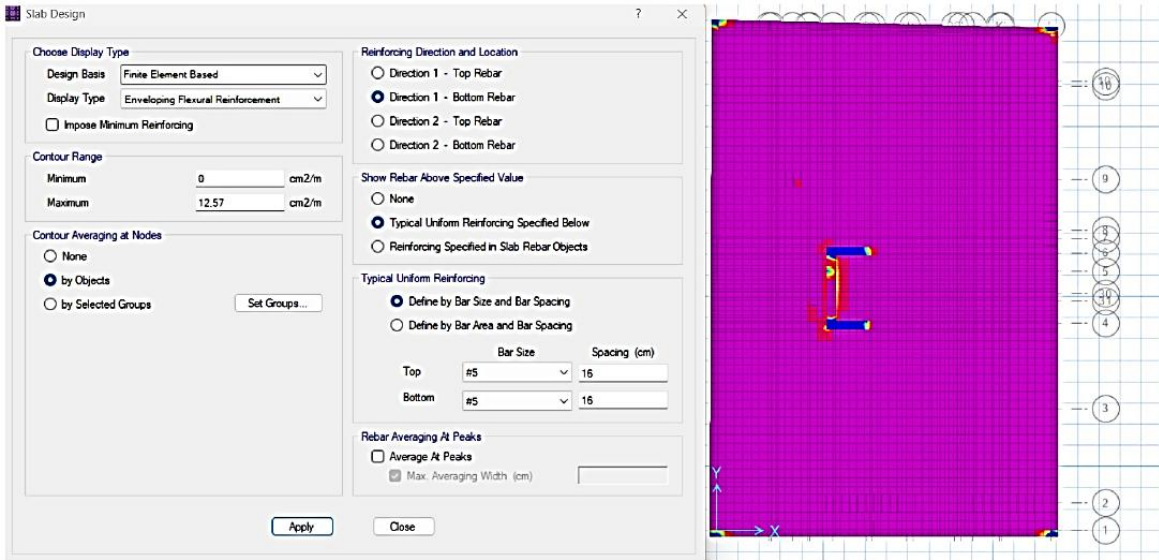
Acero solicitante en dirección 'X' arriba y abajo



Fuente: Safe V.16

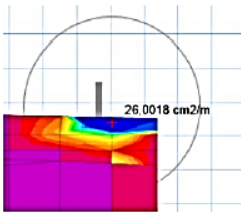
Refuerzo seleccionado en 'X' arriba y abajo

Diámetro (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																												
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
		Secciones transversales (cm ²)																												
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94			
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68			
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36			
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77			
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70			
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47			
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36			
1 1/4	32	160.85	134.04	114.89	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81			



Como se puede observar el refuerzo de armadura seleccionado cumple en los apoyos sin embargo en las esquinas falta un refuerzo adicional que se detalla a continuación:

$$As1 := 12.57 \frac{cm^2}{m} \quad \text{FI16C/16 Acero impuesto en todo el canto de la losa}$$



$$As_{Faltante} := 26.00 \frac{cm^2}{m}$$

Diámetro (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																												
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
		Secciones transversales (cm ²)																												
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94			
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68			
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36			
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77			
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70			
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47			
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36			
1 1/4	32	160.85	134.04	114.89	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81			

FI16C/10 Acero impuesto en la parte faltante

Acero solicitante en dirección 'Y' arriba y abajo

Fuente: Safe V.16

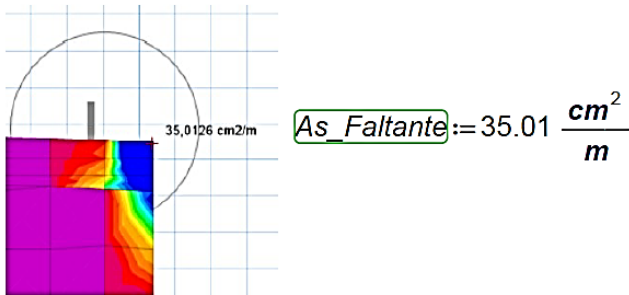
Refuerzo seleccionado en 'Y' arriba y abajo

Diámetro* (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
		Secciones transversales (cm²)																											
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94		
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68		
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36		
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77		
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70		
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47		
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36		
1 1/4	32	160.85	134.04	114.89	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81		

Fuente: Safe V.16

FI16C/16 Acero impuesto en todo el canto de la losa

Como se puede observar el refuerzo de armadura seleccionado cumple en los apoyos sin embargo en las esquinas falta un refuerzo adicional que se detalla a continuación:

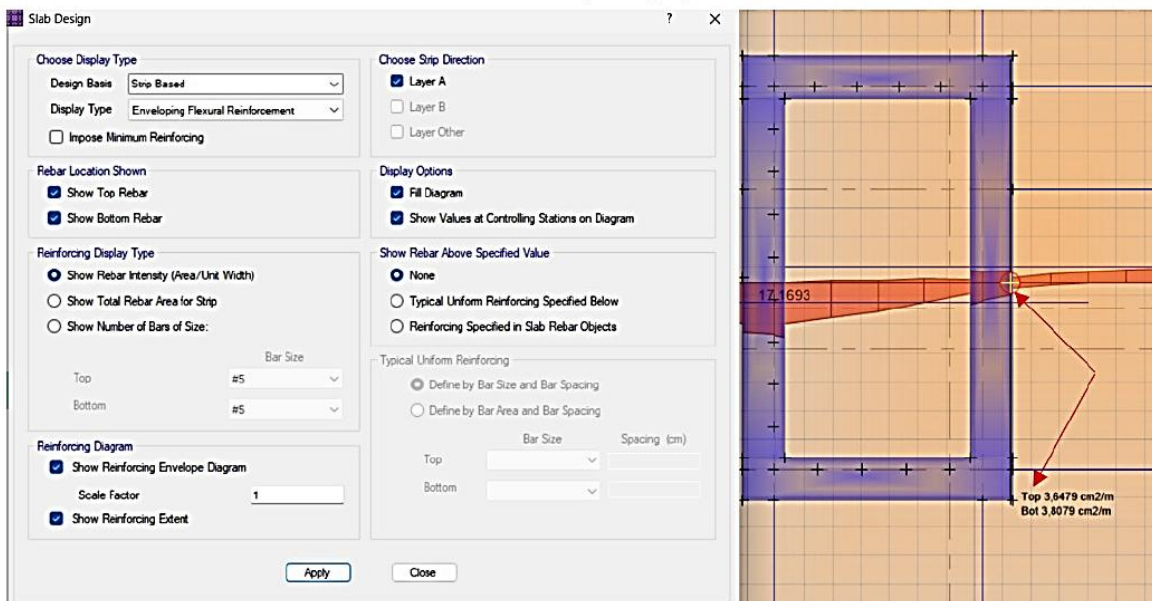


Diámetro ¹ (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
		Secciones transversales (cm ²)																											
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94		
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68		
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36		
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77		
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70		
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47		
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36		
1 1/4	32	160.85	134.04	114.89	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81		

FI25C/14 Acero impuesto en las partes que faltan

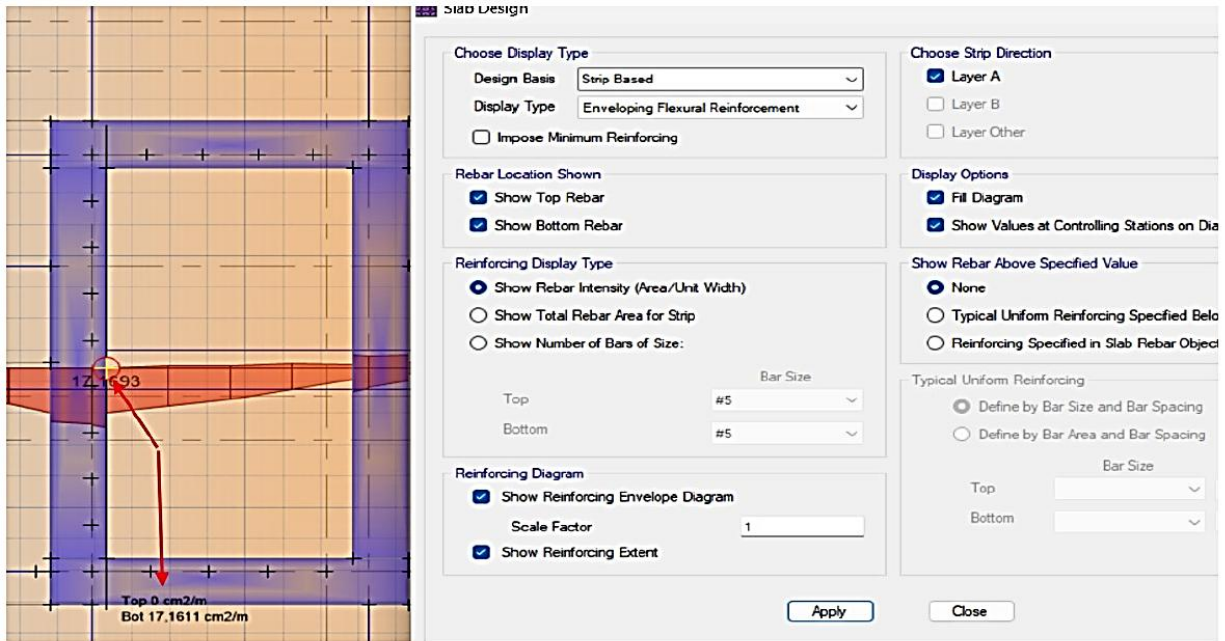
12.4.4 Diseño de fosa de ascensor método (Franja de diseño)

Acero solicitante en dirección 'X' arriba y abajo parte delantera de la fosa del ascensor



Como se puede observar, se solicita un área de 3.80cm²/m máximo en la dirección 'x' en la parte delantera de la fosa del ascensor lo que cumple inicialmente con la disposición de la malla de acero inicial calculada de 12.57 cm²/m. Lo que significa que no es necesario designar un área de acero adicional

Acero solicitante en dirección 'X' arriba y abajo en la parte posterior del ascensor



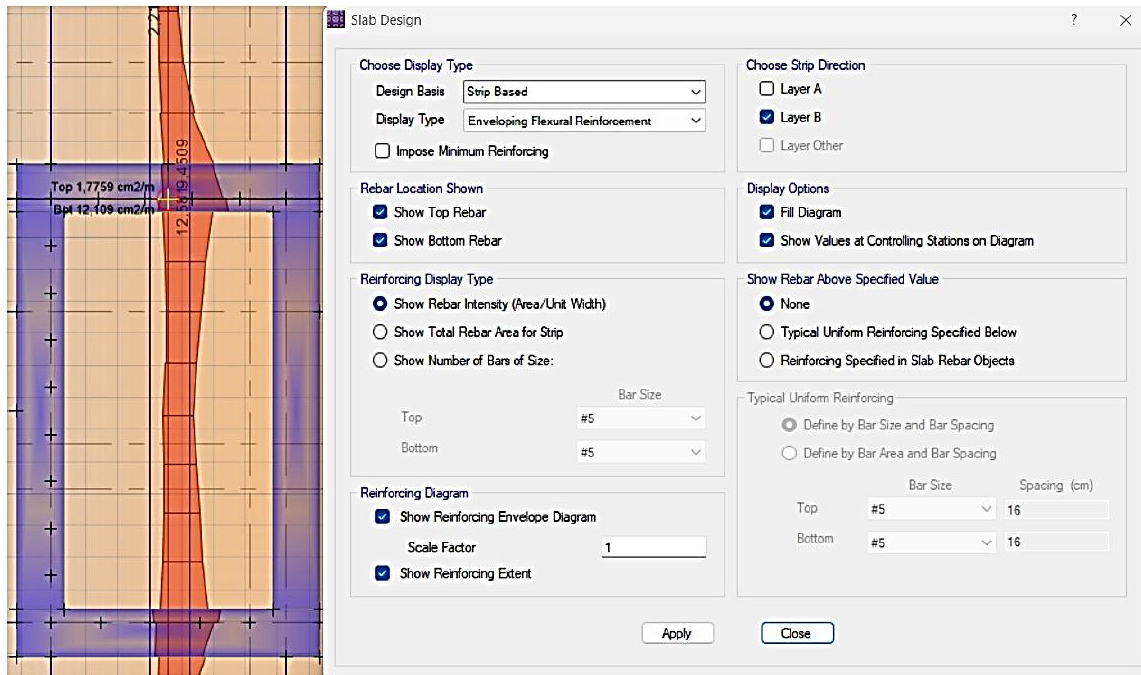
$$As1 = 12.57 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{Requerido} := 17.1611 \frac{cm^2}{m}$$

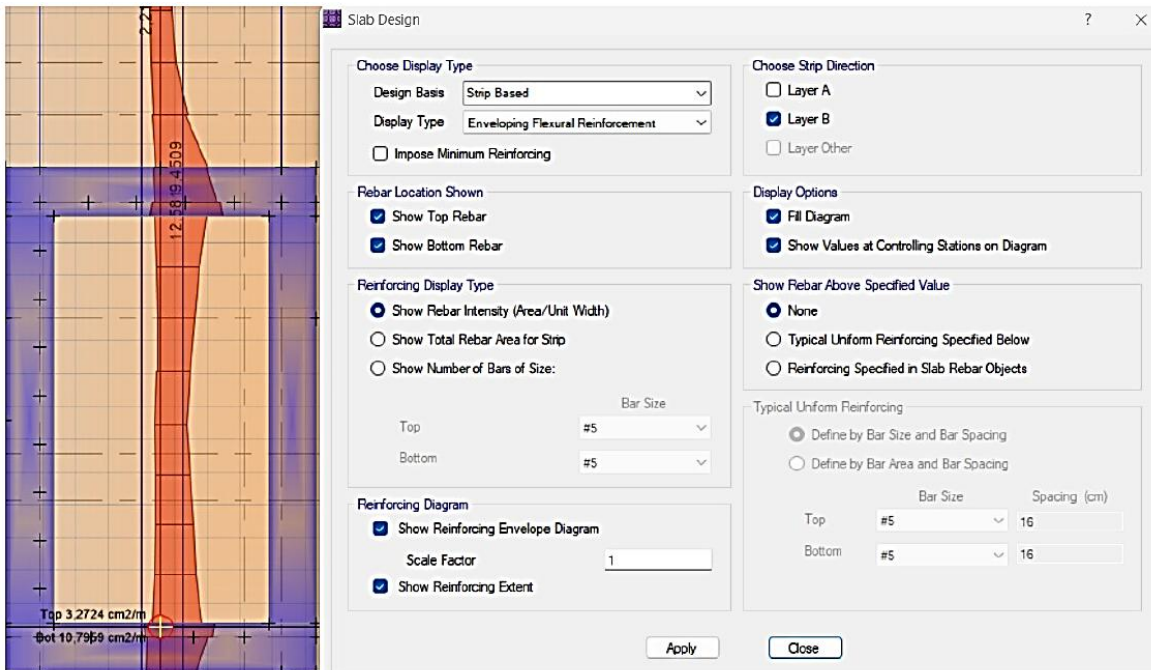
$$As_{Faltante} := As_{Requerido} - As1 = 4.591 \frac{cm^2}{m}$$

Diámetro ¹ (in)	Diámetro Nominal (mm)	Separación de barras (cm)																											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
1/4	6	5.65	4.71	4.04	3.53	3.14	2.83	2.57	2.36	2.17	2.02	1.88	1.77	1.66	1.57	1.49	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.13	1.09	1.05	1.01	0.97	0.94		
5/16	8	10.05	8.38	7.18	6.28	5.59	5.03	4.57	4.19	3.87	3.59	3.35	3.14	2.96	2.79	2.65	2.51	2.39	2.28	2.19	2.09	2.01	1.93	1.86	1.80	1.73	1.68		
3/8	9.5	14.18	11.81	10.13	8.86	7.88	7.09	6.44	5.91	5.45	5.06	4.73	4.43	4.17	3.94	3.73	3.54	3.38	3.22	3.08	2.95	2.84	2.73	2.63	2.53	2.44	2.36		
1/2	12	22.62	18.85	16.16	14.14	12.57	11.31	10.28	9.42	8.70	8.08	7.54	7.07	6.65	6.28	5.95	5.65	5.39	5.14	4.92	4.71	4.52	4.35	4.19	4.04	3.90	3.77		
5/8	16	40.21	33.51	28.72	25.13	22.34	20.11	18.28	16.76	15.47	14.36	13.40	12.57	11.83	11.17	10.58	10.05	9.57	9.14	8.74	8.38	8.04	7.73	7.45	7.18	6.93	6.70		
3/4	20	62.83	52.36	44.88	39.27	34.91	31.42	28.56	26.18	24.17	22.44	20.94	19.63	18.48	17.45	16.53	15.71	14.96	14.28	13.66	13.09	12.57	12.08	11.64	11.22	10.83	10.47		
1	25	98.17	81.81	70.12	61.36	54.54	49.09	44.62	40.91	37.76	35.06	32.72	30.68	28.87	27.27	25.84	24.54	23.37	22.31	21.34	20.45	19.63	18.88	18.18	17.53	16.93	16.36		
1 1/4	32	160.85	134.04	114.89	100.53	89.36	80.42	73.11	67.02	61.87	57.45	53.62	50.27	47.31	44.68	42.33	40.21	38.30	36.56	34.97	33.51	32.17	30.93	29.79	28.72	27.73	26.81		

Acero solicitante en dirección 'Y' arriba y abajo parte delantera de la fosa del ascensor



Como se puede observar, se solicita un área de 12.109 cm²/m máximo en la dirección 'Y' en la parte delantera de la fosa del ascensor lo que cumple inicialmente con la disposición de la malla de acero inicial calculada de 12.57 cm²/m. Lo que significa que no es necesario designar un área de acero adicional



Como se puede observar, se solicita un área de 10.79 cm²/m máximo en la dirección 'Y' en la parte delantera de la fosa del ascensor lo que cumple inicialmente con la disposición de la malla de acero inicial calculada de 12.57 cm²/m. Lo que significa que no es necesario designar un área de acero adicional

7.5. ANEXO E: (ESTUDIOS DE SUELOS)

PROYECTO:

“TORRE LUCY”

1. GENERALIDADES

El Ing. José Méndez ha solicitado la realización del Estudio de Suelos para el proyecto “TORRE LUCY” ubicado en la Avenida Uyuni entre calle A. García y parque del Arquitecto, el trabajo de campo se realizó en el mes de marzo del 2019.

El propósito del presente estudio es determinar parámetros de diseño a nivel de fundación, en base a la exploración del terreno mediante ensayos SPT in situ, pruebas de laboratorio y de campo.

El presente informe describe los ensayos realizados, sus resultados, conclusiones y recomendaciones a partir del estudio geotécnico realizado para el proyecto mencionado.

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El estudio tiene como objetivo:

- Determinar la estratigrafía del sitio.
- Determinar los parámetros de resistencia del suelo a fin de poder evaluar los cambios en la relación de esfuerzos que inducirá el nuevo edificio y la capacidad del sitio para tolerar los nuevos esfuerzos.
- Analizar las propiedades geotécnicas de los suelos del sitio.
- Dotar al Ingeniero Proyectista de la información necesaria para seleccionar el tipo de fundación y la profundidad más conveniente para el tipo de estructura.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El predio en el cual se pretende realizar la construcción del nuevo edificio en el momento del estudio geotécnico se encontraba con una construcción de dos plantas que ocupaba alrededor del 30% del área total. De topografía plana con una ligera pendiente en dirección sur.

En los predios colindantes se pueden apreciar en el momento del estudio construcciones de 2 a 3 niveles que no presentan influencia en la capacidad portante.

La construcción que se pretende realizar en este terreno es una estructura aperticada que comprende la planta baja, la construcción de dos sótanos y 14 plantas.

4. TRABAJOS DE CAMPO

Tanto el estudio, como la elaboración del informe han requerido de la información que se obtuvo de los siguientes ensayos realizados en campo:

- 3 pozos explorados con equipo de SPT con un promedio alcanzado de perforación de 13 metros de profundidad, seguimiento de la perforación de 3 pozos con maquinaria explorando en los mismos lugares de los ensayos de SPT hasta 25 metros. También se realizó el seguimiento a la perforación del primero de los 2 pozos de agua programados para este proyecto hasta la profundidad de 80 metros.
- 1 calicata de 12.5 metros de profundidad.
- Valores de SPT que se pudieron obtener.
- Toma de muestras disturbadas y no disturbadas para ensayos de laboratorio.
- Levantamiento fotográfico.
- Medición del nivel freático.

a. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR ASTM D 1586-98 (SPT)

Se han realizado 3 pozos realizando ensayos de SPT hasta una profundidad promedio de 13 metros y el seguimiento de la perforación de otros 4 pozos, 3 de 25 metros y 1 hasta 45 metros de profundidad (pozo de 80 metros).

i. EQUIPO

El equipo consiste en un trípode metálico, un mazo, motor y polea para perforación, extracción y elevación del mazo, la cuchara bipartita de Terzaghi, y acoples. El mazo tiene un peso de 63.5 [kg], la cuchara bipartita tiene diámetro interior de 34.9 [mm] y exterior de 50.8 [mm].

ii. PROCEDIMIENTO

El procedimiento se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586. Comienza con una perforación de limpieza hasta la profundidad de interés para el estudio, luego se inserta el muestreador del SPT (cuchara bipartita) en la perforación. Este es conectado mediante barras al martillo.

Utilizando un mecanismo con motor o de manera manual, se eleva el martillo 760 mm y se deja caer. Este procedimiento introduce el muestreador en el fondo de la perforación. Se repite este procedimiento hasta que la cuchara penetra 450 mm, registrando el número de golpes necesario para hincar 150 mm. Deteniendo el ensayo si se requiere más de 50 golpes para penetrar cualquiera de los intervalos de 150 mm y registrando como rechazo.

Se determina el número de golpes N necesarios para penetrar los últimos 300 mm. El número de golpes necesario para penetrar los primeros 150 mm no es incluido debido a que el fondo de la perforación se encuentra con restos del proceso de perforación y suelo suelto del derrumbe de las paredes. Se extrae la cuchara, etiquetando y embolsando la muestra de suelo obtenida, para evitar que pierda humedad hasta el momento de ser procesado en laboratorio.

iii. DATOS OBTENIDOS

Los datos obtenidos de este ensayo son:

1. Número de golpes N.
2. Muestras disturbadas para ensayos de laboratorio.

El valor N del SPT como los resultados de otros métodos, es solo un índice del comportamiento del suelo. Este valor por sí mismo no determina ninguna propiedad convencional del suelo y es útil solo cuando es utilizado con correlaciones apropiadas de acuerdo al tipo de material encontrado.

5. TRABAJOS DE LABORATORIO

Los trabajos de laboratorio se realizaron con todas las muestras obtenidas durante las perforaciones y estuvieron dirigidos a:

- Clasificación de cada una de las muestras obtenidas por el sistema UNIFICADO (ASTM D-2487).
- Cantidad de material fino que el tamiz 200 por lavado (ASTM C-117)
- Determinación de la humedad natural (ASTM D-2216).
- Ensayos granulométricos por tamices (ASTM C-136).
- Determinación de los Límites de Atterberg (ASTM D-4318).
- Ensayos de corte directo (ASTM D-3080).
- Ensayos de peso unitario.

Los ensayos realizados fueron ejecutados de acuerdo a los estándares de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales ASTM.

6. DESCRIPCIÓN DEL SUELO

El perfil encontrado consiste en una intercalación de suelos finos de origen lacustre, predominantemente de arcillas hasta los 12,5 metros donde encontramos un estrato de grava con sobretamaños de origen aluvial de al menos 2 metros de espesor para luego cambiar a suelos de origen coluvial con presencia de bolones v sobretamaños que pueden llegar a ser de más de 1 m, este perfil de material grueso continua hasta al menos 50 m.

En cuanto a la resistencia, los suelos finos lacustres presentan una resistencia media a baja hasta los 8 metros de profundidad donde aumenta de manera considerable la resistencia, a partir de los 12,5 metros la resistencia incrementa mucho más.

El Anexo B: Perfil del suelo presenta de forma detallada los suelos encontrados, la resistencia en función al número de golpes y las propiedades físicas y mecánicas obtenidas a partir de los ensayos de campo, también presenta gráficas detalladas de las características físicas y mecánicas del suelo según la profundidad.

7. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

En base a los ensayos se ha podido determinar que los suelos encontrados están de medianamente a sobre-consolidados hasta los 8 metros donde el grado de sobre-consolidación incrementa notoriamente.

Actualmente los suelos cuentan con pesos unitarios húmedos entre 20 y 21 KN/m³ (2.0 a 2.1Ton/m³) los 12.5 primeros metros notándose a continuación un marcado incremento. La cohesión en los suelos arcillosos están en el rango de 0.35 a 0.6 kg/cm² y los ángulos de fricción interna varían considerablemente dependiendo del contenido de arena, sin embargo se puede decir que las arcillas se mantienen en un rango entre 14° y 20°. Los ángulos de fricción interna fueron determinados mediante el método de Dawan mencionado en el libro de Lang Huder.

8. COEFICIENTE DE REACCIÓN DEL SUELO k

El valor del coeficiente de reacción del subsuelo no es constante para un suelo dado. Éste depende de distintos factores como la longitud L y ancho B de la cimentación y de la profundidad de fundación Terzaghi (1955) determinó que el valor de este disminuye con el ancho de cimentación, para el presente proyecto se ha realizado un ensayo de carga de placa a nivel de fundación determinándose valores bastante elevados como se puede apreciar en la siguiente tabla:

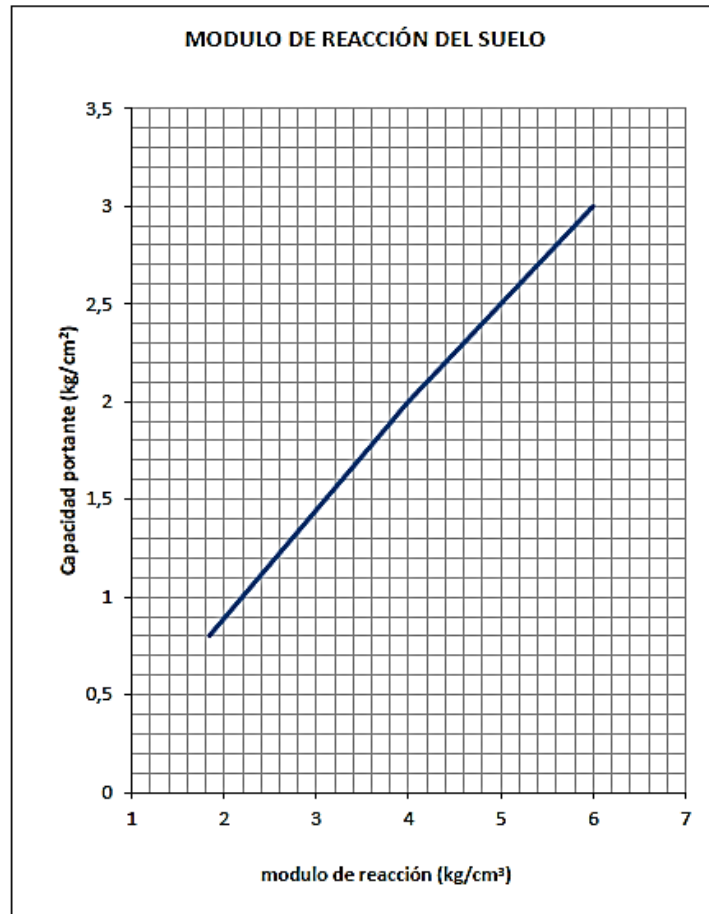
Tabla 1. Coeficiente de reacción del Suelo K

ENTRE (kg/cm ²)		MODULO DE REACCIÓN	
		k (kg/cm ³)	k (c/FS =4,0)
0,85	1,27	62,7	15,7
1,27	1,70	71,7	17,9
1,70	2,12	38,6	9,7
2,12	2,83	49,2	12,3
2,83	3,54	52,3	13,1
3,54	4,25	41,8	10,5
4,25	4,96	46,5	11,6

Tomando en cuenta los valores elevados se recomienda que el valor de diseño no sobrepase los 6.0 kg/cm³.

Por tema de practicidad, si llega a ser necesario un valor del módulo de reacción a una cota diferente de la que se ha realizado el ensayo de placa, se recomienda el uso de la siguiente gráfica que presenta valores normalmente conservadores en función del valor de capacidad admisible:

Grafica 1. Módulo de reacción del suelo



Fuente: SAFE

Esta grafica brinda valores seguros para el módulo de reacción, sin embargo si se requiere valores más precisos se recomienda realizar ensayos de carga de placa a nivel de fundación.

9. NIVEL FREÁTICO

Durante las excavaciones se logró detectar la presencia del nivel freático a los 12.5 metros de profundidad (en la fecha en que se realizaron los sondeos).

10. CAPACIDADES DE APOYO DEL SUELO

Existen varias capacidades de apoyo del suelo de interés, entre las cuales determinamos las siguientes: capacidad última de apoyo, capacidad segura de apoyo y capacidad admisible de apoyo. En este caso y tomando en cuenta las recomendaciones que se realizan en acápites posteriores podemos decir que es la capacidad segura de apoyo la que rige este caso.

a. CAPACIDADES ÚLTIMA DE APOYO

La capacidad portante última se obtiene en base métodos teóricos que salen de los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, representan la carga con la que el suelo llega a la falla, estos no se reportan dentro del presente informe ya que carece de utilidad dentro de los parámetros de diseño como tales.

b. CAPACIDADES SEGURA DE APOYO

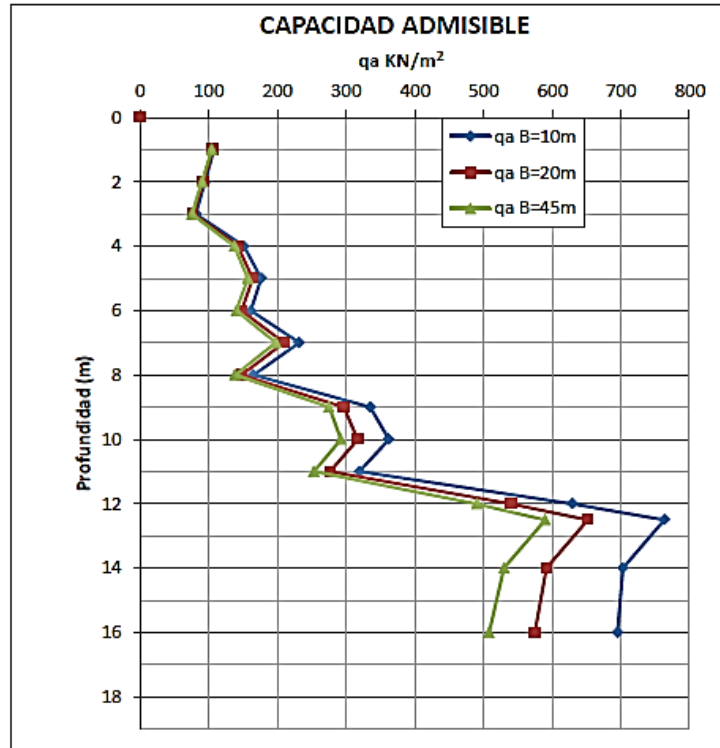
Se utiliza un factor de seguridad (FS) igual a tres sobre la capacidad última de apoyo.

c. CAPACIDADES ADMISIBLE DE APOYO

Esta propiedad se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo, con una probabilidad mínima de falla al corte y que limita los asentamientos a un valor que no produce ningún tipo de daño estructural a la construcción. Los asentamientos admisibles dependen del tipo de construcción a proyectarse.

La Grafica 2 muestra los valores de q_a (Capacidad Admisible de Apoyo) del sondeo 1 que presenta los valores más bajos de los 3 sondeos realizados con SPT, que para este caso se considera que deben ser los que rijan el cálculo.

Grafica 2 qa (Capacidad Admisible de Apoyo) del pozo 1 en (KN/m²)



Fuente: Elaboración propia en base al promedio de resultados obtenidos de los ensayos de SPT.

11. ESTABILIDAD

El objetivo de esta sección es el análisis de los aspectos que influyen en la estabilidad general de la edificación proyectada. Este análisis se ha dividido en 3 aspectos como se indica a continuación:

- Aspectos que influyen en la Capacidad Portante considerando la influencia de las condiciones impuestas por la construcción de estructuras vecinas.
- Empuje lateral del terreo
- Altura y pendientes de corte

Aspectos que influyen en la capacidad portante considerando la influencia de las condiciones impuestas por la construcción de estructuras vecinas

Adicionalmente a la capacidad de apoyo calculada mediante los valore N del ensayo SPT, se ha determinado la capacidad portante del terreno a diferentes profundidades, a través de la ecuación semi-empírica de Meyerhof, con el objetivo es el de investigar la influencia de las condiciones impuestas por la construcción de estructuras vecinas.

La ecuación general de Meyerhof se presenta a continuación:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde el término qN_q representa el aporte, a la capacidad última de carga, de la sobrecarga a nivel de fundación.

El factor de seguridad aplicado, alcanza un valor de 3 aplicado sobre la carga neta.

Los resultados de capacidad última de apoyo y capacidad segura de apoyo, para una fundación de 45 m x 45 m (B/L=1) se presentan a continuación en la siguiente Tabla:

Tabla 2. Capacidad Ultima de Apoyo y Capacidad Segura de Apoyo para una fundación de 45 m x 45 m (B/L=1).

Profundidad de fundación, Df (m)	Capacidad última de apoyo, q_u (kN/m ²)	Capacidad segura de apoyo, q_s (kN/m ²)
4.0	358	167
5.0	408	196
6.0	437	218
7.0	465	239
8.0	494	261
9.0	523	282

Capacidad última de apoyo y capacidad segura de apoyo aplicando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta, para una fundación de 45 m x 45 m (B/L=1)

Se puede ver para la profundidad de fundación prevista se tiene una capacidad segura de apoyo de 239 kN/m².

Variación de la Capacidad Última de Apoyo con una excavación adyacente:

En el caso hipotético de una excavación adyacente, el valor de la sobrecarga q disminuirá en función de la profundidad de la excavación. Tomando en cuenta la posibilidad de que se realice una excavación extensa en los terrenos adyacentes, se ha llevado a cabo el cálculo

de la capacidad portante variando el aporte del término qNq de la ecuación general de Meyerhof, en función de una profundidad de excavación. La Tabla siguiente, presenta los resultados obtenidos.

Tabla 3. Capacidad Última de Apoyo con una excavación adyacente.

Profundidad de fundación, Df (m)	Profundidad de excavación							
	0.0 m	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
4.0	358	340	322	304	286	286	286	286
5.0	408	390	372	354	336	318	318	318
6.0	437	419	401	383	365	347	329	329
7.0	465	447	429	411	393	375	357	339
8.0	494	476	458	440	422	404	386	368
9.0	523	505	487	469	451	433	415	397

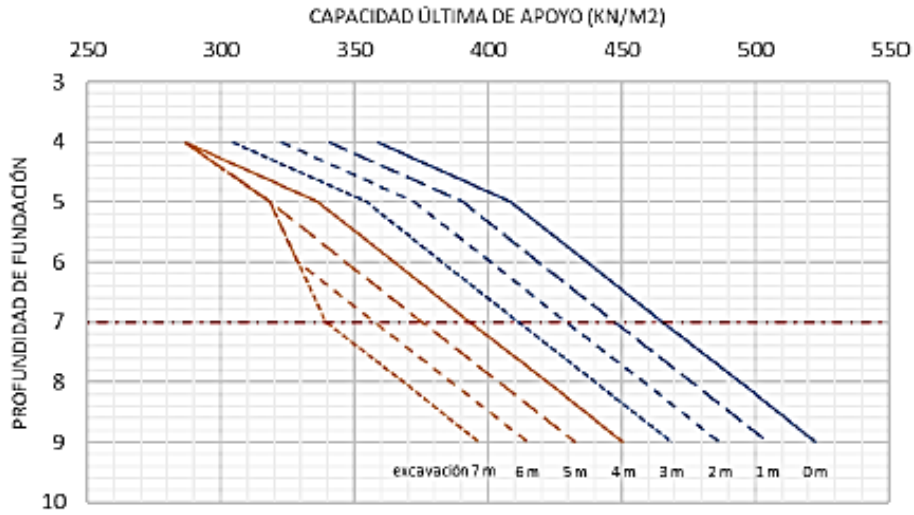
Capacidad última de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación de Meyerhof.

Tabla 4. Capacidad Segura de Apoyo con una excavación adyacente.

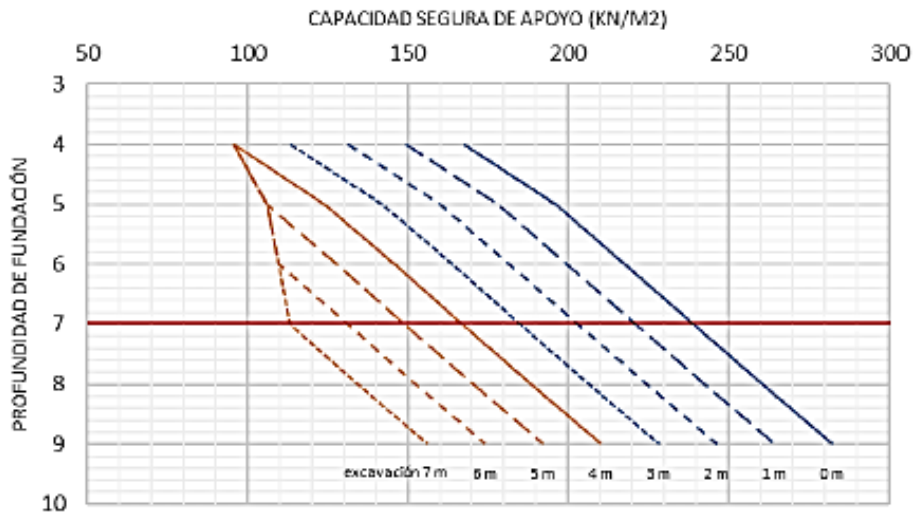
Profundidad de fundación, Df (m)	Profundidad de excavación							
	0.0 m	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
4.0	167	149	131	113	95	95	95	95
5.0	196	178	160	142	124	106	106	106
6.0	218	200	182	164	146	128	110	110
7.0	239	221	203	185	167	149	131	113
8.0	261	243	225	207	189	171	153	135
9.0	282	264	246	228	210	192	174	156

Capacidad segura de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación de Meyerhof.

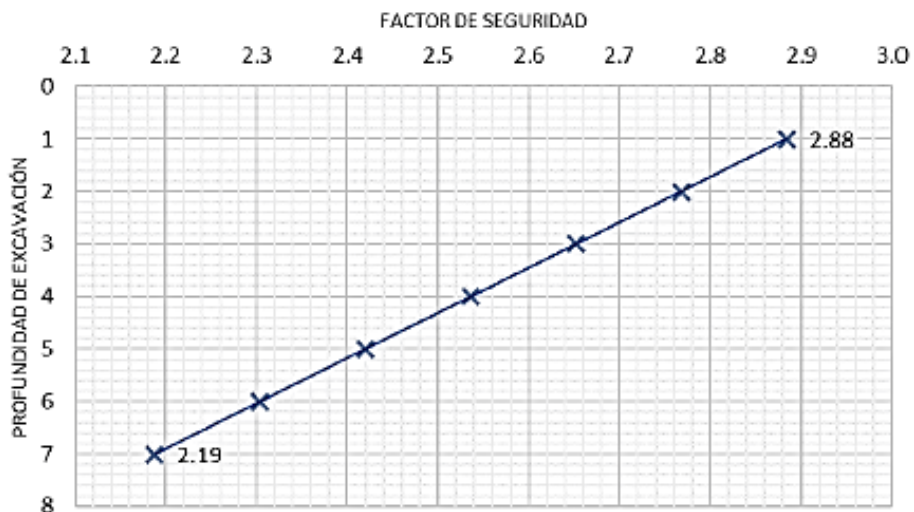
Se puede observar que una excavación extensa de 7 metros de profundidad disminuye la capacidad última de apoyo desde un valor inicial de 465 kN/m^2 a un valor de 339 kN/m^2 . De la misma forma, se observa que una excavación extensa de 7 metros de profundidad disminuye la capacidad segura de apoyo desde un valor inicial de 239 kN/m^2 a un valor de 113 kN/m^2 . Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.19, tal y como se muestra en las siguientes gráficas:



Capacidad última de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación de Meyerhof



Capacidad segura de apoyo considerando la variación del aporte del término qNq de la ecuación de Meyerhof



Variación del factor de seguridad en función de la profundidad de excavación en un terreno adyacente.

Variación de la Capacidad Última de Apoyo debido a la superposición de los Bulbos de Presión considerando una construcción adyacente:

Otro aspecto para considerar es la proximidad de fundaciones vecinas en el incremento de presiones transmitidas al terreno debido a la superposición de los bulbos de presión. El caso más crítico es considerado variando la relación B/L para un ancho de fundación constante B=45 m. Esto simulará el efecto de la construcción de una fundación adyacente de similares características a la analizada. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 5. Variación de la Capacidad Última de Apoyo en función de la relación B/L para B=45 m.

Profundidad de fundación, Df (m)	B=45 m		
	B/L=0.5	B/L=0.75	B/L=1
4	335	347	358
5	382	395	408
6	409	423	437
7	437	451	465
8	465	480	494
9	493	508	523

Capacidad última de apoyo en kN/m^2 , en función de la relación B/L para B=45 m.

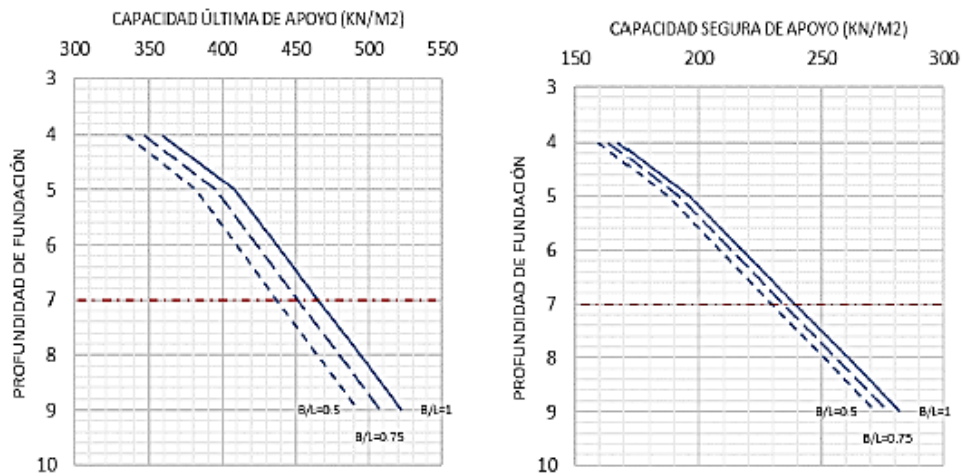
Tabla 6. Variación de la Capacidad Segura de Apoyo en función de la relación B/L para B=45 m.

Profundidad de fundación, Df (m)	B=45 m		
	B/L=0.5	B/L=0.75	B/L=1
4	160	164	167
5	187	192	196
6	208	213	218
7	230	234	239
8	251	256	261
9	272	277	282

Capacidad segura de apoyo en kN/m^2 , en función de la relación B/L para B=45 m.

Se puede observar que, a un nivel de fundación a 7 metros de profundidad, para un decremento en la relación B/L causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad última de apoyo disminuye desde un valor inicial de 465 kN/m^2 a un valor de 437 kN/m^2 . De la misma forma, se observa que para un decremento en la relación B/L causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad segura de apoyo

disminuye desde un valor inicial de 239 kN/m^2 a un valor de 230 kN/m^2 . Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.82, tal y como se muestra en las siguientes figuras.



Variación de la capacidad última de apoyo y la capacidad segura de apoyo en función de la variación de la relación B/L

Empuje lateral del terreno

El diseño de muros de retención requiere la estimación de los esfuerzos laterales del terreno, que dependen de factores como el movimiento del muro, los parámetros de resistencia del suelo, el peso específico del mismo o las condiciones de drenaje. La presión vertical del terreno ocasiona una distribución de presiones laterales que se incrementa con la profundidad, y su magnitud depende de un coeficiente K de empuje lateral.

El empuje de tierras que actúa sobre un muro que experimenta un cierto grado de cedencia horizontal, se denomina empuje activo, y puede variar desde el empuje en reposo hasta cero. Por otra parte, el empuje que actúa sobre una pared que avanza hacia el trasdós se denomina empuje pasivo, y puede variar desde el empuje en reposo hasta infinito. Por lo tanto, el coeficiente de empuje lateral debe elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención (DAS, 1999).

Teoría de Rankine

El método de Rankine se basa en la teoría del equilibrio plástico, y se limita a ciertas condiciones: roce nulo entre la estructura y el terreno, suelo homogéneo e isotrópico, terreno horizontal en el trasdós y ausencia de sobrecarga, entre otras. Para calcular los

esfuerzos horizontales, se debe encontrar el coeficiente K de presión lateral del terreno, que depende de las propiedades del suelo, los procesos de construcción y depósito de materiales, historia de esfuerzos, y otros (OU, 2006).

Condición en reposo

En depósitos de suelos formados naturalmente, se produce una deformación horizontal despreciable, y el suelo permanece en estado de reposo. La relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el vertical se denomina coeficiente de empuje en reposo (K_o). Conocido su valor, la distribución de esfuerzos laterales se asume como lineal, existiendo un cambio de pendiente en la posición del nivel freático. La fuerza por unidad de longitud ejercida sobre el muro de retención se obtiene sumando las áreas de los diagramas de presiones de acuerdo a la teoría de Rankine.

$$P_o = \frac{1}{2}K_o\gamma H_1^2 + K_o\gamma H_1H_2 + \frac{1}{2}K_o\gamma' H_2^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H_2^2$$

Donde H_1 es la altura sobre el nivel freático, H_2 es la altura sumergida, γ es el peso específico saturado y γ_w es el peso del agua. En suelos normalmente consolidados, el coeficiente de empuje en reposo está dado por la expresión de Jaky (1944):

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

Condición activa

Cuando el círculo de Mohr no toca la envolvente de falla, el suelo permanece en una condición de reposo y el muro no cede. Por otro lado, si el muro tiende a moverse alejándose del suelo, se produce una expansión lateral y los esfuerzos laterales del suelo decrecen hasta que se alcanza el equilibrio plástico (BOWLES, 1997). Este equilibrio es alcanzado en el mínimo valor del esfuerzo activo horizontal.

El esfuerzo activo horizontal se define en función del esfuerzo vertical y el ángulo de fricción efectivo. El coeficiente de presión activa es función del ángulo de fricción y su valor para suelos cohesivos saturados es igual a la unidad.

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c'\sqrt{K_a} \quad K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

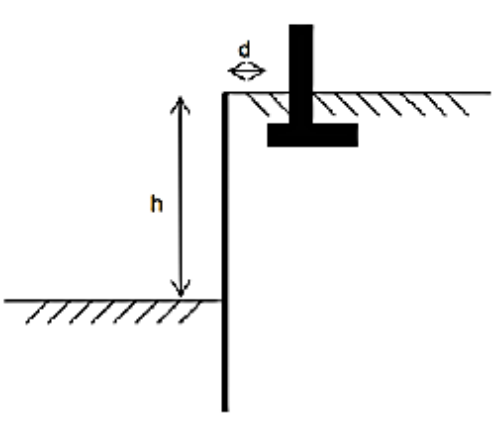
En condición activa, la fuerza de empuje total por unidad de longitud ejercida sobre el muro se expresa por la siguiente ecuación, correspondiente a un medio cohesivo sin la presencia del nivel freático y con un empuje q_s debido a sobrecarga externa.

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} + q_sHK_a + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Efectos sobre edificaciones adyacentes

En los casos en que existan edificaciones próximas que puedan verse afectadas por movimientos del muro y cuyas fundaciones se encuentren a poca profundidad, se recomienda diseñar el muro por el procedimiento de equilibrio límite (CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, 2005). En la siguiente tabla se presentan los coeficientes de empuje lateral recomendados, de acuerdo a relaciones geométricas. Como puede observarse, a menor distancia de la fundación, el coeficiente de empuje lateral a adoptar es mayor, con lo cual se obtienen valores más conservadores.

Coefficientes de empuje lateral de acuerdo al Código Técnico de la Edificación (2005)

	Relación d-h	Valor de K
	$d \leq \frac{h}{2}$	K_o
$\frac{h}{2} < d \leq h$	$\frac{K_o + K_A}{2}$	

Fuente: (SANHUEZA, 2008)

Se ha calculado el empuje lateral sobre la estructura considerando el coeficiente de empuje lateral igual al promedio del coeficiente K_0 y K_A . Asimismo, se ha adoptado una carga adicional sobre el nivel del terreno igual a 20 kN/m², así como un nivel freático NF=12 m. Los resultados se presentan a continuación.

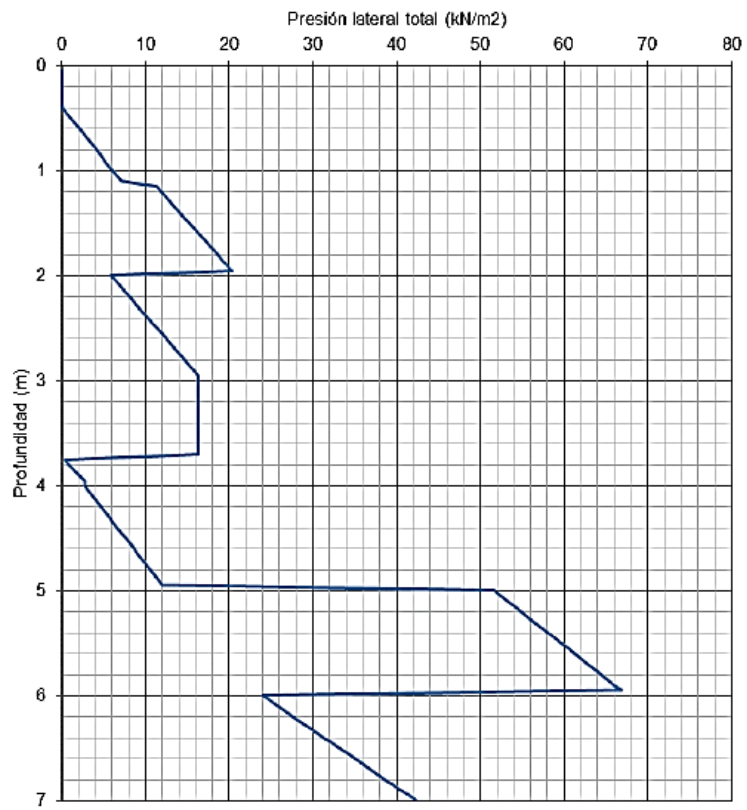
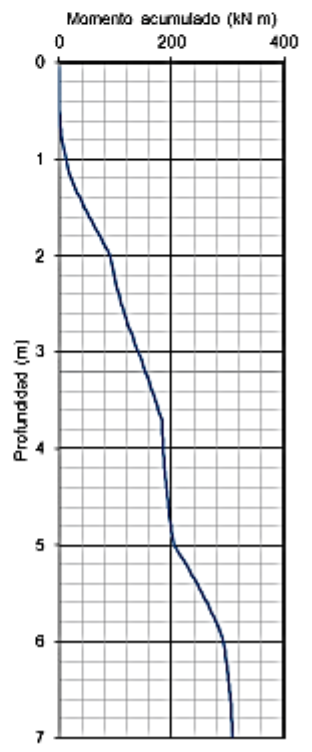
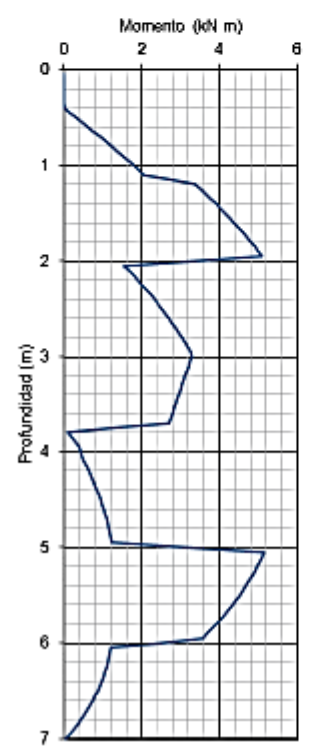
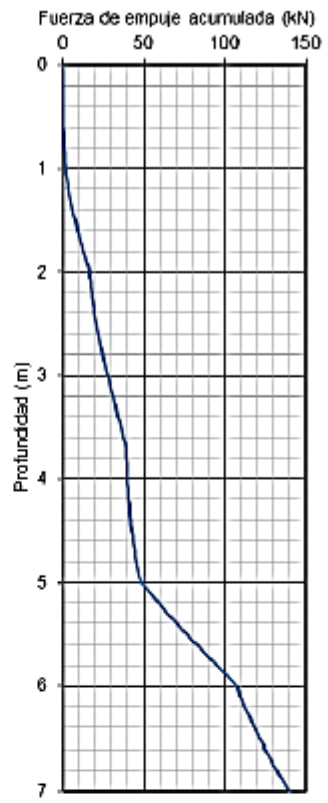
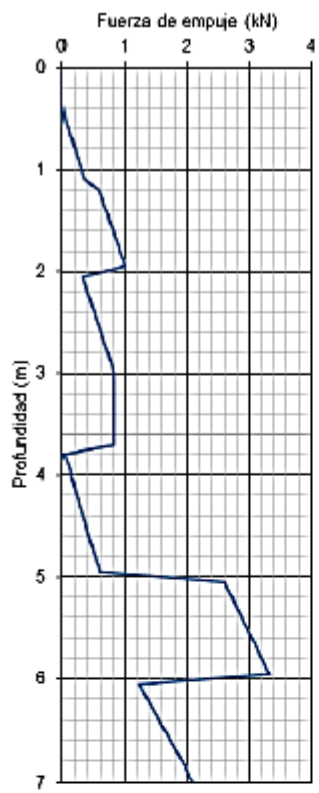


Diagrama de presión lateral sobre la estructura

A continuación, se presentan los diagramas de fuerzas sobre la estructura de contención.



Diagramas de fuerzas laterales (cste) y momentos sobre la estructura de sostenimiento

Altura crítica de una excavación extensa

Cuando se deban realizar excavaciones con un talud vertical, se podrá mantener vertical hasta cierta altura crítica sin entibar. Para ello consideremos la hipótesis de Rankine para el empuje activo, según la cual el terreno empuja sobre una estructura que es capaz de realizar un pequeño desplazamiento. La teoría de Rankine explica este fenómeno en términos de rotura por cortante del terreno.

En dicho caso, la tensión horizontal ejercida como empuje activo es la siguiente:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Si se integra esta tensión horizontal a lo largo de toda la altura h , entonces podemos deducir el empuje activo:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \cdot h \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Si igualamos a cero, se puede despejar la altura crítica:

$$h_{crit} = \frac{4 \cdot C}{\gamma} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Tomando un coeficiente de seguridad de 1,5, por lo que la altura crítica a considerar será:

$$h_{crit} = \frac{2,67 \cdot C}{\gamma} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Se ha determinado la altura crítica de excavación para el área de estudio. Los resultados se presentan a continuación.

Profundidad (m)	Clas	Phi (°)	Cohesión (kN/m ²)	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario Seco (kN/m ³)	Cohesión (kN/m ²)	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario Seco (kN/m ³)	Altura Crítica (m)
de	a								
0.0	1.15	ML	22	10	18.62				
1.15	2.0	ML	17.7	9	18.34	19.63	12.33	18.54	2.52 (3.77)
2.0	3.0	ML	19.2	18	18.66				
3.0	4.0	CL	18.6	35	20.30				
4.0	5.0	CL	14.5	60	20.38				
5.0	6.0	ML	23.4	10	19.78	18.40	37.50	20.44	6.79 (10.17)
6.0	7.0	CL	17.1	45	21.32				

Determinación de la altura crítica de excavación

Se puede observar que para una profundidad entre 0.0 m a 3.0 m, la altura crítica de excavación es de 2.52 m para un factor de seguridad de 1.5. Asimismo, para una

profundidad entre 3.0 m a 7.0 m, la altura crítica de excavación es de 6.79 m para un factor de seguridad de 1.5.

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El perfil encontrado presenta suelos finos hasta los 12,5 metros de profundidad donde cambia a suelos granulares con sobretamaños con un elevado grado de sobre consolidación.
- En los estratos de suelo fino predominan las arcillas.
- La resistencia del suelo se puede considerar media baja a baja hasta los 8 metros donde se nota un incremento en la densidad, resistencia y grado de consolidación de los suelos.
- Las propiedades de consolidación del terreno son de compresibilidad moderada a baja.
- Dado que los estratos de suelo fino son predominantemente arcillosos, las excavaciones resultan bastante estables hasta los 7 metros pero se recomienda que durante la excavación se mantenga una pendiente en el talud con una relación de al menos 1:5 para garantizar que no se presenten deslizamientos.
- El nivel freático fue encontrado a los 12.5 metros en los 3 sondeos realizados por lo que no representará ningún inconveniente durante la construcción de las fundaciones.
- Con relación a los empujes laterales, se ha empleado la teoría de Rankine para determinar los diagramas de empuje horizontal y los diagramas de fuerzas sobre la estructura de contención. Los resultados se presentan en la sección correspondiente. Asimismo, se ha determinado la altura crítica de excavación vertical para la cual no se requieren medidas de sostenimiento. Los resultados se presentan a continuación.

Profundidad (m)		Altura crítica (m)
de	a	
0.0	1.15	2.52 (3.77)
1.15	2.0	
2.0	3.0	
3.0	4.0	6.79 (10.17)
4.0	5.0	
5.0	6.0	
6.0	7.0	

Considerando los valores observados, se recomienda realizar la excavación por fases, tomando medidas de estabilización por fase. Se recomienda no sobrepasar los 3.5 metros de excavación vertical sin sostenimiento. Las medidas de sostenimiento incluyen el abatimiento del talud, entre otras, para lo cual se recomienda realizar cortes 1H:5V.

La capacidad de apoyo del terreno es función de los parámetros de resistencia del terreno, así como la configuración geométrica del sistema suelo – estructura considerada para el diseño. La modificación de esta configuración, producida por la construcción, excavación de edificaciones vecinas afecta la capacidad portante del terreno, por lo que para el presente estudio se han realizado varias verificaciones tomando en cuenta las variaciones más probables. Tomando en cuenta las condiciones de la presente estructura: 14 niveles de los cuales 2 son de sótano, y lo descrito en el punto 10.c, se determina lo siguiente:

Los cálculos en función a los valores N de campo por el método del SPT 93, han sido realizados para 3 diferentes anchos de fundación de manera que pueda darse una mayor perspectiva sobre la influencia del tamaño de la fundación con respecto a los valores de capacidad admisible al ingeniero estructurista. Dicho cálculo indica una capacidad admisible de 200 KN/m³ como valor de diseño. Los valores que se presentan en la Grafica 2 que corresponde al pozo 1 (que presenta los valores de capacidad admisible más bajos) muestra que la capacidad admisible a partir de los 7 a 8 metros va en ascenso con valores altos.

- Los cálculos efectuados por el método de Meyerhoff nos da un valor de la capacidad última de 465 kN/m² y una capacidad segura de apoyo de 239 KN/m³.
- La pérdida de sobrecarga debido a la ejecución de una excavación extensa adyacente debido a una excavación de 7 metros para una fundación ocasiona un

decremento en la capacidad portante desde un valor inicial de 465 kN/m^2 a un valor de 339 kN/m^2 . Asimismo, se observa que una excavación extensa de 7 metros de profundidad disminuye la capacidad segura de apoyo desde un valor inicial de 239 kN/m^2 a un valor de 113 kN/m^2 . Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.19. Sin embargo se debe considerar que la condición de una excavación en un terreno adyacente es una condición temporal que se daría durante la construcción de otra edificación de condiciones similares (doble sótano), por lo que en lugar de considerar un factor de seguridad de 3 podemos disminuir el mismo a dos con lo que obtenemos una capacidad segura de 226 kN/m^2 .

- Por otro lado, la construcción de una fundación adyacente incrementará la carga transmitida al terreno debido a la superposición de bulbos de presión de ambas fundaciones. Con el objetivo de evaluar este efecto, se ha determinado la variación de la capacidad de apoyo en función de la relación B/L, para un valor constante de $B=45 \text{ m}$. Estas simulaciones, representan el caso crítico de una fundación de similares características a la analizada, emplazada muy próxima en una zona adyacente. Los resultados muestran que, a un nivel de fundación a 7 metros de profundidad, para un decremento en la relación B/L de 0.5 causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad última de apoyo disminuye desde un valor inicial de 465 kN/m^2 a un valor de 437 kN/m^2 . De la misma forma, se observa que para un decremento en la relación B/L causado por la superposición de los bulbos de presión, la capacidad segura de apoyo disminuye desde un valor inicial de 239 kN/m^2 a un valor de 230 kN/m^2 . Esto equivale a una variación del factor de seguridad de 3 a 2.82.
- Tomando en cuenta todos los valores obtenidos, encontramos que el más crítico resulta ser la capacidad admisible que es 200 kN/m^2 el valor máximo de diseño para este proyecto
- Para el módulo de reacción del suelo utilizado en diseño sobre lecho elástico se recomienda no sobrepasar el valor de 6.0 kg/cm^3 , valor determinado con un ensayo de carga de placa a nivel de fundación.
- El diseño de fundaciones está dirigido a una losa de fundación de manera ineludible.
- Los datos proporcionados son aplicables solo al presente proyecto y para las condiciones estructurales mencionadas (14 plantas y 2 sótanos) por lo que un

7.6. ANEXO F (INGENIERIA DE COSTOS)

INCIDENCIAS			
Código	Parámetro	%	Fórmula
A	MATERIALES	0,0000	*
B	MANO DE OBRA	0,0000	*
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	0,0000	*
D	COSTO DIRECTO DE CONSTRUCCIÓN (CDC)	0,0000	A+B+C
E	CARGAS SOCIALES	0,0000	B
F	HERRAMIENTAS	5,0000	B+E+K
G	IMPREVISTOS	0,0000	
H	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10,0000	D+E+F+K
I	UTILIDAD	0,0000	D+E+F+K+H
J	SUPERVISIÓN	0,0000	
K	IMPUESTOS IVA	0,0000	B+E
L	IMPUESTOS IT	0,0000	D+E+F+H+I+K
M	COSTO INDIRECTO DE CONSTRUCCIÓN (CIC)	0,0000	E+F+H+I+K+L
N	TOTAL PRECIO UNITARIO	0,0000	D+M

RESUMEN				
COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCIÓN			7.369.001,47	89,96%
1	Materiales		5.764.180,86	70,37%
2	Mano de Obra		1.550.738,59	18,93%
3	Maquinaria y Equipo		54.082,02	0,66%
COSTOS INDIRECTOS DE CONSTRUCCIÓN			822.200,04	10,04%
4	Cargas Sociales		0,00	0,00%
5	Herramientas		77.536,93	0,95%
6	Gastos Generales y Administrativos		744.663,11	9,09%
7	Utilidad		0,00	0,00%
8	Impuestos IVA		0,00	0,00%
9	Impuestos IT		0,00	0,00%
10				
PRESUPUESTO TOTAL			8.191.201,51	100,00%

FORMULARIO B-1

PRESUPUESTO POR ÍTEMS Y GENERAL DE LA OBRA

(En bolivianos)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (Literal)	Precio Total (Numeral)
1	LOSA RADIER DE H°A° (H-25)	m3	481,40	3.315,46	tres mil trescientos quince con 46/100	1.596.062,44
2	VIGAS DE FUNDACION DE H°A° (H-25)	m3	380,58	2.975,24	dos mil novecientos setenta y cinco con 24/100	1.132.316,84
3	MUROS DE SOTANO DE H°A° (H-25)	m3	141,18	4.235,76	cuatro mil doscientos treinta y cinco con 76/100	598.004,60
4	COLUMNAS DE H°A° (H-25)	m3	44,77	5.630,78	cinco mil seiscientos treinta con 78/100	252.090,02
5	MUROS DE CORTE DE H°A° (H-25)	m3	186,06	7.789,69	siete mil setecientos ochenta y nueve con 69/100	1.449.349,72
6	VIGAS DE ENTREPISO DE H°A° (H-25)	m3	253,27	4.704,19	cuatro mil setecientos cuatro con 19/100	1.191.430,20
7	LOSA ALIVIANADA UNIDIRECCIONAL H=25CM DE H°A° (H-25)	m2	853,72	515,99	quinientos quince con 99/100	440.510,98
8	LOSA ALIVIANADA CASETONADA H=25CM DE H°A° (H-25)	m2	2.618,31	533,48	quinientos treinta y tres con 48/100	1.396.816,02
9	LOSA MACIZA DE ENTREPISO DE H°A° (H-25)	m3	5,83	3.293,32	tres mil doscientos noventa y tres con 32/100	19.200,06
10	LOSA LLENA PARA RAMPA DE ACCESO VEHICULAR DE H°A° (H-25)	m3	16,42	2.773,42	dos mil setecientos setenta y tres con 42/100	45.539,56
11	ESCALERAS DE H°A° (H-25)	m3	15,16	4.609,57	cuatro mil seiscientos nueve con 57/100	69.881,08
PRECIO TOTAL (Numeral):						8.191.201,52
PRECIO TOTAL (Literal): ocho millones ciento noventa y un mil doscientos uno con 52/100						
NOTA. - La empresa proponente declara de forma expresa que el presente Formulario contiene los mismos precios unitarios que los señalados en el Formulario B-2.						

FORMULARIO B-3**PRECIOS UNITARIOS ELEMENTALES****1.- MATERIALES**

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	ACERO CORRUGADO	KG	12,65
2	ALAMBRE DE AMARRE	KG	16,00
3	ARENA COMÚN	M3	140,00
4	CASETÓN PLASTOFORM 40X40X20	PZA	24,00
5	CEMENTO PORTLAND	KG	1,46
6	CLAVOS	KG	16,00
7	GRAVA COMÚN	M3	140,00
8	MADERA DE CONSTRUCCIÓN	P2	8,50
9	TIRA PLASTOFORM 40X20X100	PZA	52,00

El presente Formulario es una declaración jurada que asegura que lo señalado en cada rubro como Costo Directo (Sin que este afectado por alguna incidencia), corresponde a los Análisis de Precios Unitarios desarrollados en los Formularios B-2.

FORMULARIO B-3**PRECIOS UNITARIOS ELEMENTALES****2.- MANO DE OBRA**

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	ALBAÑIL	HR	20,00
2	ARMADOR	HR	20,00
3	AYUDANTE	HR	15,00
4	ENCOFRADOR	HR	20,00

FORMULARIO B-3**PRECIOS UNITARIOS ELEMENTALES****3.- MAQUINARIA Y EQUIPO (*)**

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	MEZCLADORA	HR	22,00
2	VIBRADORA	HR	12,00

(*) Solo del equipo y maquinaria consignado en los análisis de precios unitarios, de acuerdo con el valor indicado en el Formulario B-4.

El presente Formulario es una declaración jurada que asegura que lo señalado en cada rubro como Costo Directo (Sin que este afectado por alguna incidencia), corresponde a los Análisis de Precios Unitarios desarrollados en los Formularios B-2.

FORMULARIO B-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA			
Actividad:	LOSA RADIER DE H°A° (H-25)			
Cantidad:	481,40			
Unidad:	m3			
Moneda:	Bolivianos			

1.-MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	110,00	12,65	1.391,50
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	25,00	8,50	212,50
6	CLAVOS	KG	0,50	16,00	8,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00
TOTAL MATERIALES					2.389,20

2.-MANO DE OBRA

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	3,00	20,00	60,00
2	ARMADOR	HR	4,00	20,00	80,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	15,00	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					565,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					565,00

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					31,60
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):				5,00%	28,25
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					59,85

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

		COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:	10,00%	301,41
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		301,41

5.- UTILIDAD

		COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:	0,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD:		0,00

6.- IMPUESTOS

		COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:	0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS:		0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):		3.315,46
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):		3.315,46

NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.

FORMULARIO B-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA			
Actividad:	VIGAS DE FUNDACION DE H°A° (H-25)			
Cantidad:	380,58			
Unidad:	m3			
Moneda:	Bolivianos			

1.-MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	83,89	12,65	1.061,21
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	25,00	8,50	212,50
6	CLAVOS	KG	0,50	16,00	8,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00

TOTAL MATERIALES					2.058,91
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	3,00	20,00	60,00
2	ARMADOR	HR	5,00	20,00	100,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	15,00	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					585,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					585,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					31,60
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):				5,00%	29,25
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					60,85
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:				10,00%	270,48
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:					270,48
5.- UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:				0,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD:					0,00
6.- IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:				0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS:					0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):					2.975,24
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):					2.975,24
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					
FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	MUROS DE SOTANO DE H°A° (H-25)				
Cantidad:		141,18			
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	120,11	12,65	1.519,39
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	50,00	8,50	425,00
6	CLAVOS	KG	1,50	16,00	24,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	1,50	16,00	24,00
TOTAL MATERIALES					2.737,59
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	18,00	20,00	360,00
2	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	18,00	15,00	270,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.030,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					1.030,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60

SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:		31,60			
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):		5,00%			
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:		83,10			
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
		COSTO TOTAL			
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:		10,00%			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		385,07			
5.- UTILIDAD					
		COSTO TOTAL			
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:		0,00%			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
6.- IMPUESTOS					
		COSTO TOTAL			
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:		0,00%			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):		4.235,76			
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):		4.235,76			
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					
FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	COLUMAS DE H°A° (H-25)				
Cantidad:	44,77				
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	199,77	12,65	2.527,09
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,00	8,50	680,00
6	CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00
TOTAL MATERIALES					4.016,29
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	16,00	20,00	320,00
2	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	20,00	15,00	300,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.020,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):					0,00%
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):					0,00%
TOTAL MANO DE OBRA:					1.020,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					31,60
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):					5,00%
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					82,60
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
		COSTO TOTAL			
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:		10,00%			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		511,89			
5.- UTILIDAD					
		COSTO TOTAL			
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:		0,00%			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
6.- IMPUESTOS					
		COSTO TOTAL			
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:		0,00%			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):		5.630,78			
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):		5.630,78			
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					

FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	MUROS DE CORTE DE H ² A° (H-25)				
Cantidad:	186,06				
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL	
1 CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80	
2 ACERO CORRUGADO	KG	348,28	12,65	4.405,74	
3 GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40	
4 ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00	
5 MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,00	8,50	680,00	
6 CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00	
7 ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00	
TOTAL MATERIALES				5.894,94	
2.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL	
1 ENCOFRADOR	HR	20,00	20,00	400,00	
2 ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00	
3 ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00	
4 AYUDANTE	HR	20,00	15,00	300,00	
SUBTOTAL MANO DE OBRA				1.100,00	
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):			0,00%	0,00	
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):			0,00%	0,00	
TOTAL MANO DE OBRA:				1.100,00	
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL	
1 MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00	
2 VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60	
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:				31,60	
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):			5,00%	55,00	
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				86,60	
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
				COSTO TOTAL	
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:			10,00%	708,15	
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:				708,15	
5.- UTILIDAD					
				COSTO TOTAL	
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:			0,00%	0,00	
TOTAL UTILIDAD:				0,00	
6.- IMPUESTOS					
				COSTO TOTAL	
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:			0,00%	0,00	
TOTAL IMPUESTOS:				0,00	
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):				7.789,69	
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):				7.789,69	
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					

FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	VIGAS DE ENTREPISO DE H ² A° (H-25)				
Cantidad:	253,27				
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL	
1 CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80	
2 ACERO CORRUGADO	KG	136,58	12,65	1.727,74	
3 GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40	
4 ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00	
5 MADERA DE CONSTRUCCION	P2	70,00	8,50	595,00	
6 CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00	
7 ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00	

TOTAL MATERIALES					3.131,94
2.-MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
2	AYUDANTE	HR	20,00	15,00	300,00
3	ENCOFRADOR	HR	18,00	20,00	360,00
4	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.060,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					1.060,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	LOSA ALIVIANADA UNIDIRECCIONAL H=25CM DE H°A° (H-25)				
Cantidad:	853,72				
Unidad:	m2				
Moneda:	Bolivianos				
1.-MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	37,62	1,46	54,93
2	ACERO CORRUGADO	KG	6,30	12,65	79,70
3	GRAVA COMÚN	M3	0,08	140,00	11,20
4	ARENA COMÚN	M3	0,06	140,00	8,40
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	10,00	8,50	85,00
6	CLAVOS	KG	0,50	16,00	8,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,50	16,00	8,00
8	TIRA PLASTOFORM 40X20X100	PZA	2,00	52,00	104,00
TOTAL MATERIALES					359,23
2.-MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	1,15	20,00	23,00
2	ARMADOR	HR	1,00	20,00	20,00
3	ALBAÑIL	HR	1,50	20,00	30,00
4	AYUDANTE	HR	2,00	15,00	30,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					103,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					103,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	0,05	22,00	1,10
2	VIBRADORA	HR	0,05	12,00	0,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					1,70
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):				5,00%	5,15
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					6,85
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:				10,00%	46,91
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:					46,91
5.- UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:				0,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD:					0,00
6.- IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:				0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS:					0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):					515,99
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):					515,99
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					

FORMULARIO B-2
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
DATOS GENERALES

Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA			
Actividad:	LOSA ALIVIANADA CASETONADA H=25CM DE H°A° (H-25)			
Cantidad:	2.618,31			
Unidad:	m2			
Moneda:	Bolivianos			

1.- MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	50,16	1,46	73,23
2	ACERO CORRUGADO	KG	6,30	12,65	79,70
3	GRAVA COMÚN	M3	0,10	140,00	14,00
4	ARENA COMÚN	M3	0,08	140,00	11,20
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	10,00	8,50	85,00
6	CLAVOS	KG	0,50	16,00	8,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,50	16,00	8,00
8	CASETON PLASTOFORM 40X40X20	PZA	4,00	24,00	96,00
TOTAL MATERIALES					375,13

2.- MANO DE OBRA

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	1,15	20,00	23,00
2	ARMADOR	HR	1,00	20,00	20,00
3	ALBAÑIL	HR	1,50	20,00	30,00
4	AYUDANTE	HR	2,00	15,00	30,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					103,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					103,00

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	0,05	22,00	1,10
2	VIBRADORA	HR	0,05	12,00	0,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					1,70
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):				5,00%	5,15
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					6,85

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

		COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:	10,00%	48,50
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		48,50

5.- UTILIDAD

		COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:	0,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD:		0,00

6.- IMPUESTOS

		COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:	0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS:		0,00

TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):	533,48
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):	533,48

NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.

FORMULARIO B-2
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
DATOS GENERALES

Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA			
Actividad:	LOSA MACIZA DE ENTREPISO DE H°A° (H-25)			
Cantidad:	5,83			
Unidad:	m3			
Moneda:	Bolivianos			

1.- MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	20,84	12,65	263,63
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	100,00	8,50	850,00
6	CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00

TOTAL MATERIALES					1.922,83
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	18,00	20,00	360,00
2	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
3	ALBAÑIL	HR	8,00	20,00	160,00
4	AYUDANTE	HR	18,00	15,00	270,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					990,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					990,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					31,60
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):				5,00%	49,50
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					81,10
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:				10,00%	299,39
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:					299,39
5.- UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:				0,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD:					0,00
6.- IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:				0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS:					0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):					3.293,32
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):					3.293,32
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					
FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	LOSA LLENA PARA RAMPA DE ACCESO VEHICULAR DE HªA° (H-25)				
Cantidad:	16,42				
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	34,09	12,65	431,24
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	50,00	8,50	425,00
6	CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00
TOTAL MATERIALES					1.665,44
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	8,00	20,00	160,00
2	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	15,00	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					785,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):				0,00%	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):				0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					785,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60

SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:		31,60			
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):		5,00%			
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:		39,25			
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:		70,85			
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
		COSTO TOTAL			
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:		10,00%			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		252,13			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		252,13			
5.- UTILIDAD					
		COSTO TOTAL			
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:		0,00%			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
6.- IMPUESTOS					
		COSTO TOTAL			
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:		0,00%			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):		2.773,42			
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):		2.773,42			
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					
FORMULARIO B-2					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
Proyecto:	PROYECTO DE GRADO - UNIV. ANDRES CASTRO ALIAGA				
Actividad:	ESCALERAS DE H"A° (H-25)				
Cantidad:	15,16				
Unidad:	m3				
Moneda:	Bolivianos				
1.- MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	380,00	1,46	554,80
2	ACERO CORRUGADO	KG	138,99	12,65	1.758,22
3	GRAVA COMÚN	M3	0,76	140,00	106,40
4	ARENA COMÚN	M3	0,60	140,00	84,00
5	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60,00	8,50	510,00
6	CLAVOS	KG	2,00	16,00	32,00
7	ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00	16,00	32,00
TOTAL MATERIALES					3.077,42
2.- MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR	18,00	20,00	360,00
2	ARMADOR	HR	10,00	20,00	200,00
3	ALBAÑIL	HR	10,00	20,00	200,00
4	AYUDANTE	HR	18,00	15,00	270,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.030,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):					0,00%
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA):					0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):					0,00%
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES):					0,00
TOTAL MANO DE OBRA:					1.030,00
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA	HR	0,80	12,00	9,60
SUBTOTAL MAQUINARIA Y EQUIPO:					31,60
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):					5,00%
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA):					51,50
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					83,10
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
		COSTO TOTAL			
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3:		10,00%			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		419,05			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:		419,05			
5.- UTILIDAD					
		COSTO TOTAL			
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4:		0,00%			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
TOTAL UTILIDAD:		0,00			
6.- IMPUESTOS					
		COSTO TOTAL			
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5:		0,00%			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL IMPUESTOS:		0,00			
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):		4.609,57			
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con 2 decimales):		4.609,57			
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					