



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA EMPRESA
PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
DEL CANTÓN SAN JOSÉ DE CHIMBO (EP – MAPA - CCH).”**

AUTOR: Marco Tulio Guevara Jiménez

TUTOR: Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

AMBATO - ECUADOR

Septiembre - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Proyecto Técnico, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA EMPRESA PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL CANTÓN SAN JOSÉ DE CHIMBO (EP – MAPA - CCH)**”, elaborado por el Sr. **Marco Tulio Guevara Jiménez**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 020241138-5, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente proyecto técnico es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Septiembre 2022



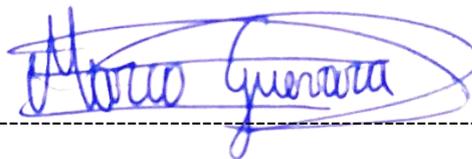
Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Marco Tulio Guevara Jiménez**, con C.I. 020241138-5 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente proyecto técnico con el tema: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA EMPRESA PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL CANTÓN SAN JOSÉ DE CHIMBO (EP – MAPA - CCH)”**, así como también los gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2022



Marco Tulio Guevara Jiménez

C.I: 020241138-5

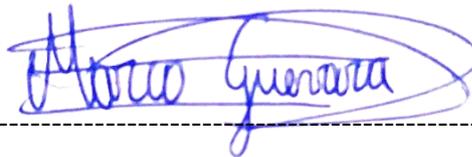
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Proyecto Técnico o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Proyecto Técnico con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Septiembre 2022



Marco Tulio Guevara Jiménez

C.I: 020241138-5

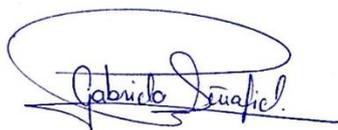
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

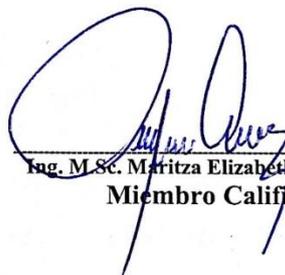
Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Proyecto Técnico, realizado por el estudiante Marco Tulio Guevara Jiménez de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA EMPRESA PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL CANTÓN SAN JOSÉ DE CHIMBO (EP – MAPA - CCH)”**.

Ambato, Septiembre 2022

Para constancia firman:



Ing. Mg. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla
Miembro Calificador



Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo primeramente a Dios por darme unos padres y hermano extraordinarios como lo son Iván, Aidé y Kevin, quienes son el pilar fundamental para alcanzar este objetivo, a mi familia quienes nunca dejaron de confiar en mí, gracias por su cariño y apoyo incondicional.

Marco Guevara

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres y hermano por su apoyo incondicional, gracias por todo el sacrificio y paciencia.

A la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, que durante mi permanencia se convirtió en un segundo hogar, a los docentes que han instruido mi formación profesional con sus conocimientos y experiencias que han aportado para realizar este proyecto.

A mi tutor Ing. Mg. Wladimir Ramírez, quien con su tiempo, conocimiento y sabiduría permitió el desarrollo de este proyecto.

Al Ing. Álvaro Ortiz quien me ha provisto conocimiento y criterio para poder desarrollar esta tesis.

Al Ing. Carlita Santillán junto con la Empresa EP-MAPA-CCH, quienes me han brindado su apoyo para el desarrollo de esta tesis.

Además, agradecer a mis buenos amigos y familiares quienes me han brindado su confianza y apoyo, con quienes he pasado grandes momentos, muchas gracias por su cariño y lealtad.

Marco Guevara

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE IMÁGENES	xii
ÍNDICE DE TABLAS	xv
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes investigativos	1
1.1.1 Antecedentes.....	1
1.1.2 Justificación	3
1.1.3 Fundamentación teórica.....	4
1.1.4 Hipótesis	10
1.2 Objetivos.....	10
1.2.1 Objetivo general.....	10
1.2.2 Objetivos específicos	10
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	11
2.1 Materiales y equipos.....	11
2.1.1 Materiales.....	11

2.1.2 Equipos y software.....	11
2.2 Métodos de la investigación	11
2.2.1 Método bibliográfico	12
2.2.2 Método deductivo	12
2.2.3 Método analítico	12
2.3 Tipos de investigación.....	12
2.4 Población y muestra	13
2.5 Plan de recolección de datos.....	13
2.5.1 Ubicación del proyecto	15
2.5.2 Sistema estructural.....	16
2.5.3 Características del suelo.....	16
2.5.4 Irregularidades de la estructura.....	16
2.5.5 Materiales.....	19
2.5.6 Códigos a usar.....	19
2.6 Plan de procesamiento y análisis de información.....	20
2.6.1 Cuantificación de cargas gravitacionales.....	20
2.6.2 Cuantificación de cargas sísmicas	21
2.6.3 Prediseño de los elementos estructurales de la superestructura.....	23
2.6.4 Análisis lineal de la estructura	25
2.6.5 Verificaciones del análisis lineal de la superestructura	29
2.6.6 Diseño de la estructura.....	39

2.6.7 Verificaciones del diseño estructural.....	49
2.6.8 Cimentación de la estructura.....	53
2.6.9 Dimensionamiento de la cimentación.....	57
2.6.10 Verificaciones de la cimentación.....	58
2.6.11 Diseño estructural de cimentación.....	67
CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	70
3.1 Análisis y discusión de los resultados	70
3.1.1 Resultados del análisis lineal	70
3.1.2 Resultados del diseño de la estructura	71
3.1.3 Resultados del diseño de la cimentación	72
CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	73
4.1 Conclusiones.....	73
4.2 Recomendaciones	74
MATERIAL DE REFERENCIA.....	75
Referencias Bibliográficas.....	75
Anexos.....	79
Anexo 1.- Estudio geotécnico de suelos	79
Anexo 2.- Planos Arquitectónicos	88
Anexo 3.- Sismo de diseño	93
Anexo 4.- Cuantificación de cargas.....	106
Anexo 5.- Diseños de elementos estructurales /Estructura – Cimentación).....	108

Anexo 6.- Planos Estructurales	132
--------------------------------------	-----

ÍNDICE DE IMÁGENES

Figura 1. Uso de hormigón en una represa	4
Figura 2. Viga de hormigón armado	6
Figura 3. Columna de hormigón armado	6
Figura 4. Losa de entrepiso	7
Figura 5. Zapata aislada	7
Figura 6. Espectro elástico horizontal de diseño.....	9
Figura 7. Diagrama de flujo de diseño estructural	9
Figura 8. Implantación del proyecto	14
Figura 9. Fachada arquitectónica	14
Figura 10. Ubicación.....	15
Figura 11. Irregularidad en planta tipo 4.....	18
Figura 12. Espectro de aceleración elástico y reducido	23
Figura 13. Corte típico de losa	24
Figura 14. Definición de materiales	26
Figura 15. Definición de secciones	27
Figura 16. Definición de patrones de carga	27
Figura 17. Combinaciones de carga	27
Figura 18. Casos de carga	28
Figura 19. Cargas adicionales (muertas y vivas) según su ocupación	28
Figura 20. Isometría de secciones en hormigón armado.....	28
Figura 21. Periodo de vibración.....	29
Figura 22. Cortante basal calculado	30
Figura 23. Corrección en el programa.....	31
Figura 24. Cortante basal recalculado.....	31
Figura 25. Chequeo cortante basal dinámico sentido X.....	32
Figura 26. Corrección en el programa en el sentido X	33
Figura 27. Chequeo cortante basal dinámico sentido X recalculado	33
Figura 28. Chequeo cortante basal dinámico sentido Y	34
Figura 29. Corrección en el programa en el sentido Y	35
Figura 30. Chequeo cortante basal dinámico sentido X recalculado	35
Figura 31. Chequeo de torsión ASCE/SEI7	37

Figura 32. Desplazamientos en los nudos	37
Figura 33. Cuantía de acero necesaria.....	39
Figura 34. Separación de estribos viga	41
Figura 35. Refuerzo trasversal y horizontal viga típica	41
Figura 36. Diseño de columnas.....	44
Figura 37. Diagrama de iteración.....	45
Figura 38. Porcentaje de acero en columnas.....	46
Figura 39. Separación de estribos	47
Figura 40. Refuerzo trasversal y horizontal viga columna	48
Figura 41. Diseño de nervios	48
Figura 42. Armado típico de nervios.....	49
Figura 43. Nudo fuerte	49
Figura 44. Relación capacidad de columna/capacidad de viga.....	50
Figura 45. Control de deterioro de adherencia.....	52
Figura 46. Ubicación de cargas de la cimentación en hormigón armado	55
Figura 47. Combinaciones de carga de cimentación.....	56
Figura 48. Definición de materiales	56
Figura 49. Esquema de Zapatas	57
Figura 50. Detalle Isométrico de la cimentación	58
Figura 51. Presión en el suelo por carga vertical	59
Figura 52. Presión en el suelo sentido X.....	60
Figura 53. Presión en el suelo sentido Y.....	60
Figura 54. Sección crítica para cortante.....	61
Figura 55. Diagrama de esfuerzos para corte unidireccional.....	62
Figura 56. Esquema por punzonamiento.....	63
Figura 57. Verificación de punzonamiento.....	64
Figura 58. Esquema de carga a flexión	65
Figura 59. Esquema de carga a flexión	66
Figura 60. Asentamientos.....	67
Figura 61. Distribución de acero de refuerzo sentido X	68
Figura 62. Distribución de acero de refuerzo sentido Y	68
Figura 63. Detalle armado de zapata Aislada.....	69

Figura 64. Detalle armado de zapata combinada	69
Figura 65. Implantación del Edificio	88
Figura 66. Primera planta del edificio.....	88
Figura 67. Segunda planta del edificio.....	89
Figura 68. Tercera planta del edificio	89
Figura 69. Cubierta del edificio	90
Figura 70. Fachada frontal del edificio	90
Figura 71. Fachada posterior del edificio.....	91
Figura 72. Fachada lateral izquierda del edificio	91
Figura 73. Corte A-A' del edificio	92
Figura 74. Corte B-B' del edificio	92
Figura 75. Factor Z en función de la zona sísmica	93
Figura 76. Factor Fa en función del tipo de suelo.....	94
Figura 77. Factor Fd en función del tipo de suelo.....	94
Figura 78. Factor Fs en función del tipo de suelo	95
Figura 79. Factor η en función del tipo de suelo.....	95
Figura 80. Factor r en función del tipo de suelo	95
Figura 81. Factor de reducción R.....	96
Figura 82. Factor de mayoración I.....	96
Figura 83. Coeficiente de irregularidad en planta.....	97
Figura 84. Coeficiente de irregularidad en elevación	98
Figura 85. Coeficiente Ct y α	99
Figura 86. Rangos del espectro elástico de aceleraciones.....	100
Figura 87. Determinación del factor k	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Materiales.....	11
Tabla 2. Equipos y software.....	11
Tabla 3. Descripción plantas.....	15
Tabla 4. Coordenadas de la edificación.....	16
Tabla 5. Características del suelo de fundación.....	16
Tabla 6. Irregularidades del edificio.....	17
Tabla 7: Carga muerta probable de paredes.....	20
Tabla 8. Cargas muertas para la modelación.....	20
Tabla 9. Resumen cargas vivas para la modelación.....	21
Tabla 10. Valores del espectro de aceleraciones.....	21
Tabla 11. Equivalencia de losa alivianada a maciza.....	24
Tabla 12. Chequeo del porcentaje de participación modal.....	36
Tabla 13. Derivas de pisos.....	36
Tabla 14. Chequeo de torsión en planta.....	38
Tabla 15. Índice de estabilidad.....	38
Tabla 16. Deflexiones instantáneas por carga viva y de servicio.....	42
Tabla 17. Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.....	43
Tabla 18. Deflexiones en el tiempo.....	43
Tabla 19. Cargas Transmitidas a la cimentación en hormigón armado.....	54
Tabla 20. Resumen de secciones.....	55
Tabla 21. Valores del espectro de diseño reducido y sin reducir.....	101

RESUMEN

Debido a que la empresa pública EP-MAPA-CCH no cuenta con las instalaciones propias se propone el diseño estructural del edificio. En el presente Proyecto Técnico se aplicó el método de investigación bibliográfico, deductivo y analítico, así como también la investigación descriptiva y aplicada. En base al análisis técnico y diseño arquitectónico proporcionados por la institución se realizó el diseño de una estructura de hormigón armado, para lo cual se seleccionó un sistema de pórticos resistentes a momento con vigas descolgadas y se determinó cargas gravitacionales, sobrecargas, cargas sísmicas para una estructura de ocupación normal y prediseños de elementos estructurales; parámetros que permitieron modelar la estructura en un Software de análisis y diseño estructural donde se observó el comportamiento de la misma realizando el análisis dinámico lineal, además se diseñó los elementos estructurales de la estructura y cimentación. Para la validación del diseño realizado se verificaron los requerimientos de sismo resistencia presentados y consideraciones de diseño que se encuentran especificados en las normativas: NEC-SE-CG-15, NEC-SE-DS-15, NEC-SE-HM-15, AISC 360-10, AISC 341-10, ASCE-SEI 7-16 y ACI 318-19. Concluyendo que la estructura se comportará de manera segura ante un evento sísmico.

Palabras claves: Diseño estructural, Análisis lineal, Diseño sismorresistente, Hormigón armado, San José de Chimbo.

ABSTRACT

Since the public company EP-MAPA-CCH does not have its own facilities, the structural design of a building is proposed. In this technical project, the bibliographic, deductive and analytical research method was applied, as well as descriptive and applied research. Based on the technical analysis and architectural design provided by the institution, the design of a reinforced concrete structure was carried out, for which a Moment-resisting frame systems with sagging beams was selected and gravity loads, overloads, seismic loads for a structure of normal occupancy and pre-design of structural elements were determined; parameters that allowed modeling the structure in a structural analysis and design software where the behavior of the structure was observed by performing the linear dynamic analysis, and the structural elements of the structure and foundation were also designed. For the validation of the design, the seismic-resistant requirements and design considerations specified in the following standards were verified: NEC-SE-CG-15, NEC-SE-DS-15, NEC-SE-HM-15, AISC 360-10, AISC 341-10, ASCE-SEI 7-16 and ACI 318-19. Concluding that the structure will behave safely in the event of a seismic event.

Keywords: Structural design, Linear analysis, Seismic-Resistant design, reinforced concrete, San José de Chimbo.

CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes investigativos

1.1.1 Antecedentes

Los avances de la tectónica han permitido tener una mejor comprensión de los sistemas de fallas activas del país, con una visión mucho más estructurada de la geodinámica. Es así que se definen nuevas zonas de fuentes sísmicas, como la falla de Pallatanga, que se extiende a lo largo del Ecuador con una longitud aproximada de 956 kilómetros [1]. En este contexto, como lo indica M. Chlieh. [2], la deformación observada mediante mediciones geodésicas y sismológicas ha permitido desarrollar modelos tectónicos de placas más detallados para la región, y contar con mayor conocimiento sobre la capacidad que tiene la interfaz de subducción para producir grandes terremotos.

En el Ecuador se han presentado varios eventos telúricos de pequeñas y grandes dimensiones. El terremoto de 8.8 Mw que sacudió las costas de Esmeraldas el 31 de enero de 1906, categorizado entre los eventos sísmicos por subducción (placa de Nazca y la sudamericana) más grandes y devastadores de la historia, además uno de los últimos es el terremoto de 7.8 Mw que azotó a Manabí el 16 de abril de 2016, causando grandes estragos en el país, además no se debe desconocer también aquellos sismos que se producen a lo largo de las fallas (cortical) que atraviesan el valle interandino, por ejemplo, el sismo de 8.3 Mw de 1797 que sacudió a Riobamba, y el de 6.6 Mw en 1949 que sorprendió a los pobladores de Ambato. [3]

Los sismos que ocurren a lo largo de las fallas superficiales de la corteza terrestre, denominados corticales, tienen el potencial de ser más destructivos que los eventos por subducción, esto se debe a que ocurren a una menor profundidad (menor a 30 km). Por ello, con el fin de limitar el número de víctimas y los estragos que pueden causar, sobre todo en espacios donde se levantan grandes construcciones y hay gran densidad poblacional, los edificios deben construirse y reforzarse de tal manera que tengan la capacidad de resistir a fuertes movimientos telúricos.

En este aspecto, es indudable que hoy en día existe un acelerado crecimiento de la industria de la construcción, especialmente en el sector urbano, lo que desemboca en la necesidad de contar con edificios de mayor altitud y calidad. Ante esta situación, en los proyectos modernos se utilizan estructuras de hormigón armado que brindan grandes ventajas: buena integridad, disposición flexible y costo inferior a relación de otros sistemas (como el acero). [4] Además, como lo menciona Zeevaert [5], con el fin de garantizar la seguridad de las estructuras ante fuertes movimientos telúricos es fundamental analizar el comportamiento sísmico que tienen, especialmente en las estructuras más complejas cuyo estado de tensión y respuesta dinámica son totalmente distintos a las estructuras convencionales.

Con el propósito de construir una edificación segura es esencial comprender la racionalidad de la estructura del edificio y del diseño sismorresistente que se utilice. De no existir un adecuado estudio preparatorio es muy probable que surjan errores de cálculo y diseño que se evidencien en la esbeltez y la rigidez de los miembros de la estructura, lo que afecta a la vida útil del proyecto. Esto lo demuestra la investigación de Xavier [6], en donde se reitera que en Ecuador no se cumplen a cabalidad los parámetros que especifica la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), como cuantía de acero en vigas y columnas, nudo fuerte, etc., por lo que las construcciones son más susceptibles a tener daños irreversibles e inclusive a colapsar totalmente ante un evento telúrico.

Es indudable que los sismos tienen la capacidad de ocasionar daños estructurales importantes según su intensidad, pero precisamente para evitar que estos daños trasciendan al colapso total de la estructura -al menos de manera inmediata- es sustancial que se lleve a cabo la exploración geológica y el estudio de suelo, algo que varias empresas no lo realizan, y en consecuencia los calculistas estructurales no tienen la capacidad de calcular con precisión los cimientos de la construcción debido a la ausencia de información.

El diseño de ingeniería, sobre todo de aquellos proyectos de construcción que se desarrollen en zonas con alto riesgo de sismos, debe prestar más atención a la

resistencia sísmica de las estructuras para mejorar su rendimiento y garantizar la estabilidad y seguridad. Se busca así que en caso de que ocurra un evento telúrico la fuerza interna de la estructura tenga la capacidad para soportar el peso de todo el edificio, de tal manera que las personas cuenten con mayor tiempo para evacuar con seguridad.[7]

1.1.2 Justificación

Para garantizar que un edificio sea ocupado en su máxima capacidad y con toda la seguridad necesaria se debe mitigar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras e infraestructuras, por lo que es necesario presentar especial atención a los materiales de construcción que se utilicen [8]. En ese sentido, en la NEC se detallan los requerimientos y metodologías que deben ser aplicadas al diseño sismorresistente, y que además se complementan con normas extranjeras, como el código ACI 318-19 para estructuras de Hormigón Armado.

En el 2015 con la premisa de contar con una mayor información que permita anticiparse de cierta manera a los terremotos se coadyuva a una mejor gestión del riesgo sísmico, y de esta manera es posible evitar catástrofes tan grandes como la del último terremoto en Manabí, cuyo coste de reconstrucción se estimó inicialmente en 3.300 millones de dólares, equivalente al 3,5% del PIB nacional de ese año [9]. Es por ello que el análisis del comportamiento de una estructura, tanto estático (carga vertical) y dinámico (carga horizontal), es de vital importancia para entender y predecir el comportamiento de las edificaciones frente a dichas cargas, y así mismo es primordial desarrollar un buen diseño estructural para determinar los materiales más adecuados y secciones adecuadas de diseño.

Ante lo mencionado, el presente trabajo tiene como finalidad realizar el diseño estructural del edificio de la empresa pública municipal de agua potable y alcantarillado del cantón San José De Chimbo (EP – MAPA - CCH), debido a que actualmente la entidad requiere tener sus propias instalaciones. Para tal efecto, el edificio se concibe como un proyecto que cumple con cada uno de los requerimientos indicados en la NEC, específicamente en el capítulo “Seguridad Estructural De Las

Edificaciones; Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente”, de tal forma que se edifique una construcción segura en pro de salvaguardar la vida de quienes lo ocupen.

1.1.3 Fundamentación teórica

1.1.3.1 Hormigón

También llamado concreto, es el más utilizado en obras de ingeniería, como acueductos, puentes, edificios, túneles, etc. El hormigón está formado a partir de la mezcla de varios materiales en proporciones adecuadas: arena, cemento, ripio, agua, y en algunos casos aditivos, como plastificantes, acelerantes, retardantes, colorantes, etc. La característica principal de este material heterogéneo es que a medida que pasa el tiempo se torna más resistente: adquiere entre el 70% y 75% más resistencia en 28 días, y hasta el 95% en un año, de tal forma que al endurecerse se convierte en una masa similar a una piedra. [10]

Figura 1. Uso de hormigón en una represa



Fuente: Orler [10]

Características del hormigón

Algunas otras características del hormigón son:

- Excelente resistencia a la compresión,
- Bajo costo en relación a sus características mecánicas,
- Buen comportamiento frente al fuego,

- Necesita poco mantenimiento. [10]

Desventajas del hormigón

El hormigón no es perfectamente elástico para cualquier rango de carga. Es decir que la deformación del hormigón no es proporcional a la tensión en ninguna etapa de la carga, y sus propiedades elásticas varían según la riqueza de la mezcla, la intensidad de la tensión y la edad del concreto. Cabe mencionar, además, que el concreto es muy débil en tensión: la resistencia a la tracción del hormigón ordinario varía entre el 7% al 10% de la resistencia a la compresión. [11]

Entonces, la resistencia del hormigón depende en gran medida de la proporción de la mezcla y su compactación, por ende, es fundamental que la consistencia sea tal que el concreto pueda transportarse, colocarse y terminarse con suficiente facilidad y sin segregación (propiedades que determinan una adecuada condición).

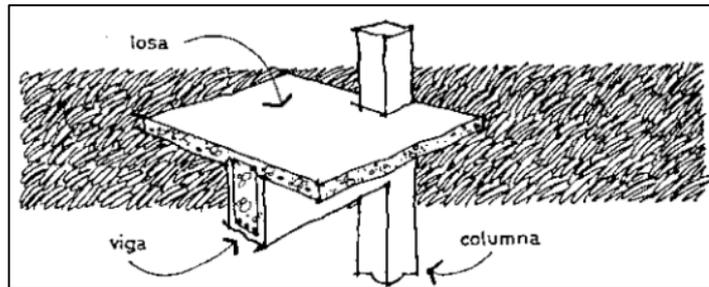
1.1.3.2 Elementos estructurales

Son todos los elementos que conforman una estructura física, y deben ser lo suficientemente fuertes para soportar las solicitaciones de cargas externas y gravitacionales, como eventos sísmicos, así como el peso propio de la estructura; en esencia, su función es proporcionar rigidez, estabilidad y resistencia. A continuación, se profundizan algunos elementos estructurales sustanciales dentro de la construcción.

1.1.3.2.1 Vigas

Son elementos tridimensionales horizontales que integran un conjunto estructural de soporte, y por lo general están constituidos de hormigón y de acero de refuerzo. El diseño de las vigas se realiza a flexión, corte y torsión: trabajan a flexión con una dimensión dominante, llamada peralte, el cual aporta inercia al miembro. Finalmente, su disposición se la realiza en dos puntos de apoyo. [12]

Figura 2. Viga de hormigón armado

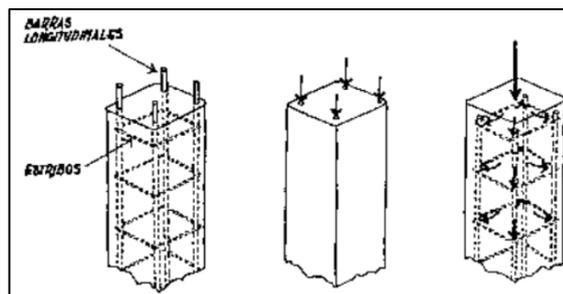


Fuente: Bernal [12]

1.1.3.2.2 Columnas

Son elementos de soporte tridimensionales verticales sometidos a esfuerzos de compresión. Las columnas cada vez son más esbeltas, es decir, tienen más altura, pero con menos sección, por ello, con el fin de evitar inestabilidad es necesario verificar que no exista pandeo lateral del miembro estructural. [13]

Figura 3. Columna de hormigón armado

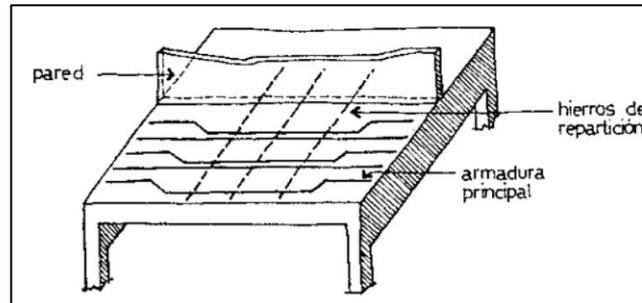


Fuente: Bernal [13]

1.1.3.2.3 Losas

Son elementos superficiales planos que transmiten las cargas de la estructura hacia las columnas y estas a la cimentación. A diferencia del resto de componentes, las losas poseen condiciones de borde muy complejas debido a que pueden tener más de dos apoyos, por lo que el cálculo estructural es mucho más complejo. [14]

Figura 4. Losa de entrepiso

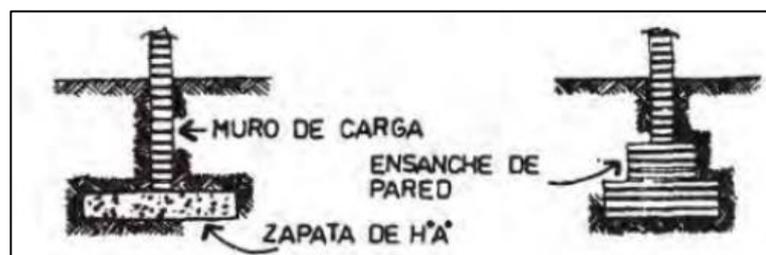


Fuente: Bernal [14]

1.1.3.2.4 Zapatas

Son estructuras prismáticas, cuadradas o circulares. Su función es la de soportar las cargas y distribuir las de la manera más adecuada y con la profundidad necesaria al suelo, de tal forma que este resista sin fatigas excesivas durante toda la vida de la infraestructura. Además, por lo general están conformadas por hormigón y acero de refuerzo, y su cálculo estructural depende del peso de la edificación y del tipo de suelo de fundación. [15]

Figura 5. Zapata aislada



Fuente: Bernal [15]

1.1.3.3 Análisis sísmico

El análisis sísmico de una estructura consiste en determinar cada una de las sollicitaciones, como la aceleración y las fuerzas que debe enfrentar el diseño, y analizar el comportamiento de la estructura frente a dicha sollicitación. Además, las

nuevas disposiciones de diseño sísmico requieren que los ingenieros estructurales realicen análisis estáticos (lineales) y dinámicos: el primero se ejecuta en edificaciones de poca altura, mientras que el análisis dinámico debe realizarse en edificios regulares e irregulares de mediana y gran altura. [16]

1.1.3.3.1 Análisis estático lineal

El análisis estático equivalente puede funcionar bien para edificios de altura baja sin modos de torsión lateral, y considera que la respuesta dinámica se puede representar solo con el modo fundamental de vibración (considera un solo modo de vibración), es decir que el 100% de la masa de la estructura se mueve el primer modo, hecho que no es muy apegado a la realidad. Para realizar este análisis se requiere conocer el periodo de vibración fundamental “ T_a ”, y así obtener el cortante basal vs. la aceleración. [17]

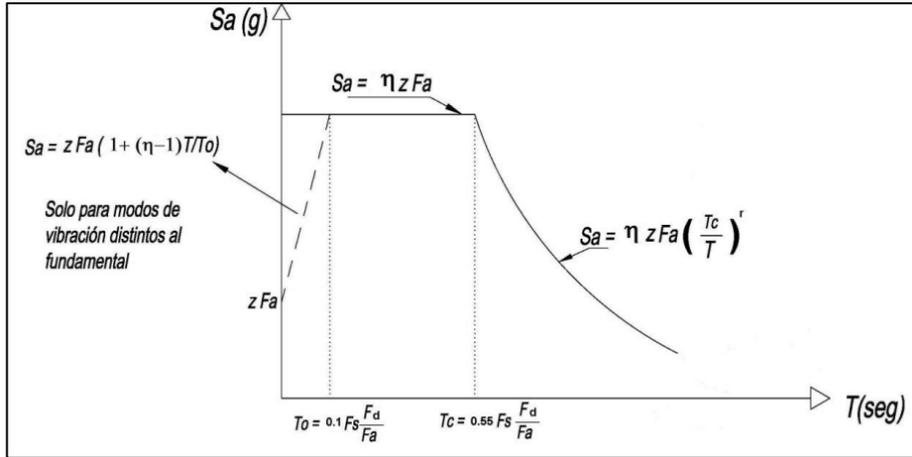
1.1.3.3.2 Análisis dinámico lineal

Conocido también como Modal-Espectral, este análisis considera la respuesta dinámica a través de varios modos de vibración (3 grados de libertad por cada piso). Para ejecutarlo se requiere el uso del espectro de respuesta reducido “ S_a ”, en donde se considera los porcentajes reales de masa que se excitan con cada modo de vibración. Es decir, se requiere determinar las propiedades dinámicas de la estructura como periodos, modos de vibración, factores de participación de masa, entre otros. [17]

1.1.3.3.3 Espectro de diseño

Se construyen a partir de registros sísmicos del suelo, son clasificados de acuerdo al tipo de suelo en donde fueron registrados. Posteriormente, se procede a obtener la medida de los espectros de respuesta en base a procesos estadísticos, y así se trata de encontrar ecuaciones que se ajusten al espectro medio obtenido; en el análisis dinámico lineal depende del nivel de peligro sísmico. [17]

Figura 6. Espectro elástico horizontal de diseño

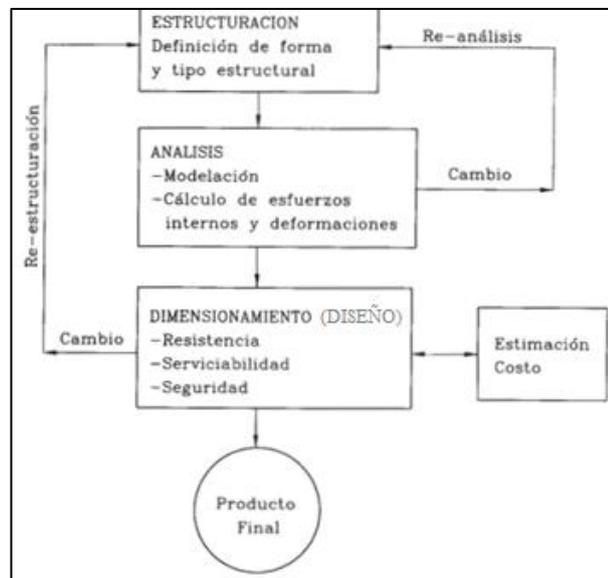


Fuente: NEC-SE-DS [18]

1.1.3.4 Diseño estructural

Consiste en realizar el diseño de cada uno de los miembros que conforma una estructura, como vigas, columnas, cimentación, etc., enfocado siempre en que se construya de manera segura, y que satisfaga las necesidades estructurales: que permanezca sin fallas graves durante su vida útil. [19]

Figura 7. Diagrama de flujo de diseño estructural



Fuente: Riddell e Hidalgo [19], Modificado por Marco Guevara

1.1.4 Hipótesis

El diseño estructural del edificio de la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón San José de Chimbo (EP-MAPA-CCH), provincia de Bolívar, es sismorresistente y garantiza la estabilidad, seguridad de la estructura interna y de sus ocupantes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el diseño estructural del edificio (estructura y cimentación) de la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón San José de Chimbo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar el sistema estructural óptimo para el edificio de la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón San José de Chimbo.
- Realizar el análisis estructural del edificio para garantizar el adecuado comportamiento sísmico.
- Diseñar la estructura en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Materiales y equipos

2.1.1 Materiales

Tabla 1. Materiales

Computadora	1
Lápiz	1
Esferos	3
Agenda	1
Perforadora	1
Folders	5
Hojas	500

Fuente: Elaboración propia

2.1.2 Equipos y software

Tabla 2. Equipos y software

Equipos	
Computadora	1
Impresora	1
Calculadora	1
Plotter	1
Software	
Software de diseño (AutoCAD)	1
Software de análisis estructural (Etabs V 16.2.1)	1
Software de cálculo numérico (Excel)	1
Software de diseño de cimentaciones (Safe V 16)	1

Fuente: Elaboración propia

2.2 Métodos de la investigación

Para efectos del presente proyecto fueron aplicados tres métodos: bibliográfico, deductivo y analítico, cada uno detallado en los siguientes apartados.

2.2.1 Método bibliográfico

Este método hace parte de las investigaciones cualitativas y consiste en recopilar información de diferentes fuentes en torno al tema de estudio. En este caso, fueron recopilados libros, artículos científicos y diversas investigaciones relevantes con respecto al diseño estructural. También, se utilizó los estudios de suelos realizados en el terreno proporcionados por la empresa EP-MAPA-CCH (**Anexo 1**), para conocer la capacidad de carga, así como la documentación arquitectónica proporcionada por la empresa (EP-MAPA-CCH): plantas, cortes, alzados y renders, con el fin de contar con la distribución de los elementos que conforman la estructura, cuantificar las cargas gravitacionales y elegir el sistema estructural adecuado.

2.2.2 Método deductivo

El método deductivo permite estructurar conclusiones basadas en una hipótesis o una serie de teorías previamente comprobadas y validadas. Para efectos del proyecto se empleó para reglamentar y delimitar ciertos parámetros técnicos, por ejemplo, el diseño sismorresistente, cargas sísmicas, etc., basados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), la ACI 318-19, entre otros, que son necesarios para realizar un diseño estructural con un adecuado comportamiento sismorresistente.

2.2.3 Método analítico

Consiste en desglosar la información y descomponerla en secciones para estudiar sus causas y efectos; en este caso, el diseño estructural del edificio depende de los resultados del análisis sísmico-estructural. Para determinar la sección óptima de cada elemento debe partirse de los resultados obtenidos del análisis con la finalidad de diseñarlos adecuadamente y que cumplan los criterios de sismorresistencia: cuantías de acero, nudo fuerte, etc.

2.3 Tipos de investigación

Los tipos de investigación utilizados fueron descriptivo y aplicado:

- **Descriptiva:** la finalidad del estudio fue establecer una idea concreta del proceso a seguir para el diseño sismorresistente del edificio con base en el análisis estructural.
- **Aplicada:** existen objetivos claros que tienen que alcanzarse, por lo que una vez delimitado el proyecto se prosiguió con el diseño de la estructura, análisis e interpretación de resultados y, finalmente, las conclusiones correspondientes.

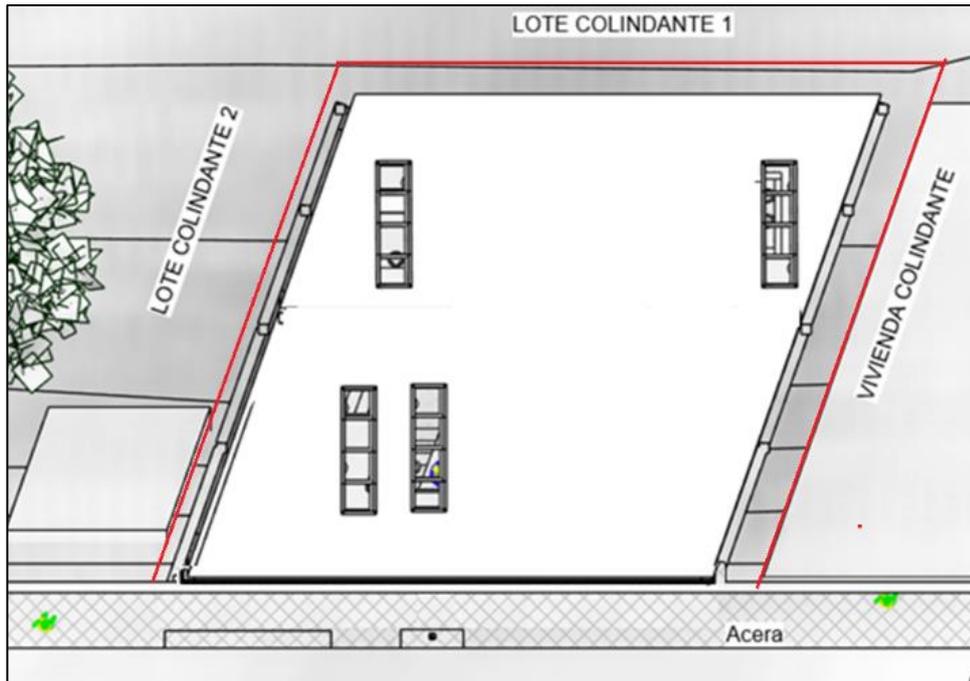
2.4 Población y muestra

- **Población:** el proyecto de diseño estructural se realizó para la estructura del edificio de tres plantas de la EP-MAPA-CCH, que se pretende construir en el terreno ubicado entre las calles 10 de agosto y Olmedo, sector la Merced, cantón San José de Chimbo, Provincia de Bolívar.
- **Muestra:** la muestra fue no probabilística debido a que está constituida de un edificio de tres plantas de 138m² cada una: la primera destinada a almacenamiento, la segunda para oficinas y la tercera es una sala de conferencias.

2.5 Plan de recolección de datos

Fue considerada la NEC 2015 y la ACI 318-19 así como otras fuentes bibliográficas con el fin de establecer un sólido criterio estructural. También, fue necesario contar con el plano arquitectónico del edificio con el propósito de identificar la ubicación y secciones de elementos estructurales y no estructurales (**Anexo 2**), la distribución de plantas (**Tabla 4**) y su fachada (**Figura 8 y 9**) y de esa manera establecer la implementación del proyecto.

Figura 8. Implantación del proyecto



Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 9. Fachada arquitectónica



Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Tabla 3. Descripción plantas

Nivel	Altura entrepiso (m)	Área (m ²)	Distribución
N+0.00	0.00	138.00	Bodega, Baño, Área de trabajadores, Cuarto de máquinas
N+2.70	2.70	138.00	Oficinas administrativas, técnicas, gerencia, bar-café, baños
N+5.40	2.70	138.00	Cuarto de vigilancia, sala de conferencias, bar-café, baños.
N+8.10	2.70	138.00	Terraza inaccesible

Fuente: Planos arquitectónicos

2.5.1 Ubicación del proyecto

El lote en donde se pretende construir el edificio se encuentra ubicado en la provincia de Bolívar, Cantón San José de Chimbo, sector La Merced, como puede verse en la **Figura 10** y **Tabla 4**.

Figura 10. Ubicación



Fuente: EP-MAPA-CCH

Tabla 4. Coordenadas de la edificación

Tabla de coordenadas		
Vértice	Norte (Y)	Este (X)
1	9813496.67	719643.22
2	9813488.85	719652.32
3	9813494.71	719662.79
4	9813502.68	719653.61

Fuente: Planimetría EP-MAPA-CCH

2.5.2 Sistema estructural

Mediante la propuesta arquitectónica del edificio puede apreciarse la funcionalidad, delimitantes de cada área, entorno y así establecer un sistema estructural de pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

2.5.3 Características del suelo

Contar con el estudio geotécnico del suelo permitió conocer la capacidad portante del suelo. Dicha documentación fue proporcionada por la EP-MAPA-CCH (**Anexo 1**) y en la **Tabla 5** se muestra el resumen del estudio.

Tabla 5. Características del suelo de fundación

Perfil de suelo	D
Profundidad de cimentación (m)	1.5
Capacidad portante del suelo (Ton/m ²) qa	22
Ángulo fricción interna del suelo (°)	24
Coefficiente de balastro (kg/m ²)	10.45

Fuente: Estudio de suelos del proyecto

2.5.4 Irregularidades de la estructura

La NEC-SE-DS [19] establece que las irregularidades en planta o elevación son coeficientes que penalizan a la estructura con un factor de 0.9. En este caso, la **Tabla 6** se detalla las irregularidades encontradas del edificio, su cálculo se muestra en el (**Anexo 3**).

Tabla 6. Irregularidades del edificio

Irregularidad en planta		
Tipo	Nombre	Valor
1	Irregularidad torsional	0.9
4	Ejes estructurales no paralelos	0.9
Irregularidad en elevación		
2	Distribución de masa	0.9

Fuente: NEC 2015, Peligro Sísmico, Tabla 13 y 14, pp. 50-51[23]

2.5.4.1 Irregularidad en planta

Se considera dos tipos de irregularidades en planta, la una debido a que presenta irregularidad torsional y la otra debido a ejes estructurales no paralelos como se muestran a continuación:

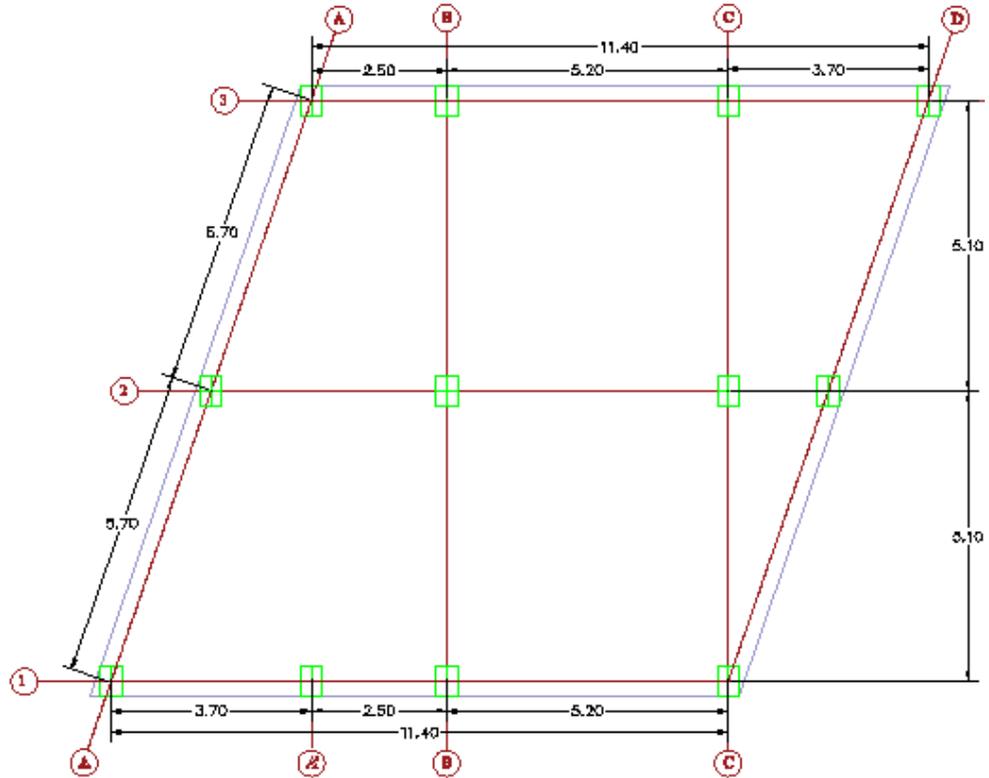
- **Irregularidad tipo 1 (Irregularidad torsional):** Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia NEC-SE-DS. [23]

$$1.2 * \frac{0.0007+0.0025}{2} \leq 0.0025$$

$$0.00192 \leq 0.0025 \text{ (Estructura irregular)}$$

- **Irregularidad tipo 4 (Ejes estructurales no paralelos):** la estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos con respecto a los ejes ortogonales principales del edificio como se muestra en la **Figura 11**, según la NEC-SE-DS. [23]

Figura 11. Irregularidad en planta tipo 4



Fuente: Elaboración propia

2.5.4.2 Irregularidad en elevación

El proyecto presenta una irregularidad en elevación de Tipo II debido a distribución de masa según la NEC-SE-DS [23], se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

$$m_D > 1.5 \cdot m_E$$

$$366.6 > 1.5 \cdot (232.5)$$

$$366.6 > 348.75 \text{ (irregular)}$$

2.5.5 Materiales

Los materiales de construcción tienen que ser de calidad y cumplir con las características de granulometría, pesos específicos, etc., para lograr un adecuado comportamiento en el momento del uso.

2.5.5.1 Hormigón

Las características más importantes del hormigón son: adecuada dosificación, consistencia, granulometría de agregados, relación agua/cemento y el curado post vertido, tal como lo indica la Guía 2 hormigón armado de la NEC 2015. [27] En este caso, las resistencias de los hormigones propuestos para el diseño son:

- Se propone un hormigón con resistencia $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ destinado a replantillo de 10cm de espesor y un hormigón de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ destinado para la estructura: cimentación, columnas, vigas y losa ya en obra se debe verificar con ensayos en situ (Cono de Abrams) y en laboratorio (Ensayos destructivos) para garantizar que los hormigones cumplan con estas resistencias.

El módulo de elasticidad fue calculado con la siguiente ecuación:

$$E = 13000\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

2.5.5.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado para el hormigón armado es del tipo A615M Gr. 60, con un esfuerzo a la fluencia de 4200 kg/m^2 , el módulo de elasticidad es de $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

2.5.6 Códigos a usar

Las principales normativas tomadas en cuenta para el diseño estructural fueron:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015; NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas), NEC-SE-DS: Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente, NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones.

- American Concrete Institute. ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete.

2.6 Plan de procesamiento y análisis de información

2.6.1 Cuantificación de cargas gravitacionales

Es importante ser conservador al cuantificar las cargas del proyecto. Cabe indicar que cada piso tiene diferentes valores de carga debido a su distribución, la memoria de cálculo se muestra en el **Anexo 4**.

2.6.1.1 Carga muerta

Para cuantificar la carga muerta se consideró todos los pesos de la estructura: losas, paredes, instalaciones sanitarias, eléctricas, entre otros (**Tabla 8**). Además, para la carga muerta originada por las paredes se tomó en cuenta la recomendación de Carlos P. (2014) con respecto a tomar 210 kg/m^2 (**Tabla 7**).

Tabla 7: Carga muerta probable de paredes

Paredes de mampostería			
Bloques de hormigón	Espesor (cm)	Peso por m^2 (kg/m^2)	
		Sin enlucido	Con enlucido
	10	150	210
	15	210	270
	20	270	330

Fuente: Carlos P., 2014 [20]

Tabla 8. Cargas muertas para la modelación

Entrepiso		
Tipo	Carga	
Paredes	210.00	kg/m^2
Instalaciones	20.00	kg/m^2
Cielo Razo	20.00	kg/m^2
Acabados de piso	40.00	kg/m^2
Masillado de inferior	40.00	kg/m^2
Peso propio Losa (PPL)	300.00	kg/m^2

Carga muerta Losa (CML)	630.00	kg/m ²
Carga muerta adicional	330.00	kg/m ²
Terraza inaccesible		
Tipo	Carga	
Instalaciones	20.00	kg/m ²
Cielo Razo	20.00	kg/m ²
Acabados de piso	40.00	kg/m ²
Masillado de inferior	40.00	kg/m ²
Peso propio Losa	300.00	kg/m ²
Carga muerta Losa	420.00	kg/m ²
Carga muerta adicional	120.00	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

2.6.1.2 Carga viva

Para calcular la carga viva se utilizó los valores de la **Tabla 9** que proporciona la NEC 2015 en su capítulo SE-CG. [21]

Tabla 9. Resumen cargas vivas para la modelación

Resumen de cargas vivas		
Tipo	Carga	
Planta 1 (Oficinas)	240	kg/m ²
Planta 2 (Sala de reuniones o aulas)	290	kg/m ²
Planta 3 (Cubierta inaccesible)	70	kg/m ²

Fuente: NEC 2015-Cargas no sísmicas [21]

2.6.2 Cuantificación de cargas sísmicas

El proyecto está ubicado en una zona sísmica IV, por lo que se aplicó un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años (**Figura 13**). Para el cálculo del espectro de diseño se detalló los valores que establece la NEC-SE-DS [18] y que están expuestos en la **Tabla 10**, la memoria de cálculo se muestra en el **Anexo 3**.

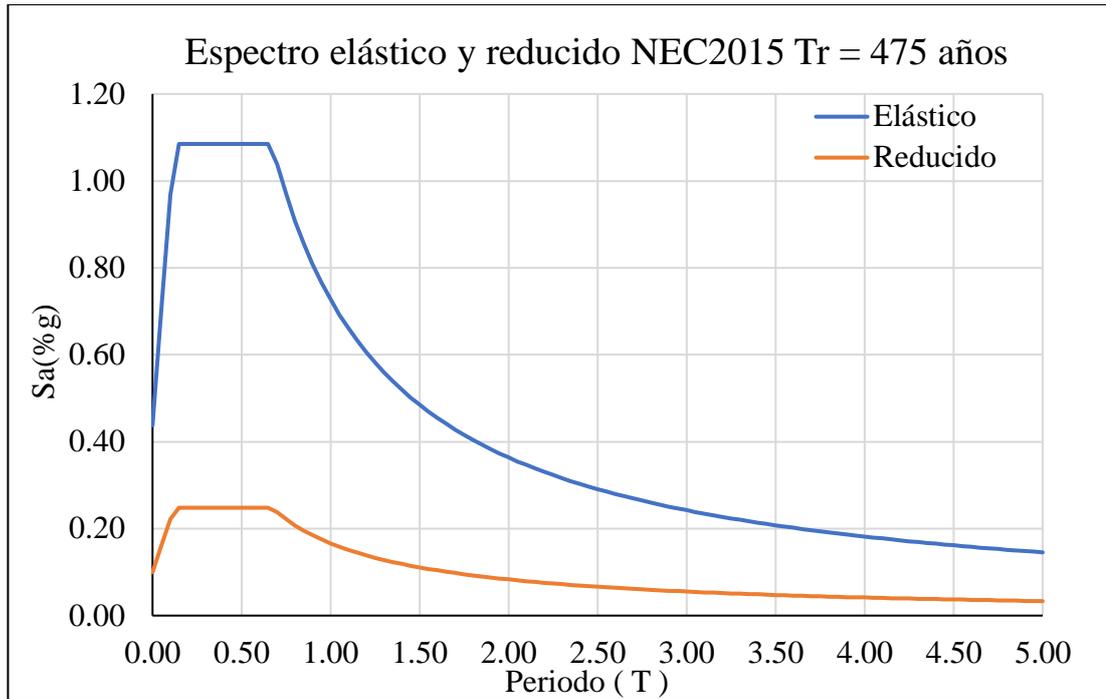
Tabla 10. Valores del espectro de aceleraciones

Proyecto	Edificio (EP-EMAPA-CCH)
Sitio	San José de Chimbo
Zona sísmica	IV

Tipo de suelo	D	
Sistema estructural	Pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	
Categoría	Otras estructuras	
Parámetros	Valor	Referencia (NEC 2015-SE-DS)
Datos elástico		
Factor de zona Z (%g)	0.35	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Relación de amplificación espectral η	2.48	Sec 3.3.1
Factor de sitio (Fa)	1.25	Tabla 3, Sec.3.2. 2.a
Factor de sitio (Fd)	1.28	Tabla 4, Sec.3.2. 2.a
Factor (Fs)	1.19	Tabla 5, Sec.3.2. 2.a
Factor para diseño elástico (r)	1.00	Sec.3.3.1
Datos reducido		
Factor de reducción de respuesta (R)	6.00	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Factor de Importancia (I)	1.00	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de penalización en planta (ϕ_p)	0.81	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de penalización en elevación (ϕ_e)	0.90	Tabla 14, Sec.5.2.3
Altura total del edificio (Hn)	8.10	Planos Arquitectónicos
Coefficiente Ct	0.055	Sec. 6.3. 3a
Coefficiente para cálculo del periodo (α)	0.90	Sec. 6.3. 3a
Cálculos		
Período Ta (s)	0.3714	Sec. 6.3. 3.a
Período límite de vibración To (s):	0.122	Sec.3.3.1
Periodo límite de vibración Tc (s):	0.670	Sec.3.3.1
Aceleración Espectral Elástica sin reducir Sa(%g)	1.085	Sec.3.3.1
Aceleración reducida para Sismo C(%g)	0.2481	Sec.6.3.2
Factor de distribución de fuerzas k	1.00	Sec.6.3.5.

Fuente: Elaboración propia

Figura 12. Espectro de aceleración elástico y reducido



Fuente: Elaboración propia

2.6.3 Prediseño de los elementos estructurales de la superestructura

Previo al análisis estructural se debe estimarse las sesiones de los elementos como: columnas, vigas y losas, para posteriormente ingresar en el software computacional para realizar su análisis.

2.6.3.1 Prediseño de losa

Para el edificio se utilizó una losa aliviana bidireccional. Para calcular el peralte de la losa se empleó la siguiente fórmula:

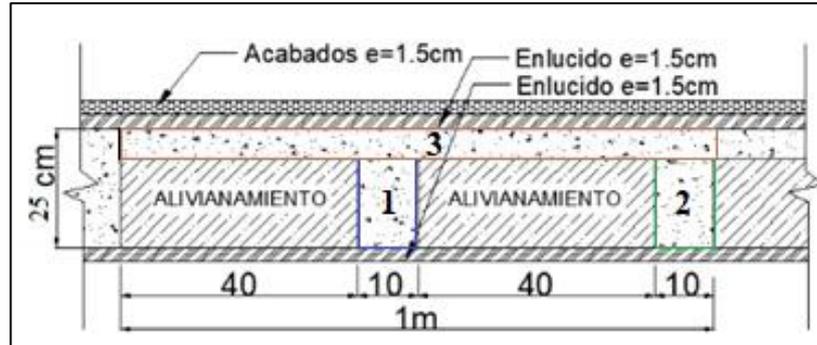
$$P = \frac{ln}{24}$$

Donde:

- ln = Luz larga (cm)
- P = Altura de losa (cm)

Al contar con una luz considerable, se usa una losa alivianada bidireccional de 25 cm.

Figura 13. Corte típico de losa



Fuente: Elaboración propia

Al tener el dato de la losa bidireccional alivianada, se precedió a buscar su equivalente en losa maciza mediante el cálculo de inercias. Para ello, fue aplicada la teoría de Steiner con el fin de obtener la altura equivalente de una losa maciza y, posteriormente, modelar en el software computacional.

Tabla 11. Equivalencia de losa alivianada a maciza

Elemento	Área (cm ²)	ycg (cm)	sy (cm ³)	I Local (cm ⁴)	d2	Inercia Equivalente
1	200	10.00	2000	6667	48.23	16312
2	200	10.00	2000	6667	48.23	16312
3	500	22.50	11250	1042	30.86	16474
TOTAL	900		15250			49097
Centro de gravedad		16.94	cm			
Altura losa maciza E.		18.10	cm			

Fuente: Elaboración propia

2.6.3.2 Prediseño de vigas

Para este cálculo se escogió la viga más crítica de la estructura, en este caso es de 5.70 m. Es importante indicar que fue utilizada la fórmula de peralte para una viga eficiente, desarrollada por el ingeniero Xavier Casagallo Cuadrado, especialista estructural y profesor del Centro de Capacitación Técnica CODADEPRO.

$$h = 8 * L$$

Para el proyecto se usará una viga de 30x40cm como sección inicial.

2.6.3.3 Prediseño de columnas

El cálculo estuvo basado en la columna central, con un área tributaria de 25.08 m².

Cálculo del área gruesa de la columna:

$$A_g = \frac{P_u}{0.3 * f'_c}$$

Donde:

A_g = Área gruesa columna

A_t = Área tributaria

P_u = Carga axial de diseño

C_u = Carga linealmente distribuida mayorada

$$P_u = C_u * A_t * \#losas$$

Cálculo de las dimensiones de la columna:

$$b = \sqrt[2]{A_g}$$

Como prediseño para el edificio se utilizaron columnas de 40x40 cm.

2.6.4 Análisis lineal de la estructura

Para realizar el análisis lineal del edificio se utilizó el software computacional especializado en estructuras debido a que provee un entorno práctico y amigable.

2.6.4.1 Modelado computacional de la superestructura

Tras haber realizado el prediseño de los miembros estructurales se procedió al modelamiento computacional en el programa ETABS para determinar el tamaño de las secciones finales. Para aceptar estas secciones tuvo que verificarse el cumplimiento de los parámetros establecidos en la NEC 2015-SE-DS [18], por ejemplo, el chequeo del porcentaje de participación modal del 90% en ambos sentidos, el cortante basal, estático, dinámico, torsión, derivas estáticas y dinámicas, entre otros.

2.6.4.2 Inercias agrietadas

Para las estructuras de hormigón armado, la NEC 2015-SE-DS [18] establece que en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas debe utilizarse los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales:

- 0.5 I_g para vigas
- 0.8 I_g para columnas

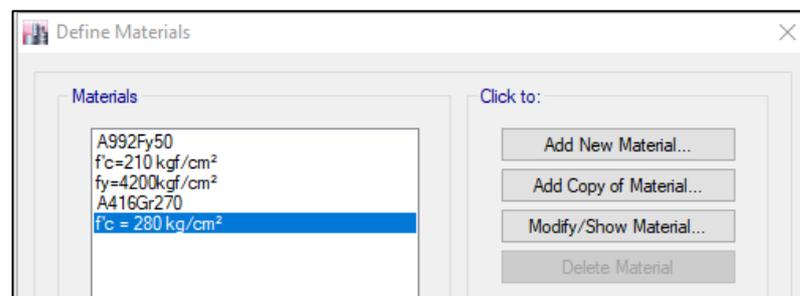
2.6.4.3 Combinación de cargas superestructura

Las combinaciones adoptadas están basadas en la norma NEC-SE-CG (Cargas no Sísmicas) [21]. Las más críticas son las combinaciones que contienen carga muerta, viva y sismo:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + L + E
- 0.9D + E
- D + L (Carga de Servicio)

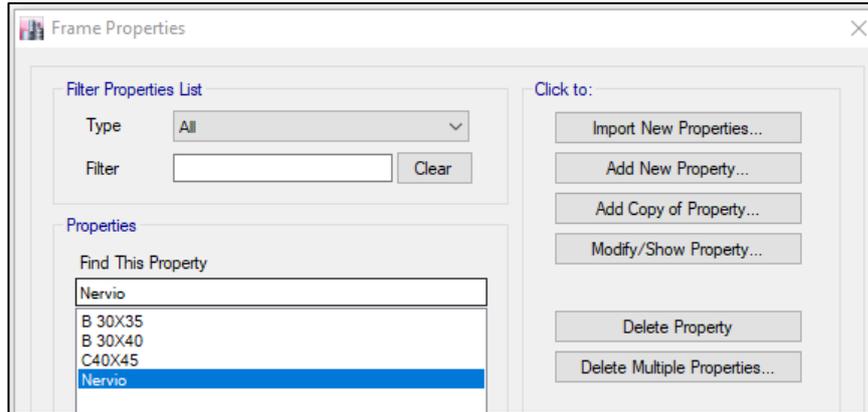
2.6.4.4 Ingreso de datos en el software computacional

Figura 14. Definición de materiales



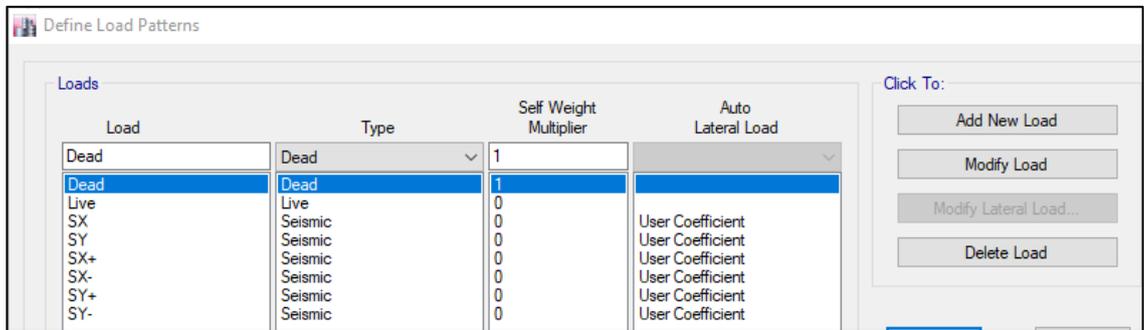
Fuente: Elaboración propia

Figura 15. Definición de secciones



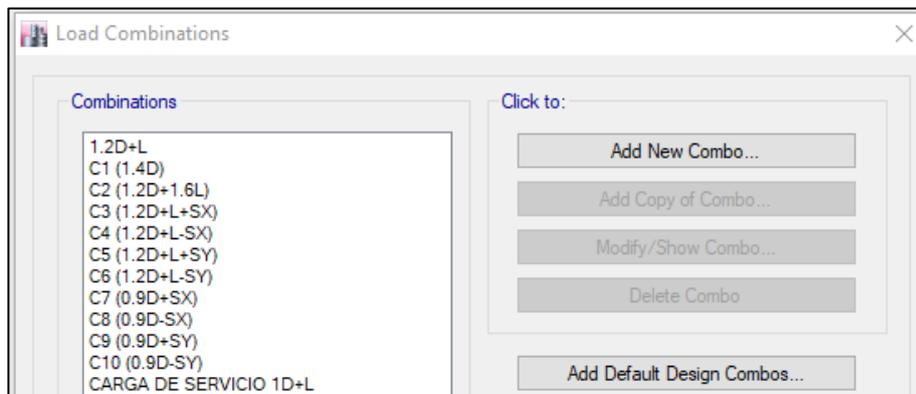
Fuente: Elaboración propia

Figura 16. Definición de patrones de carga



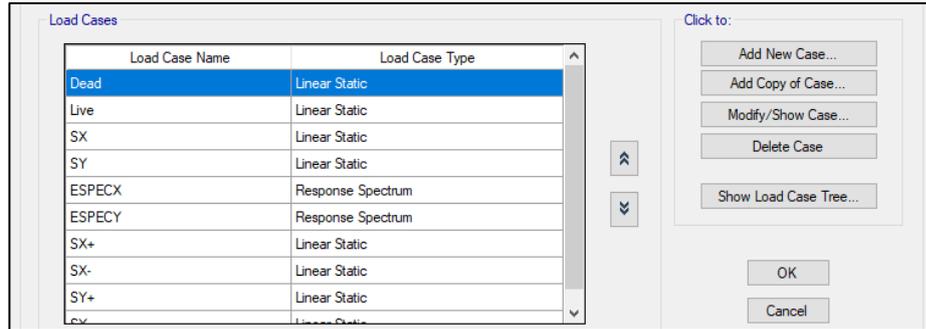
Fuente: Elaboración propia

Figura 17. Combinaciones de carga



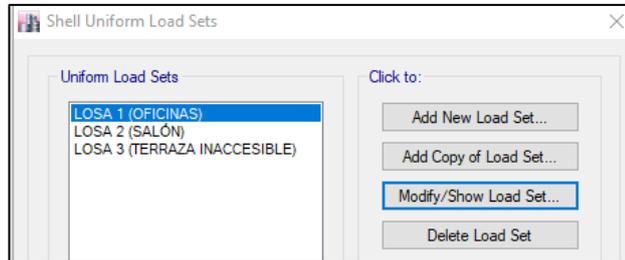
Fuente: Elaboración propia

Figura 18. Casos de carga



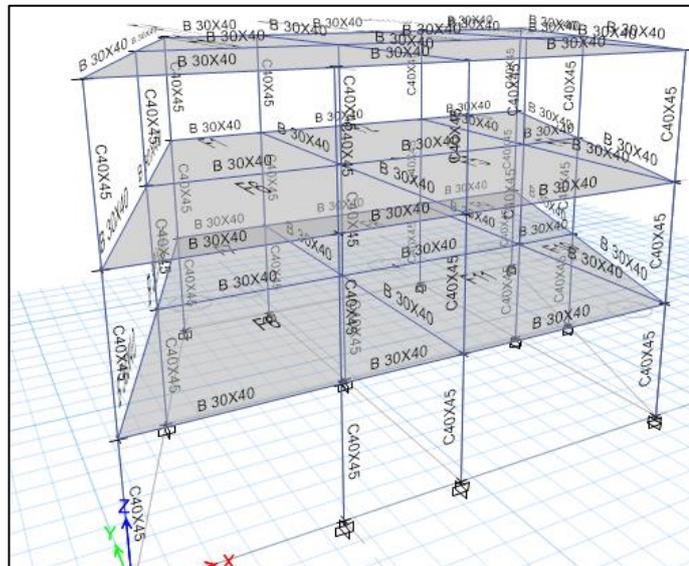
Fuente: Elaboración propia

Figura 19. Cargas adicionales (muertas y vivas) según su ocupación



Fuente: Elaboración propia

Figura 20. Isometría de secciones en hormigón armado



Fuente: Elaboración propia

2.6.4.5 Cortante basal estático

Una vez obtenido el peso de la estructura (carga reactiva [W]), a nivel de cargas últimas, y al aplicar una dirección, se obtiene el cortante basal mínimo a partir de la fórmula establecida por la NEC-SE-DS (Peligro sísmico-diseño sismorresistente) [18]:

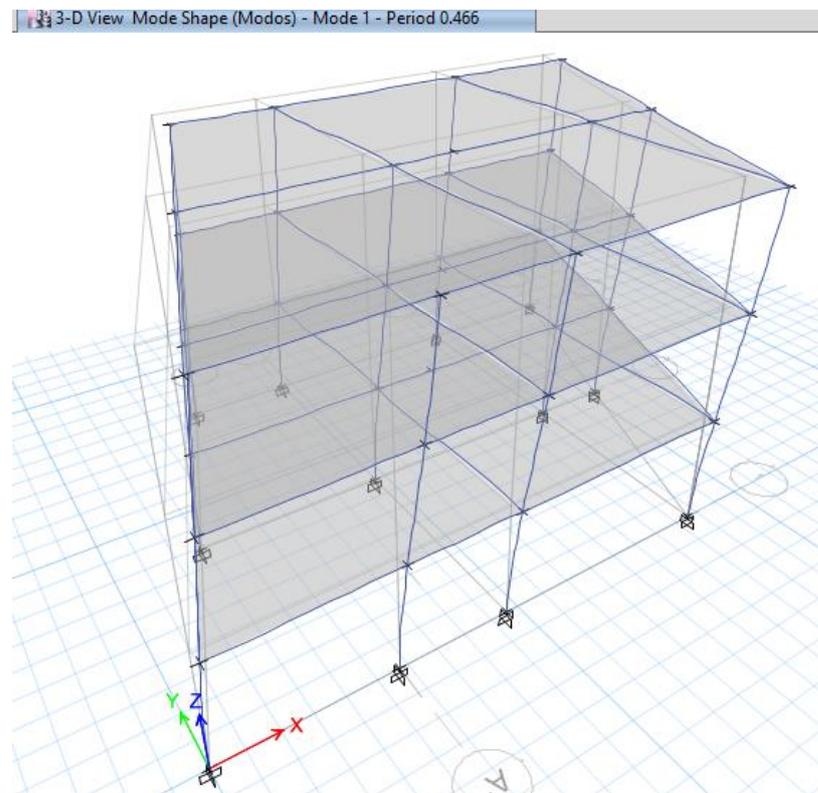
$$V_{\text{mín}} = C(\%g) * W$$

2.6.5 Verificaciones del análisis lineal de la superestructura

Una vez culminado el modelo computacional se procedió a realizar los chequeos de verificación, dado que deben cumplir con la norma NEC-SE-DS (Peligro sísmico-diseño sismorresistente). [18]

2.6.5.1 Periodo de vibración

Figura 21. Periodo de vibración



Fuente: Elaboración propia

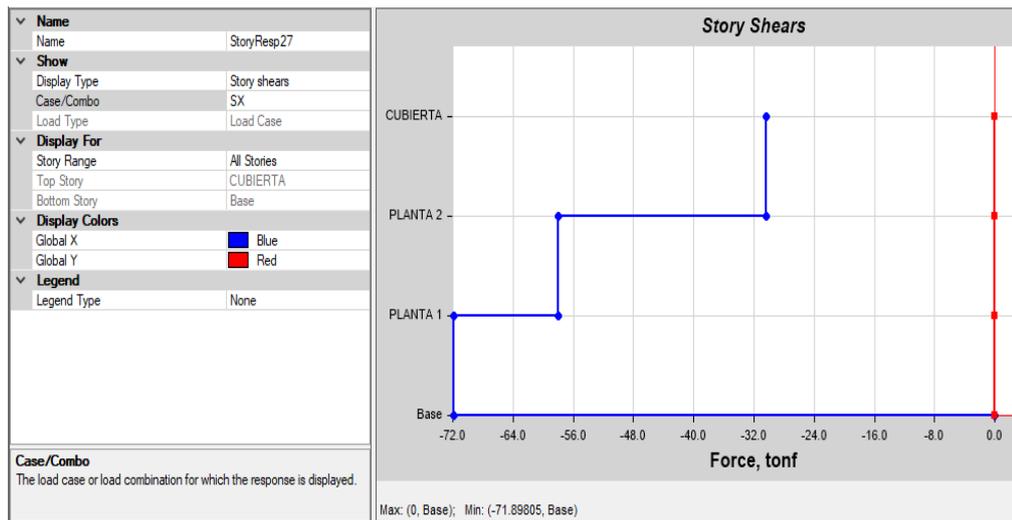
$$T \leq 0,466 \leq 1,3T$$

$$0.3614,0466 \leq 0.470 \text{ ok cumple}$$

2.6.5.2 Cortante basal estático

Para cumplir con el cortante basal estático, el cortante basal del software debe ser igual o mayor al cortante basal mínimo calculado anteriormente.

Figura 22. Cortante basal calculado



Fuente: Elaboración propia

$$V_{software} \geq V_{min}$$

$$71.80 < 73.62 T \text{ (No cumple)}$$

En vista de que no cumplió tuvo calcularse un factor de corrección k_2 y, con este valor, calcular un nuevo valor de carga muerta para sismo y reemplazar los resultados en el programa:

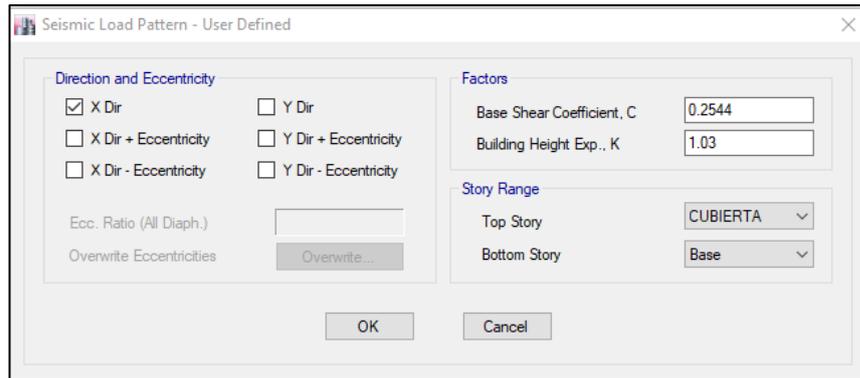
$$K_2 = \frac{73.62}{71.80} = 1.03$$

$$C(\%g)_2 = C(\%g) * k_2$$

$$C(\%g)_2 = 0.2481 * 1.03$$

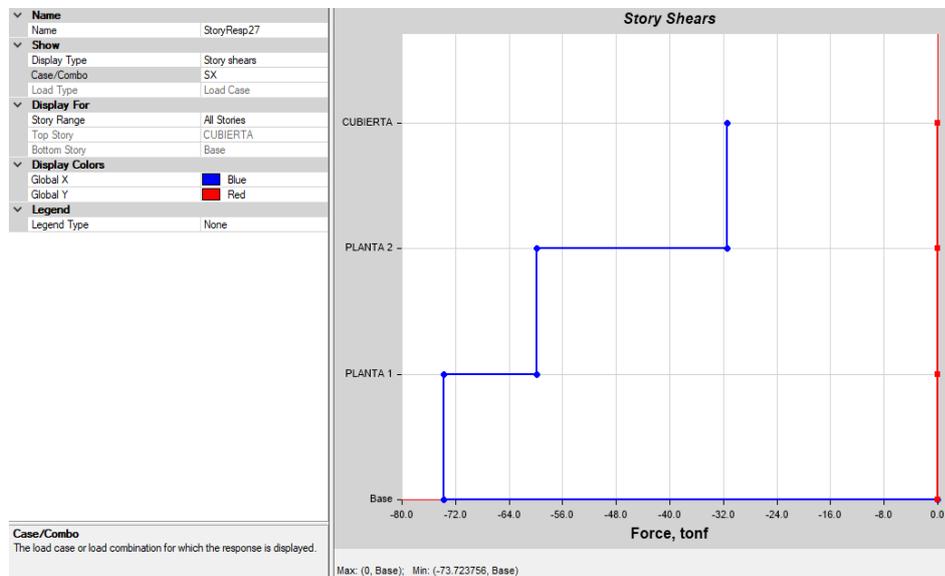
$$C(\%g)_2 = 0.2544$$

Figura 23. Corrección en el programa



Fuente: Elaboración propia

Figura 24. Cortante basal recalculado



Fuente: Elaboración propia

$$V_{software} \geq V_{min}$$

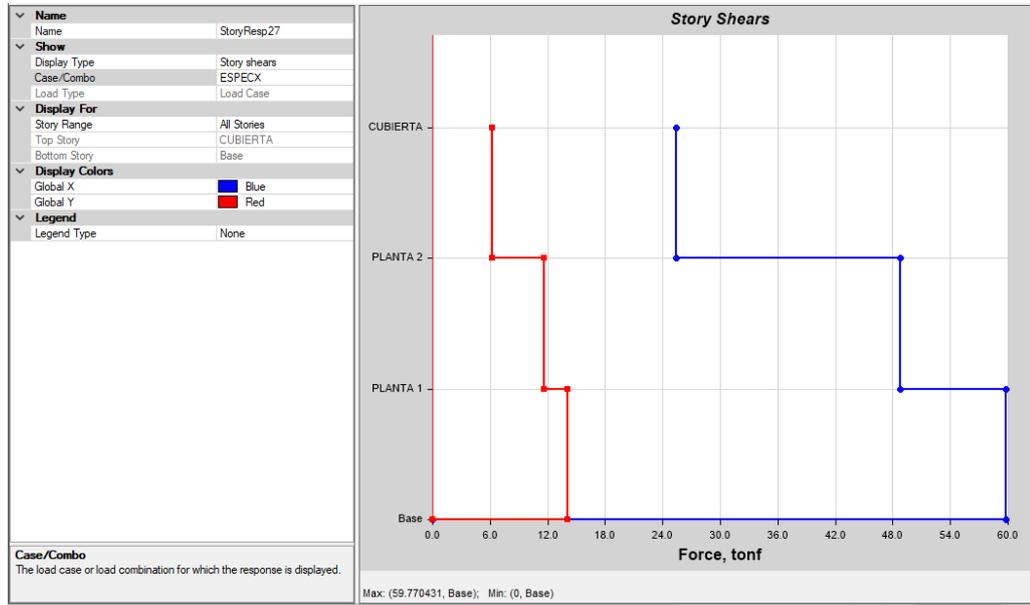
$$73.72 T > 73.62 T \text{ (Cumple)}$$

2.6.5.3 Cortante basal dinámico

Para cumplir con el cortante basal dinámico, el cortante basal dinámico del programa debe ser mayor al calculado manualmente; caso contrario, tiene corregirse dicho factor. Debido a las irregularidades del edificio, la NEC-SE-DS [18] establece que la

relación entre cortantes tiene que ser mayor al 85% y debe calcularse en ambos sentidos: X y Y.

Figura 25. Chequeo cortante basal dinámico sentido X



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} * 100 \geq 85\%$$

$$\frac{59.70}{73.72} * 100 \geq 85\%$$

$$80\% < 85\% \text{ (No cumple)}$$

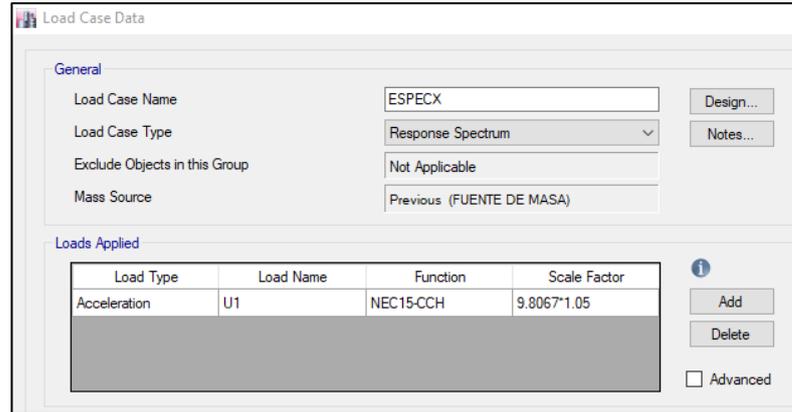
Debido a que no cumplió la regla, fue necesario calcular un factor de corrección C, para el cual debe multiplicarse en el programa con el factor de gravedad:

$$C = 1 + 0.85 - C\%$$

$$C = 1 + 0.85 - 0.80$$

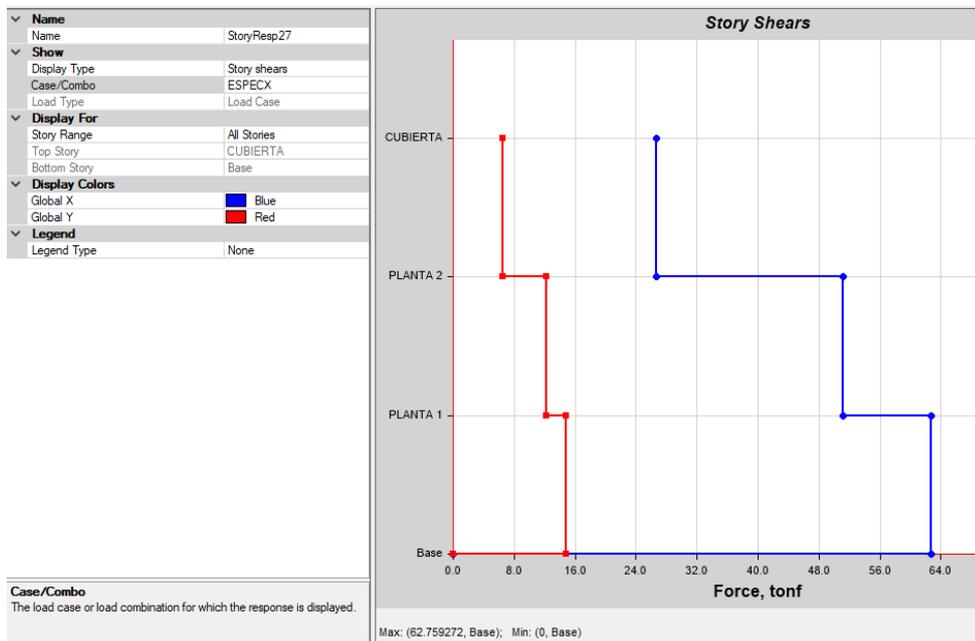
$$C = 1.05$$

Figura 26. Corrección en el programa en el sentido X



Fuente: Elaboración propia

Figura 27. Chequeo cortante basal dinámico sentido X recalculado



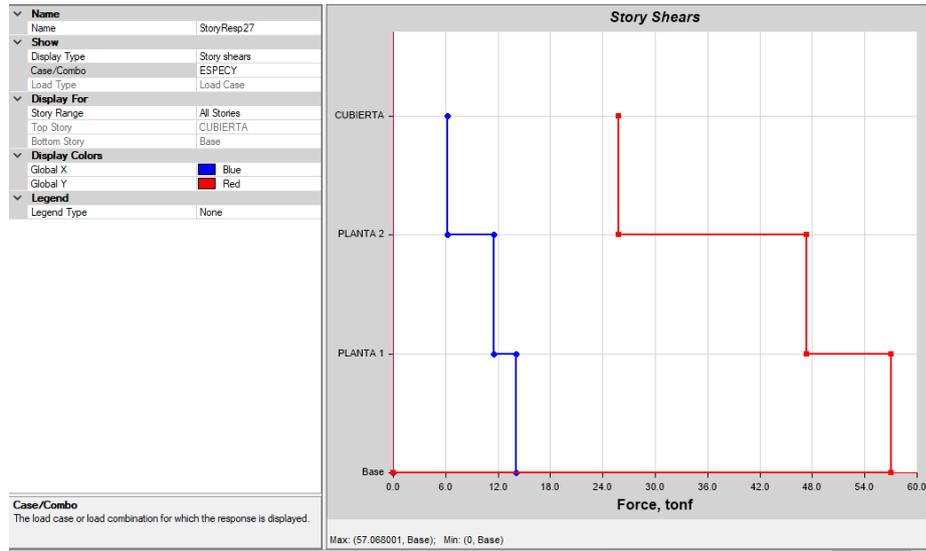
Fuente: Elaboración propia

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} * 100 \geq 85\%$$

$$\frac{62.76}{73.72} * 100 \geq 85\%$$

$$85.13\% > 85\% \text{ (Cumple)}$$

Figura 28. Chequeo cortante basal dinámico sentido Y



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{V_{xdinamico}}{V_{statico}} * 100 \geq 85\%$$

$$\frac{57.00}{73.72} * 100 \geq 85\%$$

77.30 % < 85% (No cumple)

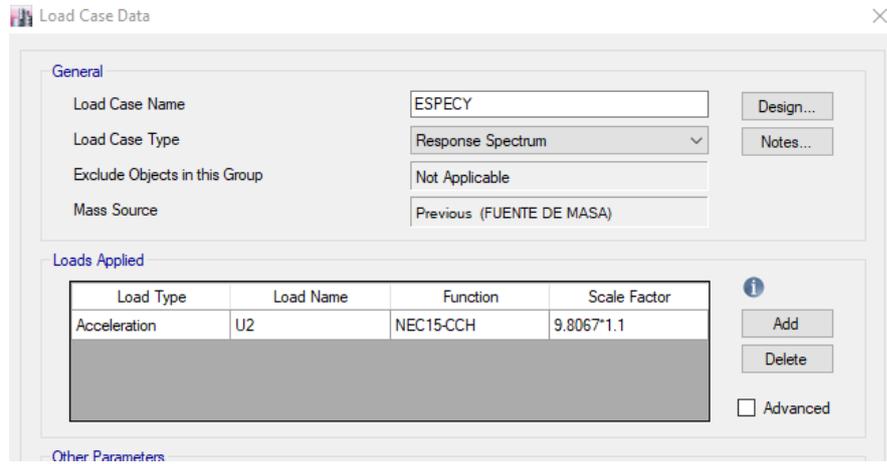
Al igual que en el anterior caso, dado que no cumplió con la condición de la fórmula tuvo que calcularse un factor de corrección C, el cual debe multiplicarse con el factor de la gravedad:

$$C = 1 + 0.85 - C\%$$

$$C = 1 + 0.85 - 0.77$$

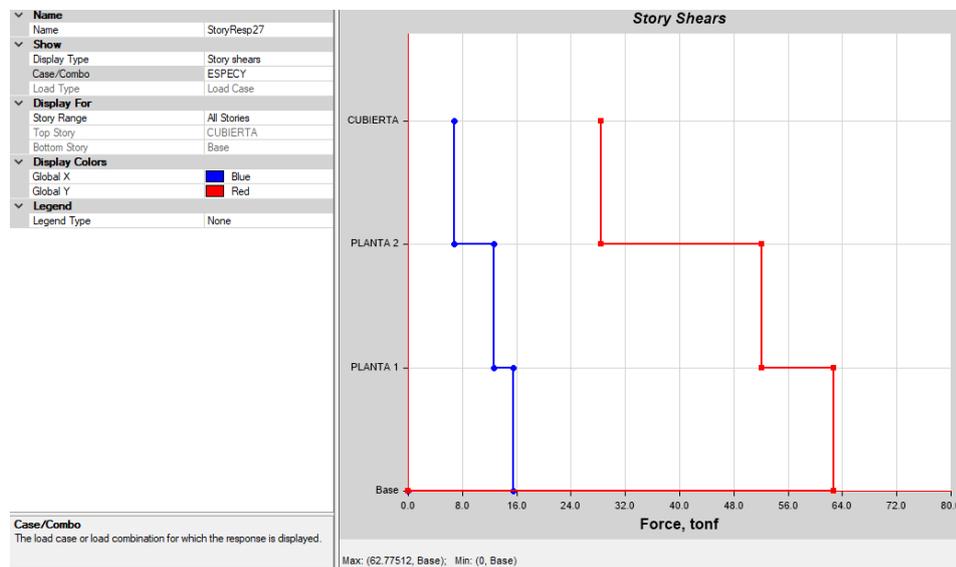
$$C = 1.10$$

Figura 29. Corrección en el programa en el sentido Y



Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Chequeo cortante basal dinámico sentido X recalculado



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{statico}} * 100 \geq 85\%$$

$$\frac{62.77}{73.72} * 100 \geq 85\%$$

$$85.15\% > 85\% \text{ (Cumple)}$$

2.6.5.4 Porcentaje de masa de participación modal

El edificio tiene 9 modos de vibración: tres por cada piso. El quinto modo de vibración cumple con el 90% de participación de masa en X y Y. A continuación, en la **Tabla 12** se detalla el chequeo del porcentaje de participación modal.

Tabla 12. Chequeo del porcentaje de participación modal

Modos	Periodo 'S'	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.48	0.03	0.77	0.00	0.03	0.77
2	0.40	0.82	0.03	0.00	0.85	0.80
3	0.39	0.00	0.01	0.00	0.85	0.81
4	0.14	0.01	0.14	0.00	0.85	0.95
5	0.12	0.11	0.01	0.00	0.97	0.96

Fuente: Elaboración propia

2.6.5.5 Derivas de piso

Para las derivas de piso se tomó en cuenta las derivas generadas por el análisis modal espectral y se utilizó el valor máximo de la respuesta inelástica en desplazamientos de la estructura (**Tabla 13**). Las derivas estáticas y dinámicas sí cumplen con la norma NEC2015-SE-DS [18], la cual establece que deben ser menores al 2% para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera.

Tabla 13. Derivas de pisos

Desplazamientos estáticos		
TIPO	Deriva máxima elástica	% Δ M máxima
(SX)	0.00246	1.11%
(SY)	0.00413	1.86%
Desplazamientos dinámicos		
(ESPEC X)	0.00210	0.94%
(ESPEC Y)	0.00385	1.73%

Fuente: Elaboración propia

2.6.5.6 Torsión en planta

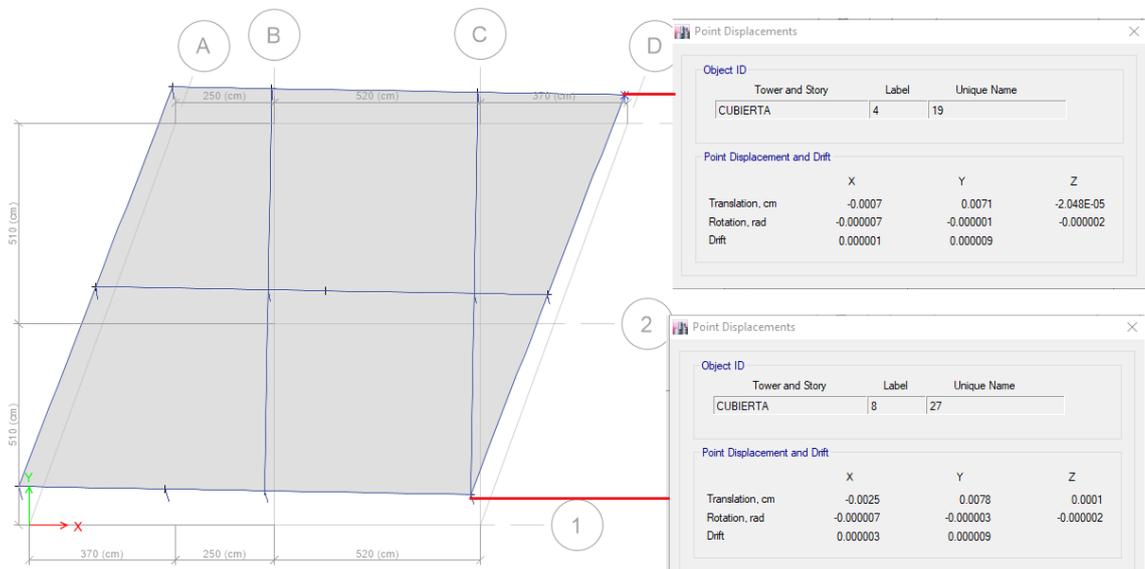
La ASCE/SEI 7 [24] determina que la irregularidad torsional se presenta cuando la derivada máxima de un piso en un extremo de la estructura a un eje es superior a 1.2 veces el promedio de las derivas de piso de ambos extremos. Por tanto, no es factible que la estructura sea Irregular Extremo.

Figura 31. Chequeo de torsión ASCE/SEI7

$$\begin{array}{l} \delta_{max} < 1.2\delta_{prom}, \quad (Regular) \\ 1.2\delta_{prom} \leq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{prom}, \quad (Irregular) \\ \delta_{max} > 1.4\delta_{prom}, \quad (Irregular Extremo) \end{array}$$

Fuente: ASCE/SEI7. [24]

Figura 32. Desplazamientos en los nudos



Fuente: Elaboración propia

$$1.2 * \frac{0.0007+0.0025}{2} \leq 0.0025 \leq 1.4 * \frac{0.0007+0.0025}{2}$$

$$0.0025 \leq 0.0025 \leq 0.0035 \text{ (Estructura irregular) ok}$$

También, se tomó en cuenta la recomendación de Medina [25]: para verificar la torsión en planta tiene que dividirse el valor de RZ entre la suma de RX, RY y RZ. Este valor

no puede ser mayor al 30% por lo menos en los dos primeros modos de vibración, como se muestra en la **Tabla 14**.

Tabla 14. Chequeo de torsión en planta

Modos	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	% Torsión
	'S'										
1	0.482	0.03	0.77	0.00	0.03	0.77	0.00	0.22	0.01	0.01	4.20%
2	0.403	0.82	0.03	0.00	0.85	0.80	0.00	0.01	0.19	0.00	0.21%
3	0.390	0.00	0.01	0.00	0.85	0.81	0.00	0.00	0.00	0.82	99.68%

Fuente: Elaboración propia

2.6.5.7 Efectos P-Delta (P-Δ)

Los efectos P-Δ son producidos por efectos de segundo orden que generan un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Es por esta razón que deben ser considerados. Para no tomar en cuenta estos efectos tiene que calcularse Q_i (índice de estabilidad) y el valor tiene que ser menor a 0.1. [18]

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Tabla 15. Índice de estabilidad

Sentido X (Qix)					
Pisos	Carga Acumulada (Ton)	Desplazamientos (cm)	Cortante sísmico de cada piso	Altura pisos (m)	Factor Q
3	84.52	1.34	26.66	2.70	0.017
2	190.66	0.91	51.18	2.70	0.015
1	296.80	0.40	62.75	2.70	0.009
Sentido Y (Qiy)					
3	84.52	0.80	26.66	2.70	0.010
2	190.66	0.29	51.18	2.70	0.005
1	296.80	0.12	62.75	2.70	0.003

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los datos de la **Tabla 15**, el índice de estabilidad en ambos sentidos es menor a 0.1; por tanto, no debe considerarse los efectos p- delta.

2.6.6 Diseño de la estructura

Una vez realizado el análisis dinámico lineal de la estructura y dado que cumple con todas las verificaciones mencionadas anteriormente, se procede a diseñar los elementos que conforman la estructura modelada: columnas, vigas, etc., que están detallados en los siguientes puntos y cuyos cálculos se indican en el **Anexo 5**.

2.6.6.1 Diseño de vigas

Para el diseño debe escogerse la viga más crítica, en este caso fue una viga central de 5.10 m de longitud. Entonces, es con base en ella que se realizó el diseño a flexión y corte, el cual debe cumplir con los requisitos establecidos en la NEC-SE-HM [18] con respecto a espaciamientos entre varillas, entre estribos, zonas de confinamiento, etc. El cálculo detallado puede visualizarse en el **Anexo 5**.

2.6.6.1.1 Diseño a flexión

La capacidad de resistencia del hormigón restringe los esfuerzos a tensión para que su falla sea dúctil y el acero absorba los esfuerzos antes del agrietamiento del elemento. Como se muestra en la **Figura 33**, la cuantía de acero necesaria es de 11.48 cm².

Figura 33. Cuantía de acero necesaria

(24.13)	11.48	3.49	11.23	(24.13)	11.03	3.37	10.82	(24.13)	PLANTA 2
	5.38	4.94	5.28		5.19	4.48	5.10		

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, fue necesario confirmar que la cuantía de acero longitudinal esté alineada dentro del rango permitido según la NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [18], como se muestra a continuación:

$$\frac{14}{f_y} * bw * d \leq 11.48 \text{ cm}^2 \leq 0.5 * p_b * bw * d$$

Además, se revisó que en todas las vigas la cuantía nominal del acero inferior (A_{s+}) tenga como mínimo el 50% de la cuantía nominal de acero superior en los extremos de viga, también se verificó que el momento nominal sea menor al momento resistente:

$$M_u < M_R \text{ (Cumple)}$$

2.6.6.1.2 Diseño de corte

Se verificó el diseño a corte con las dos ecuaciones proporcionadas por el ACI 318-19 (22.5.1.2) [26] para la cuantía volumétrica del refuerzo transversal mínimo. La primera fórmula es la capacidad resistente del hormigón y la segunda es la resistencia que presenta el acero.

La capacidad resistente del hormigón simple es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

La capacidad resistente del acero de refuerzo es:

$$V_s = \frac{A_{as} * f_y * d}{s}$$

La capacidad a corte de la sección:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

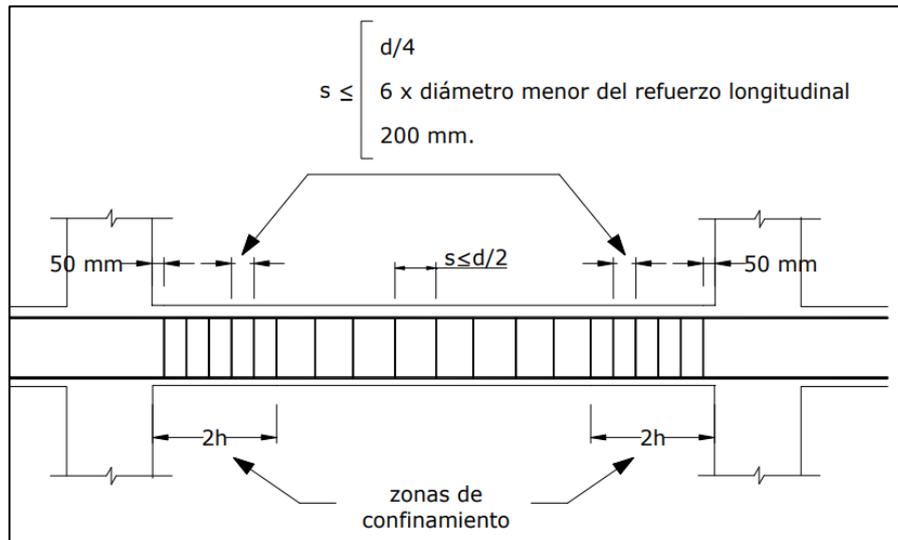
Para verificar la validación del diseño a corte, el cortante probable último tiene que ser menor a la capacidad a corte de la sección:

$$V_u < \phi V_n \text{ Cumple}$$

Por otro lado, en la **Figura 34** se muestra el armado típico de la viga, separaciones entre estribos y refuerzo transversal y longitudinal acorde a los requerimientos

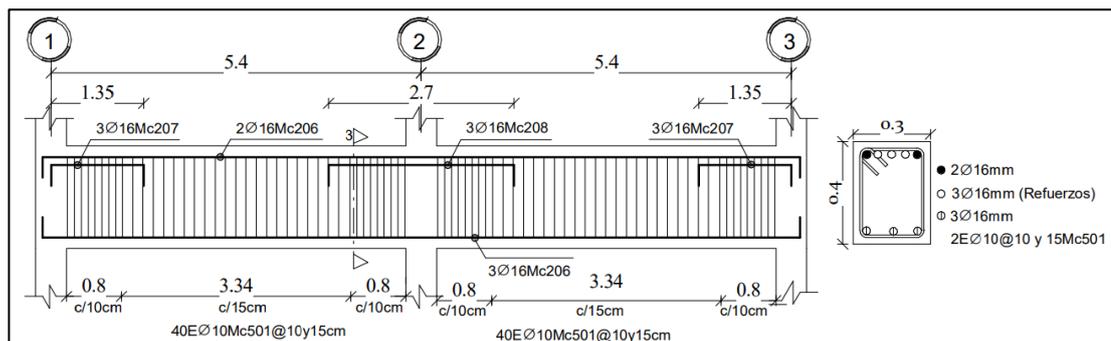
mínimos de la NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [18], así mismo en la **Figura 35** se muestra el armado de la viga típica del proyecto.

Figura 34. Separación de estribos viga



Fuente: NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [18]

Figura 35. Refuerzo transversal y horizontal viga típica



Fuente: Elaboración propia

2.6.6.1.3 Deformación en vigas

Las cargas actuantes que están sobre la viga provocan desplazamiento perpendicular a su eje y generan una deformación (deflexión). Para este chequeo se tomó en cuenta las vigas más críticas y sobre ellas son calculadas las deflexiones instantáneas y a largo plazo, tal como lo indica la ACI 318- 19 en su Capítulo 24. [26]

Deflexiones instantáneas

El cálculo de estas deformaciones debe considerarse para cargas vivas y de servicio. para su validación según el ACI 318-19 [26], las deflexiones causadas por estas sollicitaciones deben ser menores a las permisibles como se muestra en la **Tabla 16** las dos vigas críticas cumplen con esta verificación.

$$deflexión < \frac{l}{240} (Carga\ viva\ y\ muerta)$$

$$deflexión < \frac{l}{360} (Carga\ viva)$$

Tabla 16. Deflexiones instantáneas por carga viva y de servicio

Luz libre (m)	5.10		5.70	
Deflexión máxima permitida (cm) Δ_{max}	CM+CV	CV	CM+CV	CV
	2.10	1.40	2.40	1.60
Deflexión Software (cm) Δ_s	0.34	0.10	0.22	0.06
Verificación ($\Delta_s < \Delta_{max}$)	OK	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Deflexiones en el tiempo

Este chequeo expone un resultado más claro dado que considera las deformaciones a las que estará sometida la viga a largo plazo para su validación según el ACI 318-19 [26], las deflexiones causadas deben ser menores a las permisibles.

Deflexión por carga sostenida (Δ_s):

$$\Delta_s = \Delta_m + \%A_v$$

Deflexión a largo plazo ($\Delta_{L.P}$):

$$\Delta_{L.P} = \lambda \Delta * \Delta_s$$

$$\rho' = \frac{As}{b * d}$$

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'}$$

Tabla 17. Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 o mas	2.0

Fuente: ACI 318-19. Capítulo 24 [26]

Deformación total por carga sostenida en las vigas:

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_V + \Delta_{L.P}$$

Deformación admisible que considera la ACI para que la viga funcione en óptimas condiciones:

$$\Delta_{ADM} = \frac{L}{480}$$

Tabla 18. Deflexiones en el tiempo

Luz libre (m)	5.10		5.70	
Deflexión Software (cm)	CM	CV	CM	CV
	0.24	0.10	0.16	0.06
Deflexión máxima permitida Δ_{ADM} (cm)	1.06		1.19	
Deflexión en el tiempo máxima Δ_t (cm)	0.504		0.323	
Verificación ($\Delta_t < \Delta_{ADM}$)	OK		OK	

Fuente: Elaboración propia

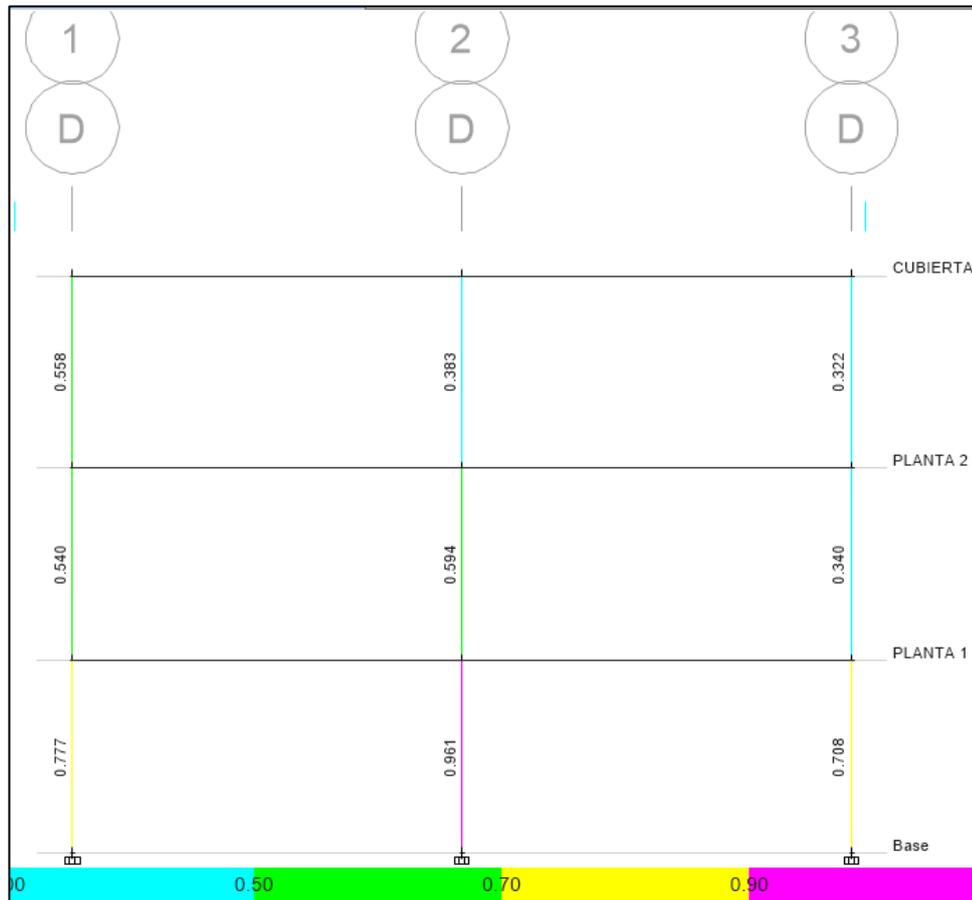
Para las deflexiones se consideró el factor dependiente del tiempo más crítico para cargas sostenidas, que en este caso fue de $\xi = 2$, y que debe tomarse en cuenta para una deformación de más de 60 meses (según lo expuesto en la **Tabla 17**). Como se muestra en la **Tabla 18**, la sección cumple con la verificación.

2.6.6.2 Diseño de columnas

Para diseñar las columnas debe escogerse la columna más crítica, que generalmente es la central. Entonces, de acuerdo a la NEC-SE-HM [22], la demanda-capacidad debe

ser menor a 1, hecho que sí se cumplió y que puede verificarse en la **Figura 36** y cuyo cálculo está detallado en el **Anexo 5**.

Figura 36. Diseño de columnas

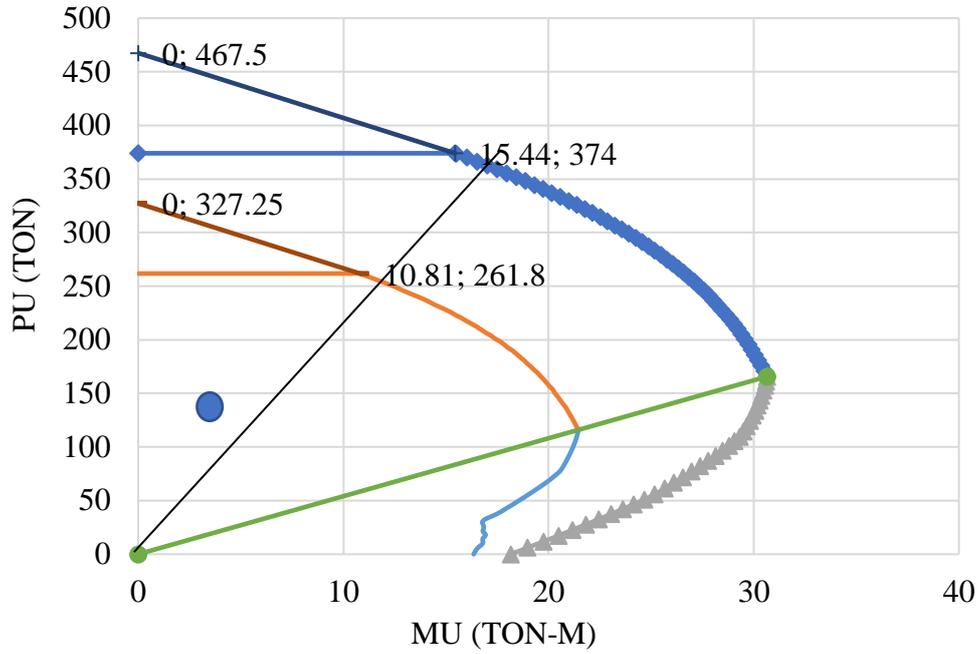


Fuente: Elaboración propia

2.6.6.2.1 Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexo-compresión de las columnas fue considerado el diagrama de interacción de la **Figura 37**. Así, se verificó que la combinación de carga esté dentro de la superficie del mismo: el resultado fue de una cuantía de 1.34% de acero, valor que cumple con el criterio de la NEC-SE-HM, 4.3.3 [22] que establece que el porcentaje tiene que ser entre 1% y 3% (**Figura 38**).

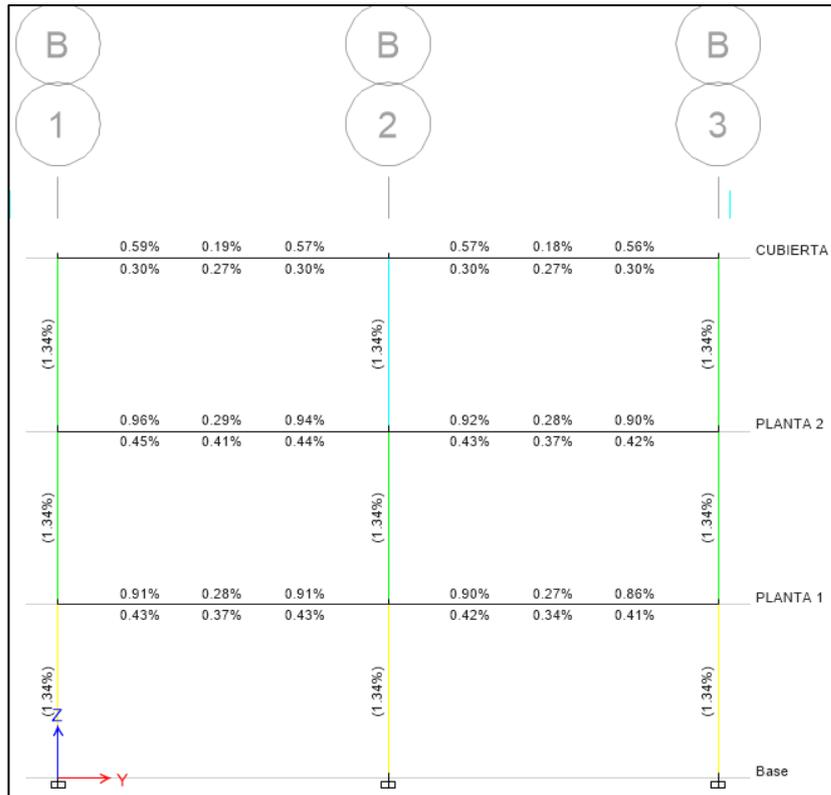
Figura 37. Diagrama de iteración



Fuente: Elaboración propia

De esta manera, se verifica que la columna cumple con los requerimientos para soportar las cargas actuantes sin que se produzca una falla frágil. En la **Figura 40** se muestra el armado para la columna.

Figura 38. Porcentaje de acero en columnas

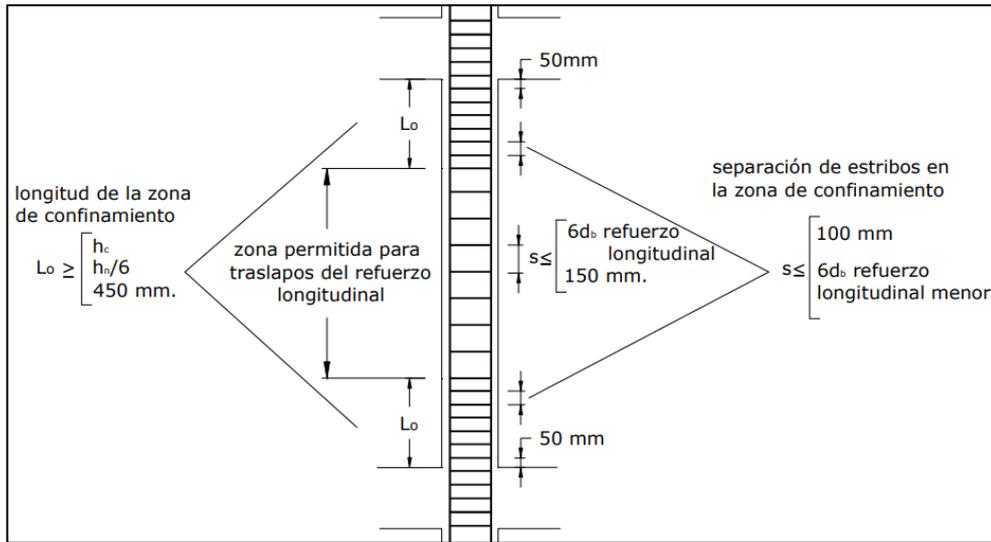


Fuente: Elaboración propia

2.6.6.2.2 Diseño a corte

Las fuerzas de corte que actúan sobre las columnas tienen que ser absorbidas por el hormigón confinado y por los aceros transversales colocados de acuerdo a la NEC-SE-HM-Hormigón Armado [22] (**Figura 39**). El armado de la columna tipo se muestra en la **Figura 40**.

Figura 39. Separación de estribos



Fuente: NEC-SE-HM-Hormigón Armado [22]

Para el diseño a corte fueron utilizadas las ecuaciones proporcionadas por el ACI 318-19 (22.5.5.1) para cuantía volumétrica del refuerzo transversal mínimo. De esta manera es posible verificar que los cortantes probables últimos sean menores a la capacidad al corte de la sección:

Cortante probable ultimo:

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{H_c}$$

La capacidad resistente del acero de refuerzo es:

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

La capacidad resistente del hormigón simple es:

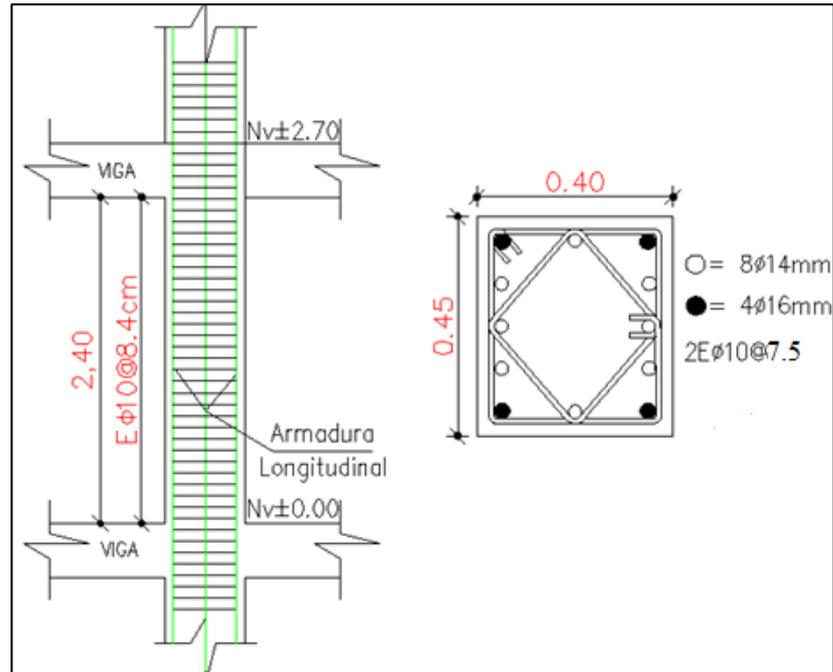
$$V_c = 0.57 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La capacidad a corte de la sección:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_u < \phi V_n \text{ Cumple}$$

Figura 40. Refuerzo trasversal y horizontal viga columna



Fuente: Elaboración propia

2.6.6.3 diseño de losas

Los nervios de la losa son modelados en el programa y son seleccionados aquellos más críticos, tal como lo expone la **Figura 41**.

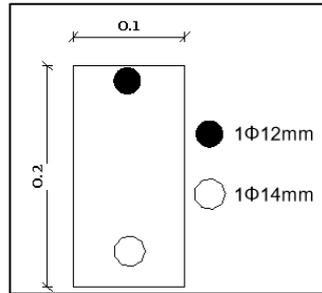
Figura 41. Diseño de nervios

	0.74			0.75				0.75	
	0.50			0.63				0.65	
0.32		0.31	0.73	0.70	1.29		1.41	0.75	0.75
0.38		0.41	0.35	0.33	0.75		0.75	0.42	0.44
	0.75			0.75				0.75	
	0.51			0.65				0.69	

Fuente: Elaboración propia

Para su validación se ha revisado el chequeo a flexión y a corte de la sección, sí cumplen satisfactoriamente. Con base en los valores obtenidos se utilizó un ϕ de 12mm para el acero inferior del nervio y ϕ de 14 mm para el acero superior (**Figura 42**).

Figura 42. Armado típico de nervios



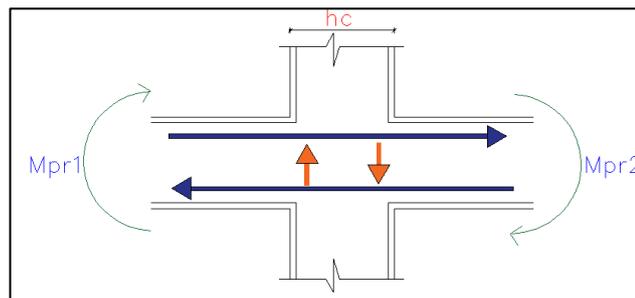
Fuente: Elaboración propia

2.6.7 Verificaciones del diseño estructural

2.6.7.1 Nudo fuerte

Para que un diseño sea considerado sismorresistente debe cumplir obligatoriamente con el requisito de columna fuerte-viga débil. El propósito es formar rótulas plásticas que permitan disipar la energía liberada durante un sismo y evitar el colapso del edificio. El cálculo a detalle se muestra en el **Anexo 5**.

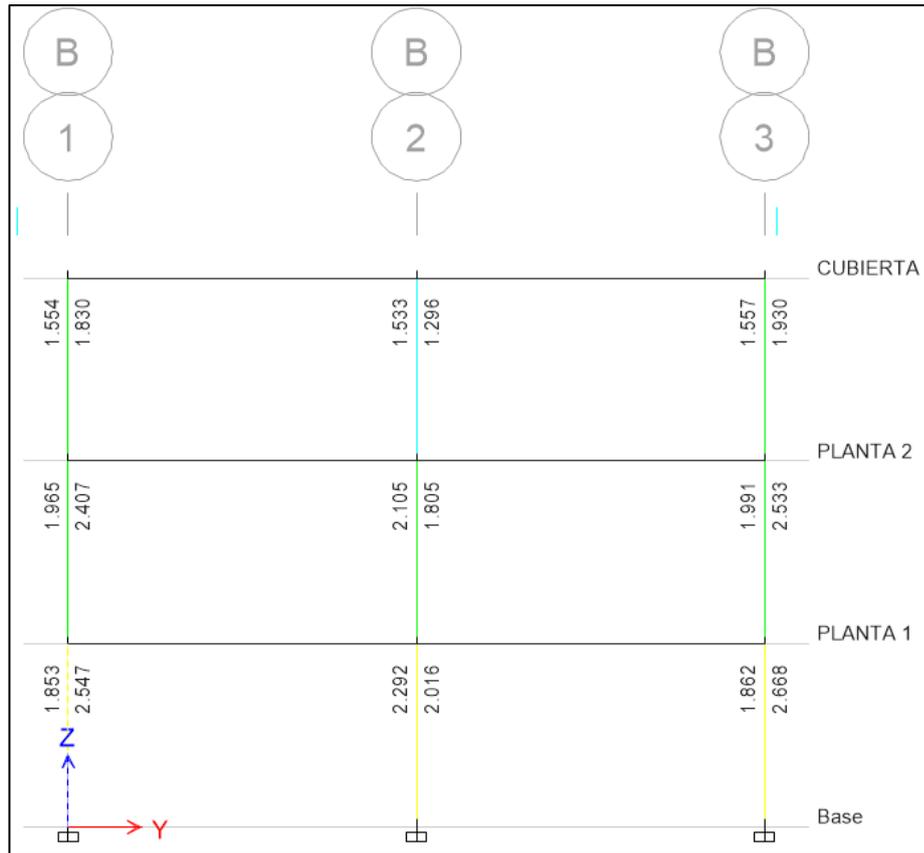
Figura 43. Nudo fuerte



Fuente: Elaboración propia

Para aceptar el diseño debe verificarse que la capacidad de las columnas que llegan al nudo sea por lo menos 1,20 veces la capacidad de la viga. La **Figura 44** detalla dos valores que representan la relación columna-capacidad de viga en las direcciones X y Y.

Figura 44. Relación capacidad de columna/capacidad de viga



Fuente: Elaboración propia

Para verificar que se cumple el criterio de nudo fuerte debe garantizarse que todos los criterios detallados a continuación también sean cumplidos:

2.6.7.2 Control de resistencia al corte

Según el ACI 318-19 [26], el cortante actuante resistido por el nudo tiene que ser menor al cortante aplicado al nudo:

$$V_j < \phi V_n$$

Para calcular el valor del corte debe conocerse la capacidad a flexión positiva y negativa de las vigas en el rango inelástico, es decir los momentos probables M_1 y M_2 , así como las fuerzas actuantes T_1 y T_2 .

Determinación de las fuerzas actuantes:

$$V1 = As1. \alpha. Fy$$

$$V2 = As2. \alpha. Fy$$

Las solicitaciones en el acero longitudinal de vigas se calculan con el supuesto de que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es 1.25 F, por lo que se utiliza un factor $\alpha = 1.25$.

Determinación de los momentos actuantes:

$$M1 = As1. \alpha. Fy. (d - As1. \alpha \frac{Fy}{1.7 f'c. b})$$

$$M2 = As2. \alpha. Fy. (d - A21. \alpha \frac{Fy}{1.7 f'c. b})$$

La siguiente ecuación detalla el cálculo del cortante producido en la columna, en donde l es la altura de entrepiso:

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{l}$$

A continuación, se calcula el cortante actuante Vj:

$$V_j = V_1 + V_2 - V_{col}$$

Además, para calcular el cortante nominal Vn es aplicada la siguiente ecuación:

$$Vn = I \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Ac$$

Donde:

I: factor que depende de la ubicación de la columna. En este caso, al ser una columna interna, es de 5.30.

Ac: es el área promedio entre viga y columna: 1575 cm², por último, se calcula el cortante resistente en el nudo donde el factor de reducción de ϕ es de 0.8:

$$\phi v_n = \phi \cdot Vn$$

Como se muestra a continuación, se corrobora que el cortante actuante sí es menor al resistente.

$$V_j < \phi V_n \text{ (Cumple)}$$

2.6.7.3 Profundidad de viga

Para este chequeo se tomó en cuenta que la altura de la viga tiene que ser menor o igual a la dimensión menor de la columna:

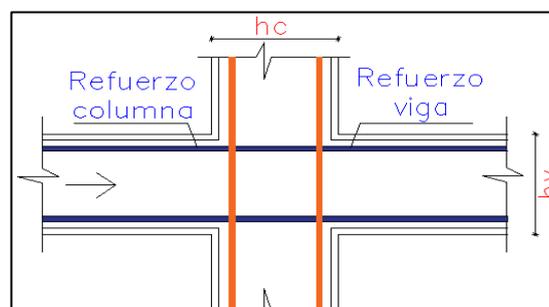
$$\text{Ancho viga} \leq \text{Ancho columna}$$

$$40 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

2.6.7.4 Control de deterioro de adherencia

Al presentarse esfuerzos provocados por solicitaciones externas, la estructura puede incursionar en el rango no lineal y ocasionaría que la adherencia se deteriore durante un evento sísmico. Estos esfuerzos pueden ser muy altos, por lo que para reducir la posibilidad de que el acero de refuerzo se deslice durante la formación de las rótulas plásticas, el ACI 318-19 establece que debe verificarse que el valor de 20 veces el diámetro del acero superior de la viga tiene que ser menor a la dimensión menor de la columna.

Figura 45. Control de deterioro de adherencia



Fuente: Elaboración propia

Entonces, en este caso se obtuvo lo siguiente:

El diámetro del acero de refuerzo en la viga es $\emptyset = 16$ mm; por ende, es el correcto para la columna de 40x45 cm.

$$h_c \geq 20. \emptyset_{viga} \text{ (cumple)}$$

Dado que la condición del ACI sí se cumple, se acepta la dimensión del acero de la viga; entonces, es realizado el chequeo para la dimensión de la viga. Para tal efecto, el peralte es de 40 cm y el diámetro del acero para la columna es $\emptyset = 16$ mm:

$$h_v \geq 20. \emptyset_{columna} \text{ (cumple)}$$

Por tanto, las dimensiones son correcta y el diseño es aceptado.

2.6.8 Cimentación de la estructura

Se dimensionó la cimentación y se ha calculado las presiones y asentamientos bajo las combinaciones de carga de servicio. Además, el diseño estructural fue realizado bajo combinaciones de cargas últimas, tal como estipula la NEC15 (Guía 2-Hormigon Armado) [27]. El cálculo detallado está expuesto en el **Anexo 5**.

2.6.8.1 Combinaciones de carga de servicio

Las combinaciones de carga de servicio están basadas a la norma NEC-SE-CG (Cargas no Sísmicas) [21]. Las más críticas son las combinaciones que contienen carga muerta, viva y sismo.

- D + L
- D + 0.7E
- D + 0.75L + 0.75 (0.7 E)
- 0.6D + 0.7E
- D + L + E

2.6.8.2 Combinaciones de carga últimas

Las combinaciones de carga ultima también estuvieron basadas a la norma NEC-SE-CG (cargas no sísmicas) [21]. Las más críticas son las combinaciones que contienen 1.2 de carga muerta y 1.6 de carga viva.

- 1.2D + L
- 1.4D
- 1.2D+1.6L

2.6.8.3 Predimensionamiento de las zapatas

Para el prediseño de las secciones de los plintos se tomará las cargas de servicio críticas de la superestructura, el área de la zapata es obtenido a partir de la relación entre la carga ultima y la capacidad de carga del suelo por un factor 1.45 (Recomendado por el Ing. Edison Chávez), en la **Tabla 19** se muestra las dimensiones iniciales.

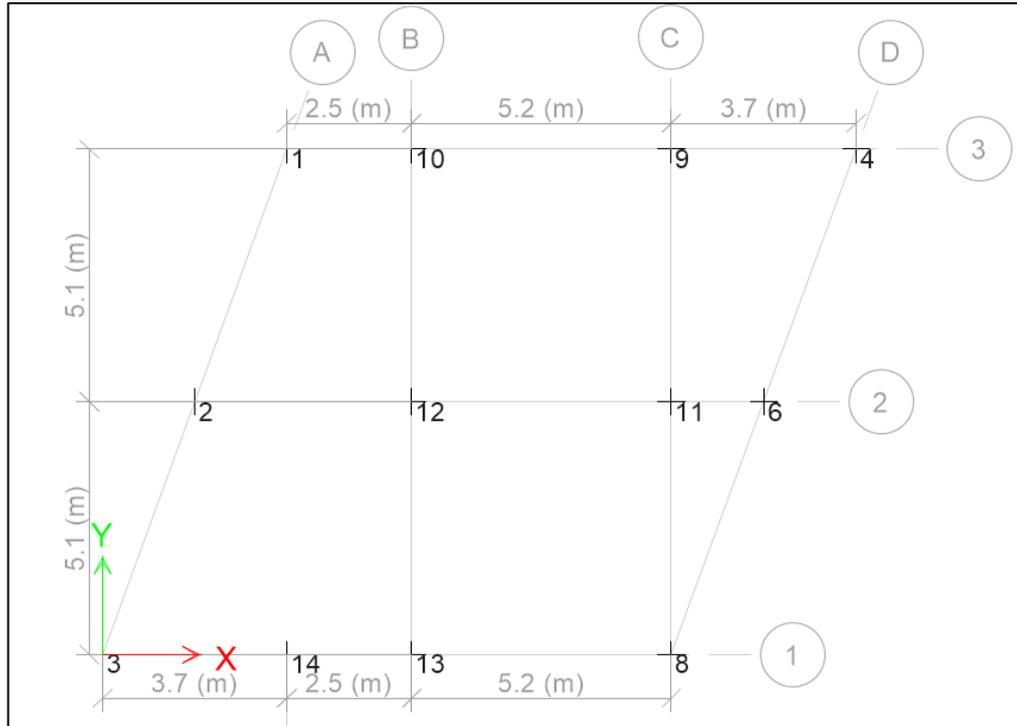
$$A = \frac{1.45 * Pu}{qa}$$

Tabla 19. Cargas Transmitidas a la cimentación en hormigón armado

Punto	Carga última	Momento último	Ancho	Largo	Altura
	T	T.m	m	m	m
1	24.53	14.01	1.70	1.75	0.30
2	36.69	14.88	1.85	1.90	0.30
3	16.71	12.55	1.60	1.65	0.30
4	24.93	13.06	1.70	1.75	0.30
5	53.43	13.37	1.95	2.00	0.30
6	31.64	12.84	1.75	1.80	0.30
7	41.52	14.29	1.85	1.90	0.30
8	46.39	14.71	1.95	2.00	0.30
9	55.15	14.16	2.00	2.05	0.30
10	69.20	15.02	2.10	2.15	0.40
11	47.88	11.73	1.85	1.90	0.30
12	20.08	11.80	1.60	1.65	0.30

Fuente: ETABS 2016

Figura 46. Ubicación de cargas de la cimentación en hormigón armado



Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Resumen de secciones

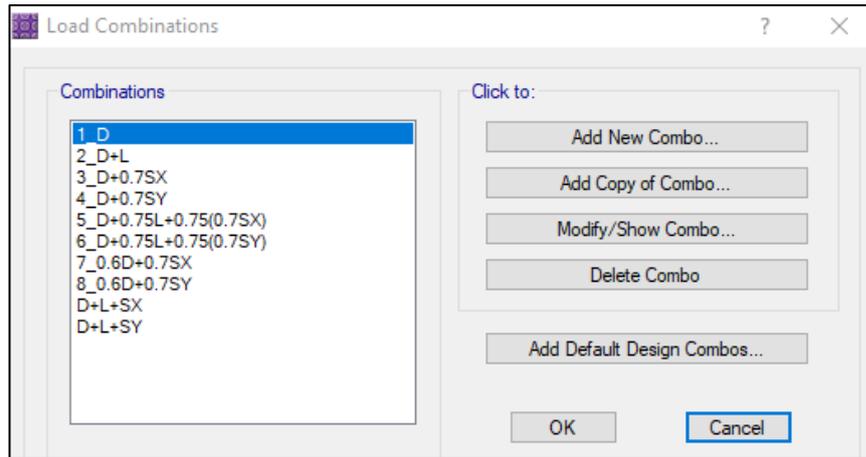
TIPO	EJES	Sección
		m
Z1	(1,3,4,12)	1.70x1.75
Z2	(5,6,7,11)	1.90x1.95
Z3	(8,9,10)	2.10x2.15

Fuente: Elaboración propia

2.6.8.4 Modelado computacional de la cimentación

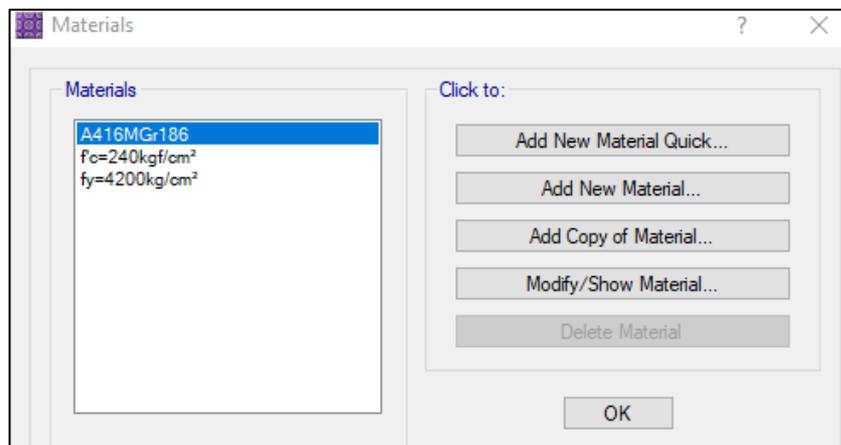
Una vez realizado el predimensionamiento de las zapatas se procedió a hacer la modelación de la cimentación en el programa SAFE con el fin de determinar el tamaño de las secciones finales. Para aceptar estas secciones fue necesario verificar el cumplimiento de algunos parámetros establecidos por la NEC 2015, como el chequeo de presiones del suelo, esfuerzos a flexión, cortante, punzonamiento y a aplastamiento. A continuación, son detallados los principales pasos, vistas y secciones.

Figura 47. Combinaciones de carga de cimentación



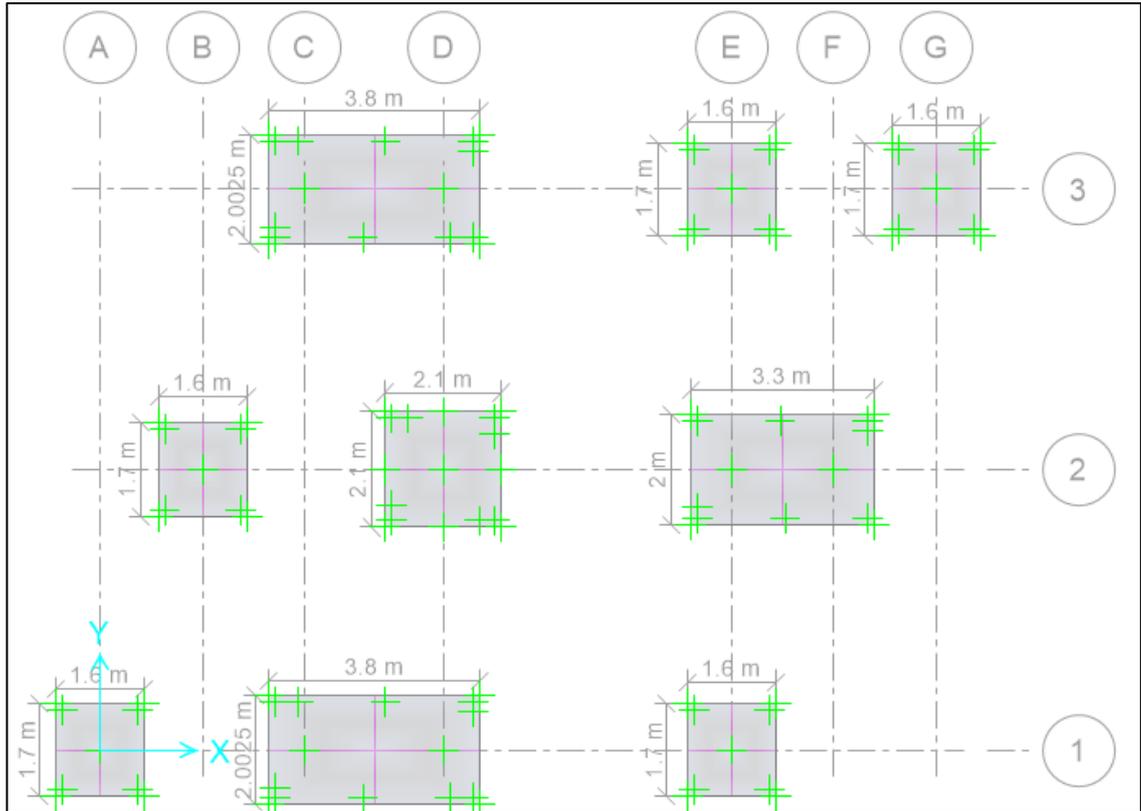
Fuente: Elaboración propia

Figura 48. Definición de materiales



Fuente: Elaboración propia

Figura 49. Esquema de Zapatas

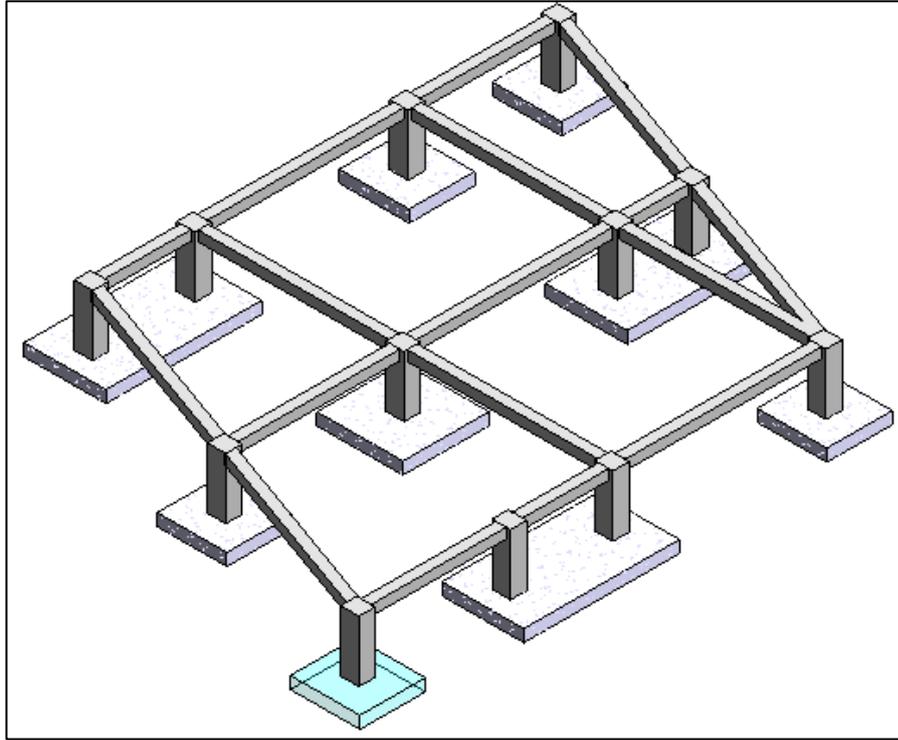


Fuente: Elaboración propia

2.6.9 Dimensionamiento de la cimentación

Se ha dimensionado la cimentación y se ha calculado las presiones y asentamientos bajo las combinaciones de carga de servicio como estipula la NEC15(Guía 2-Hormigon Armado) [27], en la **Figura 50** se muestra la isometría final.

Figura 50. Detalle Isométrico de la cimentación



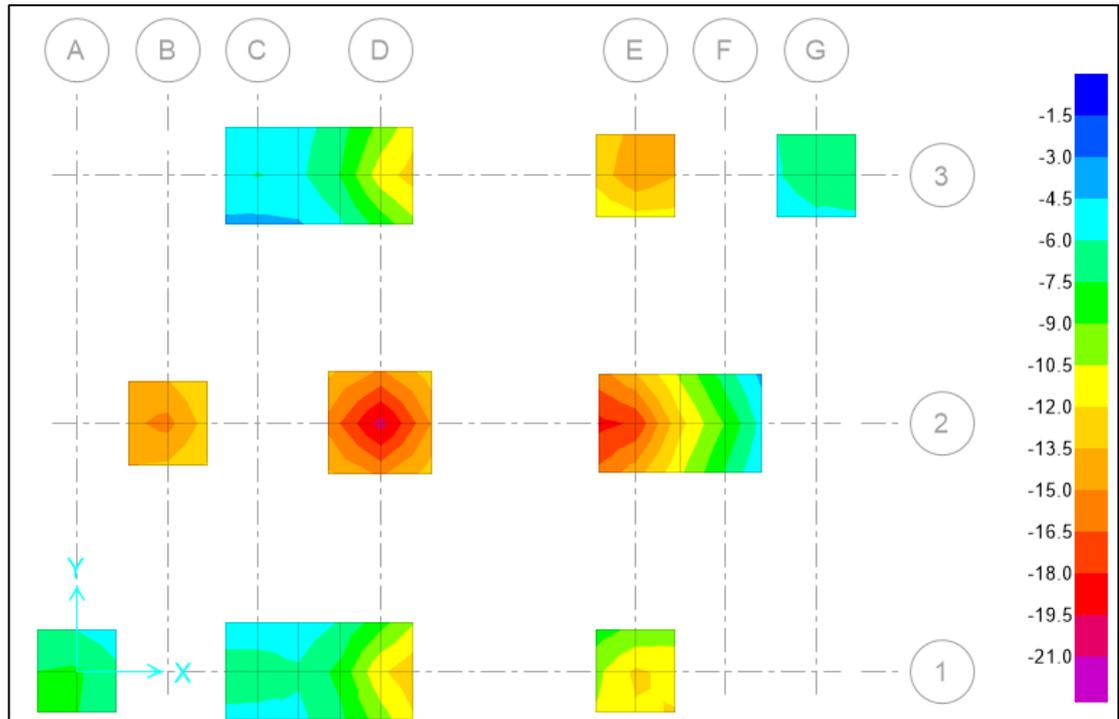
Fuente: Elaboración propia

2.6.10 Verificaciones de la cimentación

2.6.10.1 Chequeo de las presiones en el suelo

Para este chequeo se debe verificar que las presiones en cada una de las zapatas sometidas a combinaciones de carga de servicio, sean menores a la capacidad portante del suelo, en la **Figura 51** se muestran que las presiones producidas por cargas verticales (D+L) son menores a 22 t/m², como se recomienda en el estudio geotécnico que se adjunta en el **Anexo 1**.

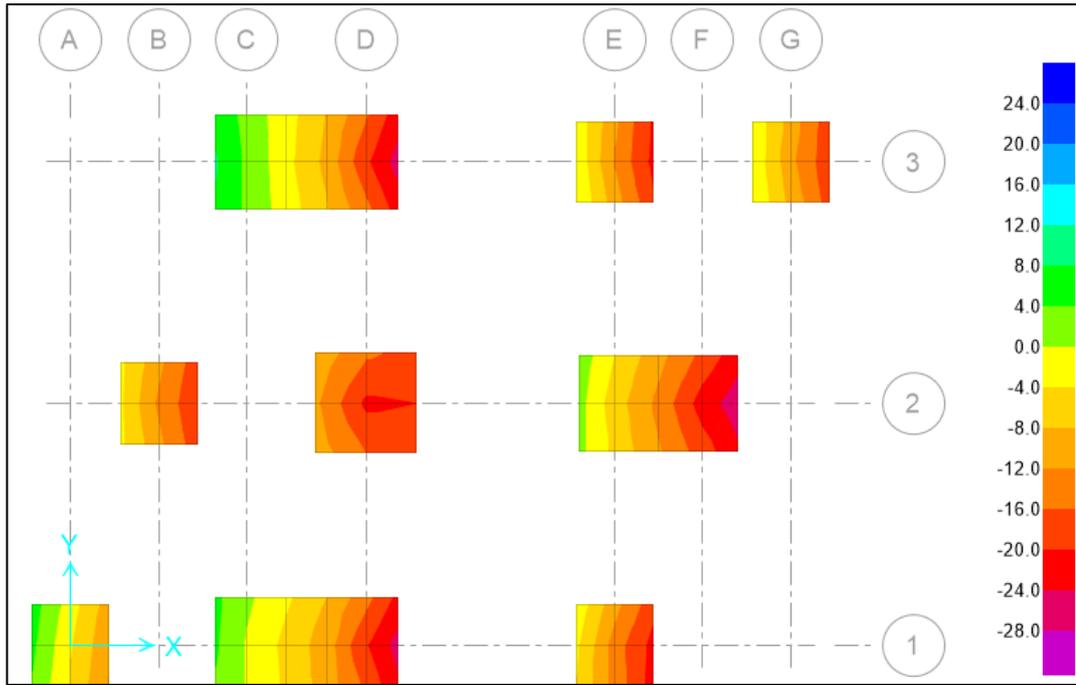
Figura 51. Presión en el suelo por carga vertical



Fuente: Elaboración propia

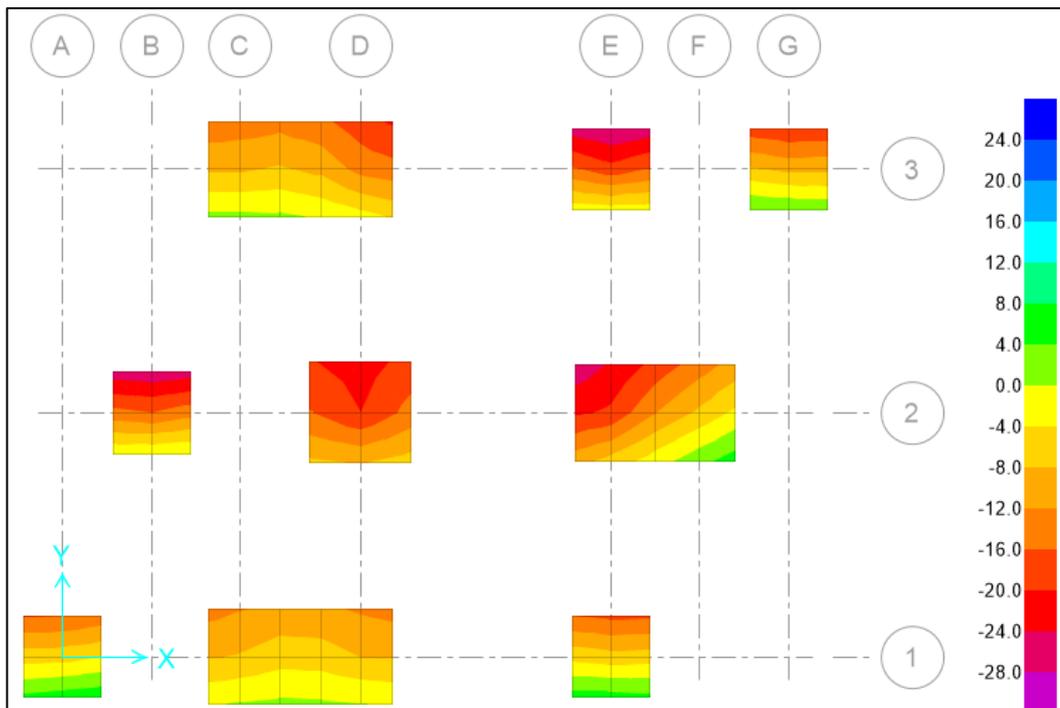
La guía 2 NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [22] nos dice que podemos incrementar la capacidad del suelo en un 33% para verificar las presiones en los sentidos X e Y, sometidas a combinaciones de carga de servicio (D+L+E), por lo que tomaremos una capacidad portante de 29.30 t/m², como se muestra en las **Figuras 52 y 53**, cumplen con esta verificación.

Figura 52. Presión en el suelo sentido X



Fuente: Elaboración propia

Figura 53. Presión en el suelo sentido Y

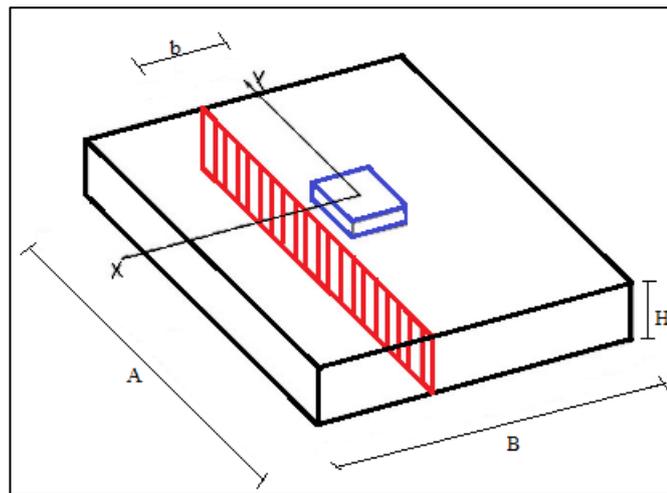


Fuente: Elaboración propia

2.6.10.2 Chequeo a cortante

Tuvo que corroborarse que las dimensiones de plinto le permitan resistir al cortante producido por los esfuerzos del suelo. Para ello, fue aplicado las fórmulas que establece el ACI 318-19 [26], y como punto de partida se calculó los esfuerzos a corte en ambos sentidos (a y b) y se eligió el mayor, para aceptar la sección este valor debe ser menor al esfuerzo resistente.

Figura 54. Sección crítica para cortante



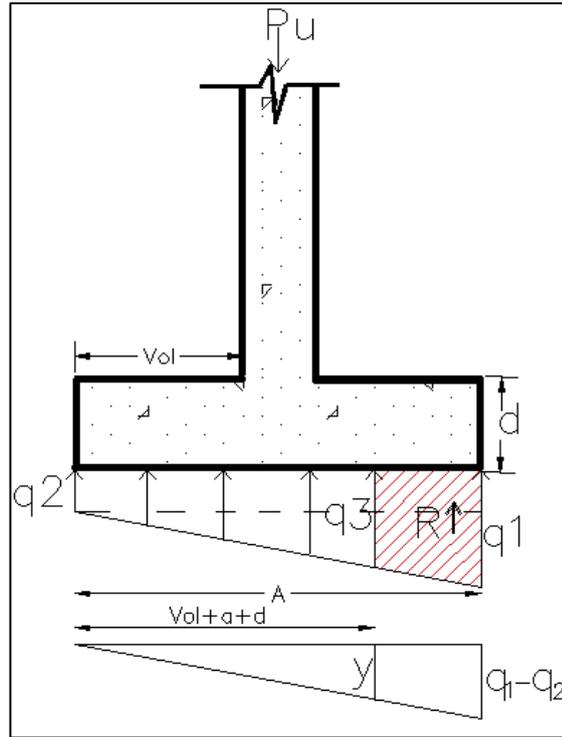
Fuente: Elaboración propia

Esfuerzo a corte:

$$\sigma_c = \frac{V_{uu}}{\phi \cdot A_u}$$

Para el cálculo de la fuerza resultante de los esfuerzos en la zona exterior a la sección (V_{uu}), se la halla aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de esfuerzos para corte unidimensional mostrado en la **Figura 55**.

Figura 55. Diagrama de esfuerzos para corte unidireccional



Fuente: Elaboración propia

Esfuerzo resistente disponible a corte $\phi\sigma_v$:

$$\sigma_v = 0.53 \cdot \sqrt{f'c(\text{kgf/cm}^2)}$$

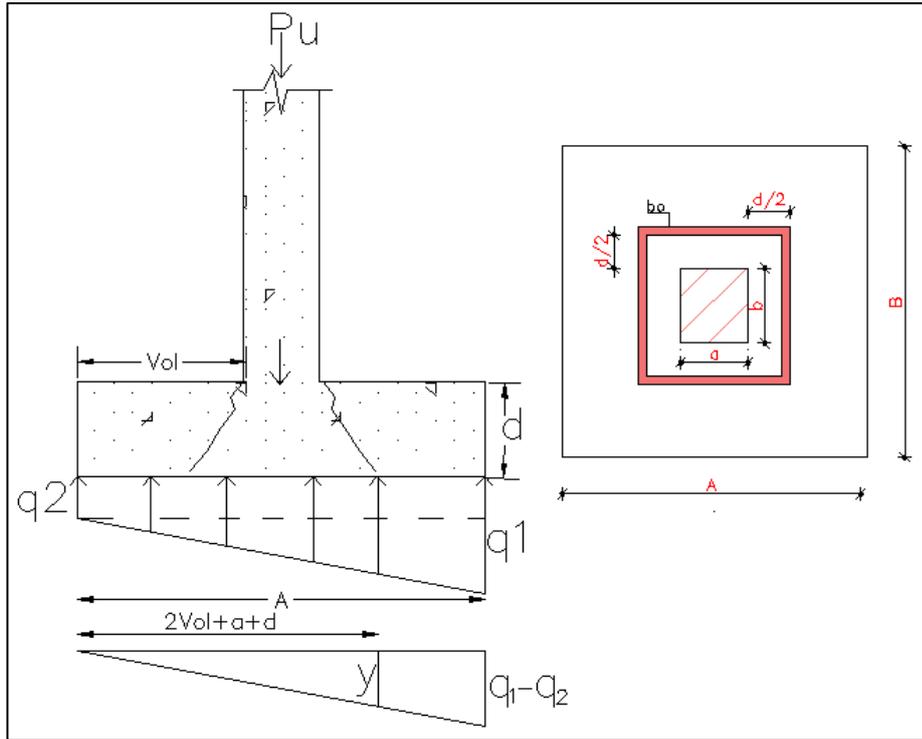
$$\phi\sigma_v = 0.75 * \sigma_v$$

$$\sigma_v < \phi\sigma_v \text{ (Cumple)}$$

2.6.10.3 Chequeo a punzonamiento

El punzonamiento es producido por la columna hacia la cara de zapata. Para aceptar, debe verificarse que los valores mostrados en la **Figura 57** sean menores que 1. Así mismo, en la **Figura 56** se muestra el esquema por esfuerzo a punzonamiento.

Figura 56. Esquema por punzonamiento



Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo de corte bidireccional (punzonamiento), se calcula dependiendo del tipo de columna, sea esta cuadrada, rectangular o circular, para aceptar este chequeo el esfuerzo a corte crítico (V_{cb}) debe ser menor al esfuerzo resistente (V_{vb}).

$$V_{cb} \geq V_{vb} \text{ (Cumple)}$$

Según el ACI 22.6.5.2, para columnas rectangulares, se escoge como (V_{cb}), el menor valor de las siguientes expresiones.

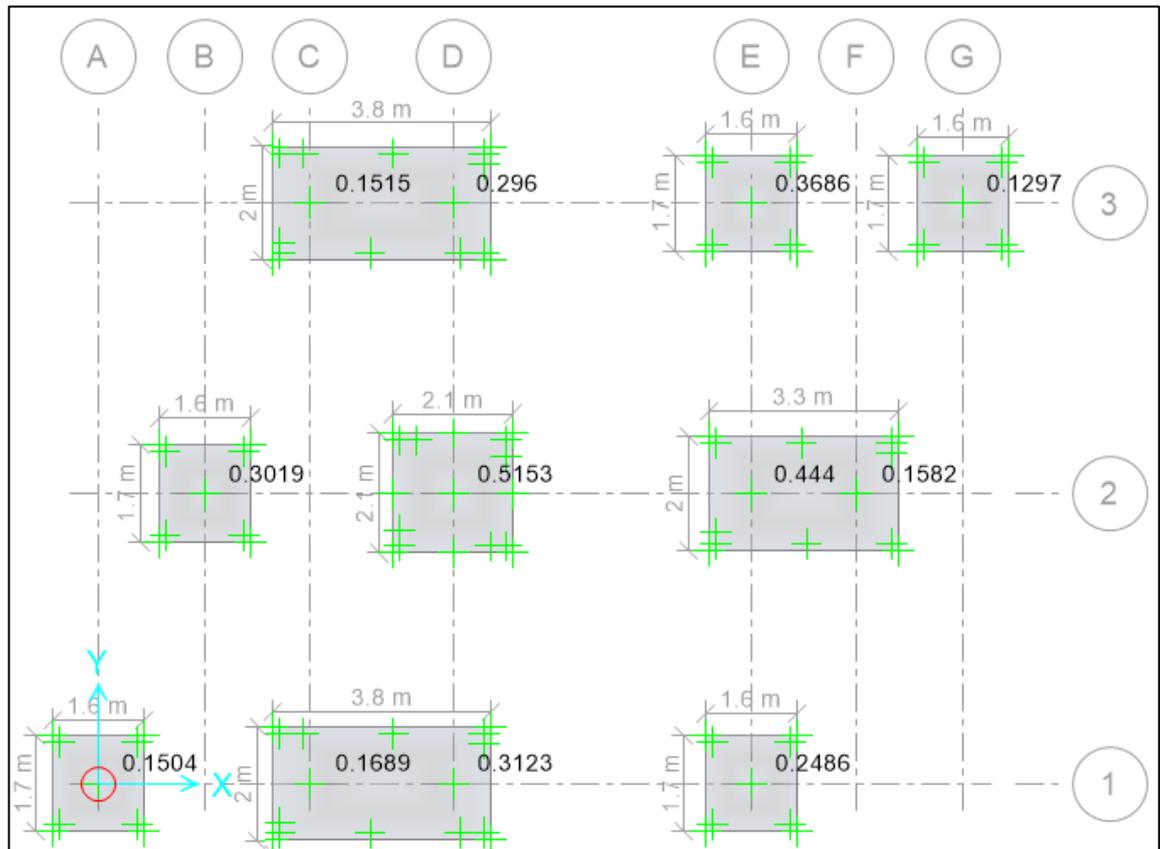
$$0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

$$0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

$$0.083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

El factor (α_s) depende de la ubicación de la columna, si es interior 0.40, de borde 0.30 y esquinera de 0.20, además el valor de λ para hormigón normal será de 1.

Figura 57. Verificación de punzonamiento

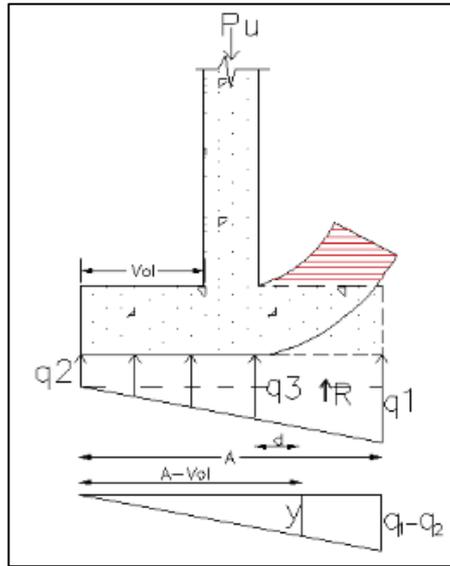


Fuente: Elaboración propia

2.6.10.4 Chequeo a flexión

Para la validación se verificó que la altura de la cimentación sea la adecuada para soportar los esfuerzos de empuje del suelo hacia la zapata. Para tal efecto, tuvo que calcularse los momentos últimos por flexión en ambos sentidos, mismos que deben ser menores a los esfuerzos residentes de la sección.

Figura 58. Esquema de carga a flexión



Fuente: Elaboración propia

$$M_{u,a,b} = \frac{Vol^2 \cdot (q_{3a,b} + q_{1a,b})}{6}$$

Con base en estos momentos se procedió a calcular la altura mínima de hormigón mediante la fórmula desarrollada por el Ing. Edison Chávez [23].

$$d_{min} = \sqrt{\frac{Mu}{0.145 \cdot f_c \cdot bm}}$$

Donde:

Mu: momento por flexión máximo.

f'c = resistencia del hormigón.

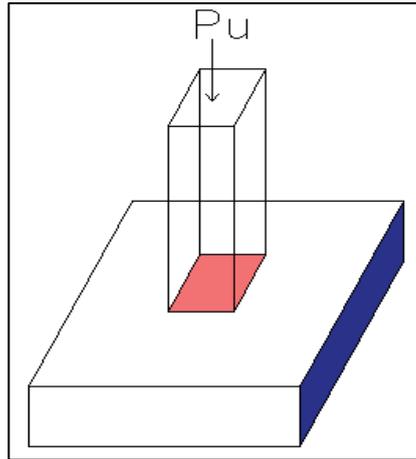
Bm = ancho de faja de 1 metro.

$$d > d_{min} \text{ (cumple)}$$

2.6.10.5 Chequeo a aplastamiento

Fue también necesario verificar que el esfuerzo por aplastamiento de la zapata sea menor al esfuerzo admisible por aplastamiento del hormigón.

Figura 59. Esquema de carga a flexión



Fuente: Elaboración propia

Esfuerzo por aplastamiento de la zapata σ_a :

$$\sigma_a = \frac{p_u}{a \cdot b}$$

Esfuerzo admisible a aplastamiento del hormigón:

$$\sigma = 0.85 \cdot f'_c \cdot \phi$$

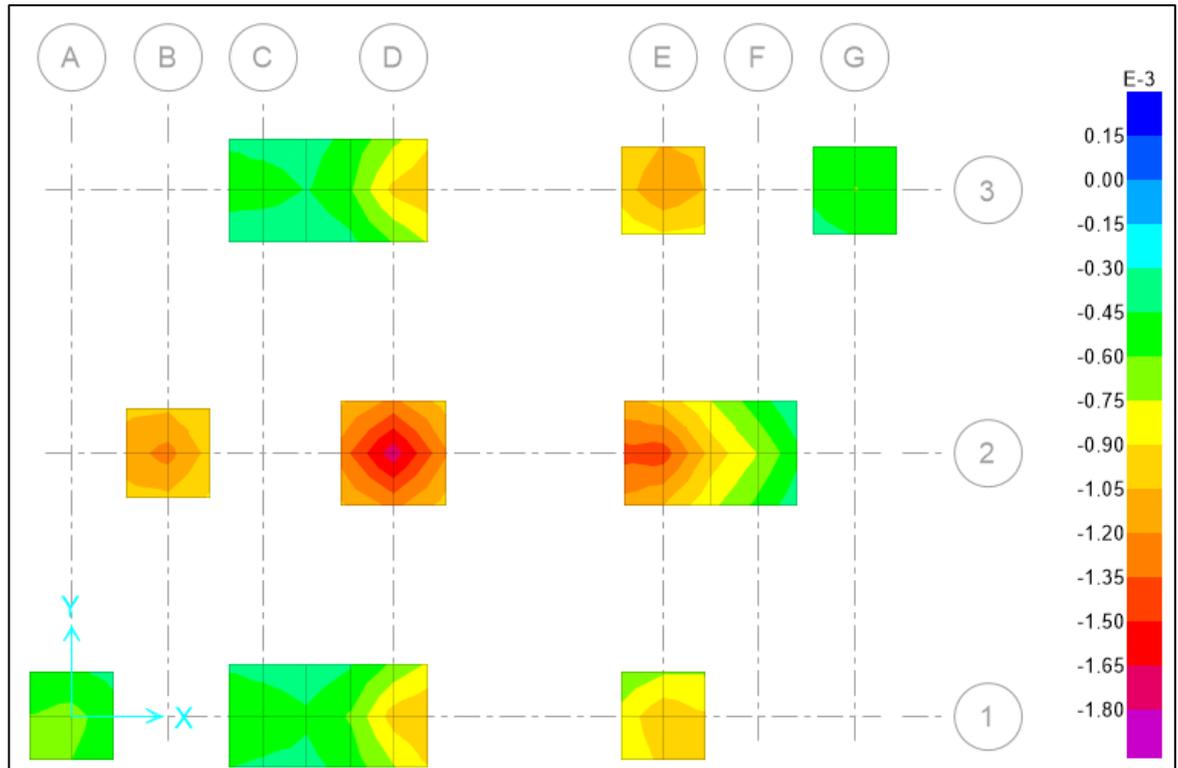
ϕ : Factor de reducción para columnas estribadas de 0.65.

$$\sigma_a < \sigma_{ra} \text{ (Cumple)}$$

2.6.10.6 Asentamientos diferenciales

Se verificó que el asentamiento diferencial entre las zapatas sea menor al asentamiento permisible de 25.86 mm, como está indicado en el estudio geotécnico (**Anexo 1**). En ese sentido, en la **Figura 60** es posible corroborar que el asentamiento máximo es de 0.8 mm.

Figura 60. Asentamientos



Fuente: Elaboración propia

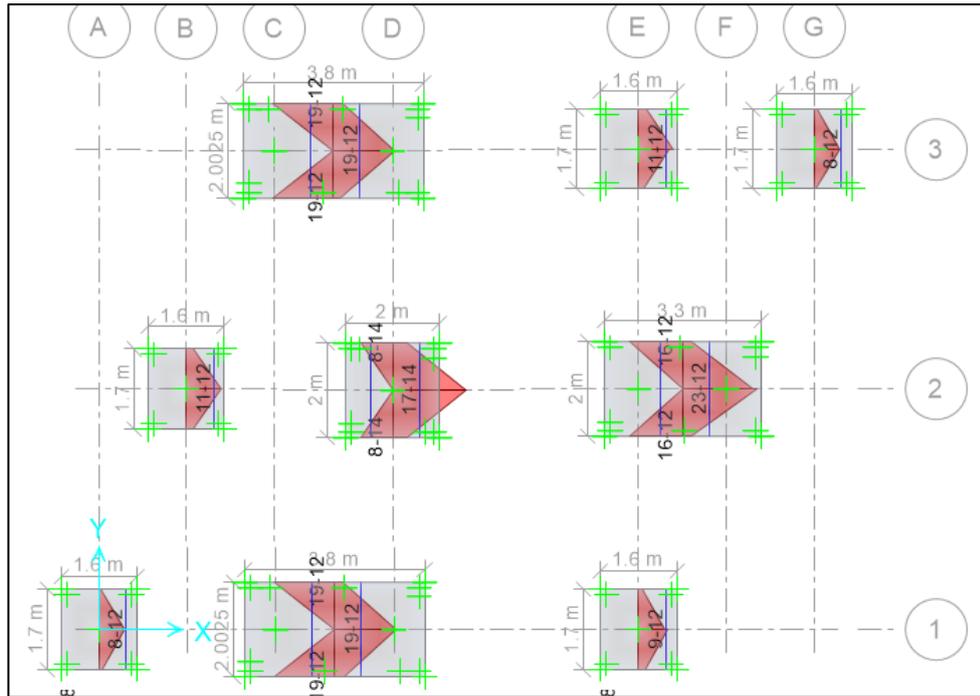
2.6.11 Diseño estructural de cimentación

Se ha calculado la cantidad de acero de refuerzo requerido para la cimentación bajo combinaciones de cargas últimas como estipula la NEC15(Guía 2-Hormigon Armado) [27], para el cálculo del acero de refuerzo a flexión la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}}\right)$$

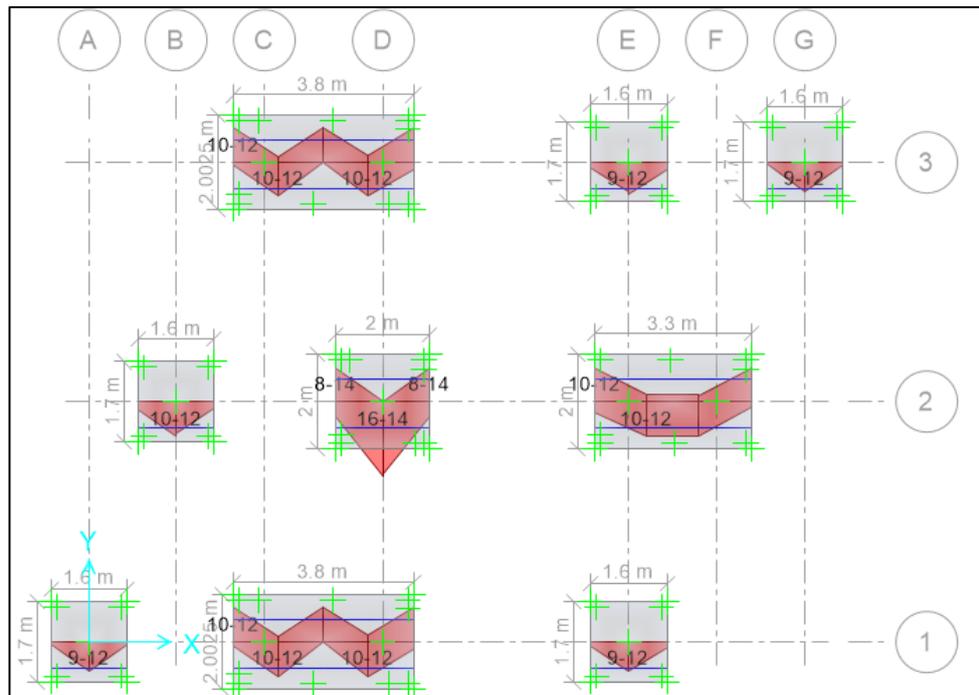
Si este valor de acero calculado es inferior al mínimo ($A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$), se debe usar el acero mínimo, en la **Figura 61 y 62** se muestra la cantidad de acero requerido.

Figura 61. Distribución de acero de refuerzo sentido X



Fuente: Elaboración propia

Figura 62. Distribución de acero de refuerzo sentido Y



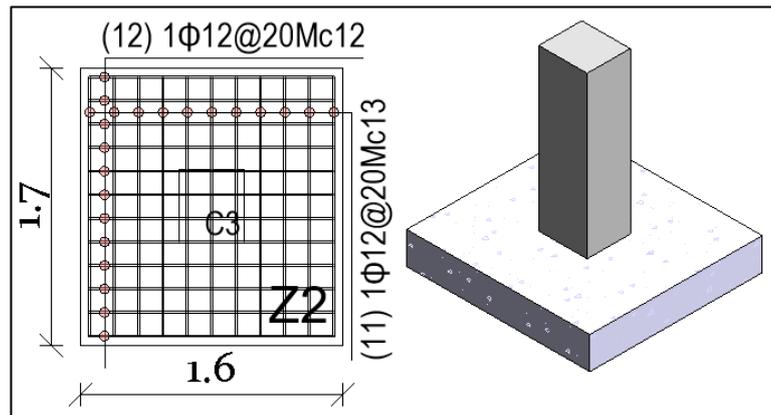
Fuente: Elaboración propia

Longitud de desarrollo a tracción:

$$Ld = \frac{fy}{(1.4 * \sqrt{fc})} * db$$

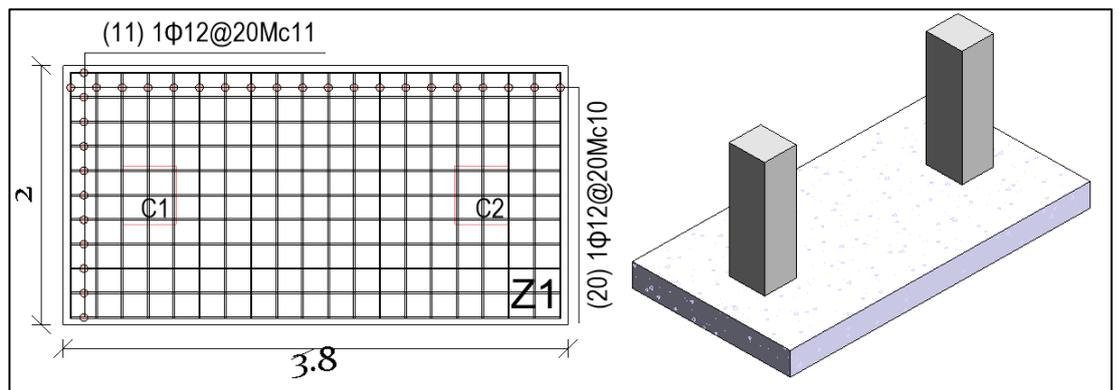
Cuando la longitud embebida de acero es mayor a la longitud de desarrollo de la varilla no se requiere colocar patas en el hierro para desarrollar esfuerzo de tracción.

Figura 63. Detalle armado de zapata Aislada



Fuente: Elaboración propia

Figura 64. Detalle armado de zapata combinada



Fuente: Elaboración propia

El armado de los elementos estructurales (Estructura y cimentación) se adjunta en el **Anexo 6.**

CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

Una vez finalizado el modelado computacional, diseño estructural (estructura y cimentación) y al cumplirse todos los parámetros expuestos en el capítulo anterior, se procede a identificar los resultados obtenidos durante las diferentes fases del proyecto.

3.1.1 Resultados del análisis lineal

Para aceptar al análisis lineal se verificó que cada uno de los requerimientos de sismorresistencia establecidos en la NEC-SE-DS [18] sean cumplidos:

- El periodo de vibración del edificio calculado en Etabs es de 0.466 s; por lo tanto, sí se cumple con la normativa, que establece que debe ser menor o igual a 1.3 veces el período fundamental de vibración aproximado T_a (s) calculado en el Excel.
- Por otro lado, el cortante basal estático calculado en Etabs es de 73.72 T, cifra mayor al cortante basal mínimo que es de 73.62 T.
- Se verificó que la relación entre cortante dinámico y estático en ambos sentidos (X y Y) sea mayor a 85%.
- El porcentaje de masa de participación modal cumple con el 90% de participación en X y Y en el quinto modo de vibración.
- Se corroboró que las derivas de piso, tanto por desplazamiento estático como dinámico, sea menor a 2%. En ese sentido, la deriva máxima es de 1.86%.
- La torsión en planta responde a lo especificado en ASCE/SEI7: la estructura es irregular pero aceptable. Además, fue tomado en cuenta la recomendación [18]: al dividir RZ entre la suma de RX, RY y RZ, el valor no debe ser mayor al 30% por lo menos en los dos primeros modos de vibración para que no existan problemas de torsión.
- Se determinó que no deben considerarse los efectos de segundo orden gracias a que el factor Q_i (índice de estabilidad) de ambos sentidos (X y Y) es 0.1.

3.1.2 Resultados del diseño de la estructura

Diseño de vigas

En el diseño a flexión de vigas se corroboró que la cuantía de acero esté en el rango permitido, además, se revisó que en todas las vigas la cuantía nominal del acero inferior (As+) tenga como mínimo el 50% de la cuantía nominal de acero superior, también se verificó que el momento nominal sea menor al momento resistente acorde a la NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [18].

En cuanto al diseño a corte de vigas, se confirmó que el cortante actuante sea menor a la capacidad a corte de la sección, que las deflexiones instantáneas y a largo plazo sean menores a las permitidas por la ACI 318-19 [26] y que el armado longitudinal y transversal este acorde a la NEC-SE-HM [18].

Diseño de columnas

En el diseño a flexo-compresión de las columnas se verificó que la cuantía de acero esté entre 1% a 3%, criterio establecido por la NEC-SE-HM [22]. En este caso, el valor es de 1.34%.

En el diseño a corte de las columnas se chequeó la resistencia requerida sea menor que la capacidad a corte de la sección, además se verificó que los estribos cumplan con el espaciamiento en la zona central menor a 15cm y en zona de confinamiento menor a 10cm acorde a lo indicado en la NEC-SE-HM-Hormigón-Armado [18].

Columna fuerte-viga débil

Para aceptar las secciones del edificio se realizó el chequeo del nudo fuerte, se verificó que el cortante actuante sea menor al resistente, que la altura de la viga sea menor a la dimensión menor o igual de columna y que el control de adherencia en columna y en viga respondan a lo establecido en la NEC-SE-HM [18].

3.1.3 Resultados del diseño de la cimentación

Finalmente, se verificó que la cimentación cumpla con los esfuerzos a cortante, flexión, punzonamiento y aplastamiento estipulados en la NEC-SE-HM y en la ACI 318-19, así como también asentamientos diferenciales y cuantías de acero de refuerzo.

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Una vez realizados todos los cálculos respectivos se concluye lo siguiente:

1. El análisis lineal fue ejecutado basado en el espectro de diseño con un periodo de retorno de 475 años, tal como lo establece la NEC-SE-DS, 2015, para garantizar el buen comportamiento estructural ante un evento sísmico.
2. Fue desarrollado un diseño sismorresistente que cumple con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, dado que el país está sentado en el cinturón de fuego del pacífico y es propenso a enfrentar grandes eventos telúricos.
3. Se modeló para el estado más crítico, por lo que fue considerado el peso propio de elementos, cargas adicionales, vivas y de sismos.
4. Las deflexiones en vigas se encuentran en el rango adecuado y ninguna sobrepasa el límite admisible.
5. Las derivas de piso tanto por desplazamiento estáticos como dinámicos se encuentran menores al 2%, teniendo como deriva máxima por desplazamiento estático en el sentido Y del 1.86%.
6. El diseño de cada elemento estructural fue realizado con base en los parámetros de diseño de la NEC2015. Es así que las secciones en vigas son de 30 x 40 cm y en columnas de 40 x 45 cm.
7. Las cuantías de acero longitudinal de una columna se encuentran entre el 1% y 3%, teniendo como cuantía máxima del 1.34%.
8. En el diseño de la cimentación las presiones de las zapatas son menores a la capacidad portante del suelo, teniendo como valor máximo de 21 t/m².
9. El punzonamiento máximo producido por la columna hacia la cara de zapata es de 0.52, valor menor al máximo permitido de 1.
10. El asentamiento diferencial de la cimentación máximo es de 0.8mm siendo menor al permitido de 25.86 mm que recomienda el estudio de suelos.

4.2 Recomendaciones

1. Es fundamental cumplir a cabalidad con la NEC para que los diseños sean dúctiles, que permitan la disipación de energía ante las solicitaciones a las que son sometidos y así obtener como resultado un buen análisis y diseño estructural.
2. Para utilizar cualquier programa de análisis estructural es fundamental que el profesional tenga un adecuado criterio estructural y sepa interpretar los resultados.
3. Todo el proceso de diseño debe hacerse manualmente debido a que ningún software está programado para diseñar de acuerdo a la NEC 2015: peligro sísmico. Es por ello que en el presente proyecto el programa fue utilizado solamente para comprobación y análisis lineal.
4. En la obra debe respetarse obligatoriamente los espaciados entre estribos, especialmente aquellos cercanos a los nudos, así como los ganchos y patas en las varillas, tal como se detalla en los planos estructurales.

MATERIAL DE REFERENCIA

Referencias Bibliográficas

- [1] S. Baize, L. Audin, A. T. Winter, A. Alvarado, L. Pilatasig, M. Taibe, P. Reyes, P. Kauffmann, y H. Yepes, “Paleoseismology and tectonic geomorphology of the Pallatanga fault (central Ecuador), a major structure of the South American crust”, *Geomorphology*, vol. 237, pp. 14-28, mayo, 2015. [Online]. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2014.02.030>
- [2] M. Chlieh, P. Mothes, J. Nocquet, P. Jarrín, P. Charvis, D. Cisneros, Y. Font, J. Collot, J. Villegas, F. Rolandome, M. Vallée, M. Regnier, M. Segovia, X. Martin, y H. Yepes, “Distribution of discrete seismic asperities and aseismic slip along the Ecuadorian megathrust”, *Earth and Planet. Sci. Lett.*, vol. 400, pp. 292-301, mayo, 2014. [Online]. Disponible en: http://www.ipgp.jussieu.fr/~vallee/PUBLICATIONS/2014_Chlieh_et_al_CouplingEcuador_EPSL.pdf
- [3] C. Beauval, J. Marinière, A. Laurendeau, J. Singaicho, C. Viracucha, M. Vallée, E. Maufroy, D. Mercerat, H. Yepes, M. Ruiz, y A. Alvarado, “Comparison of observed ground-motion attenuation for the 16 April 2016 Mw 7.8 Ecuador megathrust earthquake and its two largest aftershocks with existing ground-motion prediction equations”, *Seismol. Res. Lett.*, vol. 88, no. 2A, pp. 287-299, febrero, 2017. [Online]. Disponible en: <https://doi.org/10.1785/0220160150>
- [4] M. Rojas y J. Arenas, “technical and financial study of structural steel and structural concrete”, *Dyna*, no. 155, pp. 47-56, julio, 2008. [Online]. Disponible en: <http://www.scielo.org.co/pdf/dyna/v75n155/a05v75n155.pdf>
- [5] L. Zeevaert, “Acceleration in the building floors using the seismo-geodynamic theory”, *Ingeniería Investigación y Tecnología*, *Ing. Invest. y Tecnol.* vol. 6m no. 1, pp. 59–88. octubre, 2003. [Online]. Disponible en: <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2005.06n1.005>

- [6] L. Carrera y C. Constante, “Estudio comparativo de una estructura sismo-resistente de hormigón armado utilizando la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC15) y la Norma Chilena de la construcción (NCh433 mod2009)”, tesis de pregrado, Fact. Ing. Civ. Univ. Central del Ecuador, Quito, Ecuador, 2019 [Online]. Disponible en: <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/18644/1/T-UCE-0011-ICF-133.pdf>
- [7] C. Vásquez, “Análisis del desempeño sísmico del edificio Peña, aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 vigente en el Distrito Metropolitano de Quito en el año 2015”, tesis de pregrado, Fact. Ing. Civ. Univ. Intern. del Ecuador, Quito, Ecuador, 2015. [Online]. Disponible en: <https://repositorio.uide.edu.ec/bitstream/37000/2202/1/T-UIDE-1251.pdf>
- [8] F. Clementi, A. Formisano, y G. Milani, “Design, analysis and retrofitting of civil structures and infrastructures in Seismic Prone Areas”, *AIP Conf. Proc.*, diciembre, 2019, doi: 10.1063/1.5138007
- [9] J. Rebotier, P. Pigeon, y P. Metzger, “Returning social context to seismic risk knowledge & management. Lessons learned from an interdisciplinary research in the city of Esmeraldas, Ecuador.” *Cybergeog: Euro. Jour. of Geog.*, marzo, 2019. [Online]. Disponible en: <https://journals.openedition.org/cybergeog/31787#quotation>
- [10] R. Orlor, *Introducción al cálculo de hormigón estructural*, 2da ed., Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2012. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/34276>
- [11] P. Perles, *Hormigón armado*, 6ta ed., Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2016. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/45373>
- [12] J. Bernal, *Hormigón armado Vigas*, Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2005. [Online]. Disponible en <https://www.digitaliapublishing.com/a/51286>

- [13] J. Bernal, *Hormigón armado Columnas*, Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2006. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/51287>
- [14] J. Bernal, *Hormigón armado Losas*, Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2005. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/51288>
- [15] J. Bernal, *Hormigón armado Zapatas*, Buenos Aires, Argentina: Editorial Nobuko, 2005. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/51872>
- [16] Awad, RR. Análisis y diseño sísmico de edificios 2da ed., Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012.
- [17] A. Chopra, *Dinámica de Estructuras*. 4ta ed., México: Pearson, 2014. [Online]. Disponible en : <http://hebmerma.com/wp-content/uploads/2020/10/Dinamica-de-Estructuras-4Ed-Anil-K.-Chopra-1.pdf>
- [18] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (Cargas Sísmicas - Diseño Sismorresistente)*. Acceso: marzo 7, 2022. [Online]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- [19] R. Riddell y P. Hidalgo, *Diseño estructural*, 5ta ed., Santiago de Chile, Chile: Universidad Católica de Chile, 2010. [Online]. Disponible en: <https://www.digitaliapublishing.com/a/38234>
- [20] C. Páez V, "Determinación de la carga permanente debida al peso de mampostería de bloque en edificaciones de vivienda", tesis de pregrado, Fact. Ing. Civ. PUCE, Quito, Ecuador, 2014. [Online]. Disponible en <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/6390/9.20.000010.pdf?sequence=4>

- [21] *Norma ecuatoriana de la construcción, cargas no sísmicas*, NEC-SE-CG, diciembre 2004. [Online]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- [22] *Norma ecuatoriana de la construcción, estructura de hormigón armado*, NEC-SE-HM, diciembre 2014. [Online]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-HM-Hormig%C3%B3n-Armado.pdf>
- [23] E. Chávez. (2021). *Diseño de Estructuras Sismorresistentes en Hormigón Armado con la NEC-15 aplicando Etabs*. Quito, Ecuador. Centro de Capacitación Estructural CECAEST (2021).
- [24] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE standard ASCE/SEI 7-10, 2010. Disponible en: https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf
- [25] C. Medina y S. Medina, “Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares”, *Rev. Politéc.* vol. 39, no. 2, pp. 1-9, julio, 2017. Disponible en: <http://scielo.senescyt.gob.ec/pdf/rpolit/v39n2/2477-8990-rpolit-39-02-00051.pdf>
- [26] *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, ACI 319-19. Comité Instituto Americano del Concreto, 2019.
- [27] *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15-Guía-Hormigón-Armado (Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, Quito, Ecuador, 2016. [Online]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>

Anexos

Anexo 1.- Estudio geotécnico de suelos



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

ESTUDIO DE SUELOS REFERENCIAL



PROYECTO:

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO DE LA EMPRESA PÚBLICA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL CANTÓN SAN JOSÉ DE CHIMBO (EP - MAPA - CCH)

UBICACIÓN:

La Merced, San José de Chimbo, Provincia Bolívar.

DE: Ing. Santiago Zamora Altamirano

PARA: Ing. Carlita Santillán

MAYO 2022

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono. 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

ESTUDIO DE SUELOS REFERENCIAL

Contenido:

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. OBJETIVOS	3
Objetivo General:	3
Objetivos Específicos:	3
1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO	3
1.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TERRENO DEL PROYECTO.....	4
2. PLANIFICACIÓN DEL ESTUDIO	4
2.1 Perforaciones	4
2.2 Detalles de perforaciones:	4
3. MEMORIA TÉCNICA.....	5
3.1. Análisis de capacidad de carga.....	5
3.2 Análisis de asentamientos.....	5
3.3 Análisis del módulo de balastro.....	6
3.4 Identificación y clasificación de los suelos SUCGS.....	6
4. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ZONA.....	7
5. CONCLUSIONES TÉCNICAS:	8
6. RECOMENDACIONES	8
7. ANEXOS.....	10

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVOS

Objetivo General:

El presente informe técnico de Mecánica de Suelos se realiza para estudiar el subsuelo en donde se ejecutará la construcción del EDIFICIO DE LA EP-MAPA-CCH, con el fin de conocer las características físicas del suelo existente de implantación del proyecto.

Objetivos Específicos:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo
- Determinar las propiedades índice y técnicas de los suelos infra yacentes
- Determinar la presencia o no de nivel freático
- Determinar la posibilidad de asentamiento totales o diferenciales
- Determinar la capacidad de carga
- Determinar el coeficiente de balastro
- Determinar el Angulo de rozamiento y Cohesión.
- Recomendar el ancho y profundidad de las cimentaciones

1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

La Merced, San José de Chimbo, Provincia Bolívar.

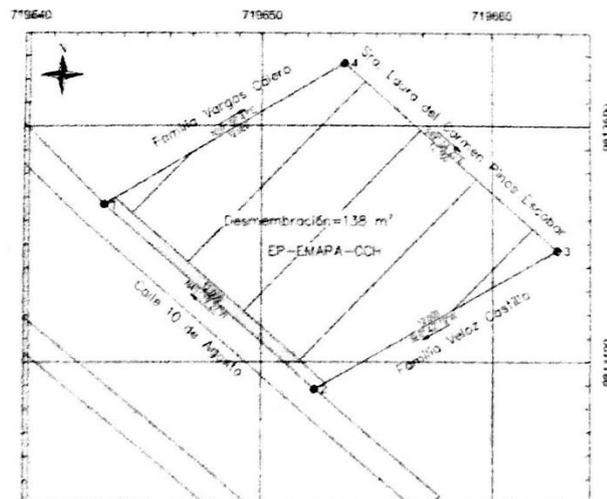


FIGURA 1. Ubicación del proyecto.

FUENTE: Elaboración propia

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

1.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TERRENO DEL PROYECTO

El terreno natural es de topografía inclinada, en donde se implantará la construcción del edificio de la EP-MAPA-CCH.



FIGURA 2. Vista del terreno para la construcción

FUENTE: Elaboración propia.

2. PLANIFICACIÓN DEL ESTUDIO

2.1 Perforaciones

Se localizaron 3 puntos de muestreos de 6.00m de profundidad cada una, distribuidas al área del Proyecto, conforme a lo estipulado en el apartado 9.3 (Cap.9 NEC-15).

2.2 Detalles de perforaciones:

Perforación	Norte	Este	Nivel
1	9813503.45	719643.58	N -1.80
2	9813501.77	719653.02	N -2.20
3	9813500.93	719661.79	N -2.50

TABLA 1. Coordenadas de las perforaciones.

FUENTE: Elaboración propia

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

En cada una de las perforaciones se efectuaron ensayos de penetración estándar (S.P.T), cada metro de profundidad y que consiste en contar el número de golpes (N) que se requiere para hincar el tubo toma muestra 30 cm. (después de penetrar 15 cm.), con un peso de 140 lb (Martillo tipo seguro SAFETY), y una altura de caída libre de 76 cm. determinando así el grado de consistencia y compacidad del suelo encontrado.

En los muestreos se recuperaron muestras de suelo respectiva que fue sometida a ensayos clasificatorios en el laboratorio, a partir de las propiedades índices (humedad natural, granulometría, y límites de Atterberg), y así determinar el tipo de suelo existente.

La boca de la perforación se la niveló tomando como referencia, la calle principal (0.00 mt). (Ver croquis).

Anexo a este informe se presentan los resúmenes de los resultados de laboratorio, de campo y fotos de las perforaciones.

3. MEMORIA TÉCNICA

3.1. Análisis de capacidad de carga

La capacidad de carga admisible del suelo de Fundación ha sido ganada considerando que éste puede fallar por compresión asentamiento.

Las siguientes expresiones empíricas propuestas por Meyerhoff y Teng han sido utilizados para los cálculos respectivos por compresión:

Según Teng:

$$q_{adm} = 3.52 (N-3) * (B+0.305)^2 / (2*B)^2$$

Según Meyerhoff:

$$q_{adm} = Nkd/0.8 \text{ si } B < 1.2m$$

$$q_{adm} = Nkd / 1.2*(B+0.305)^2 \text{ si } B \geq 1.2m$$

$$kd = 1+0.2Df/B \leq 1.2m$$

3.2 Análisis de asentamientos

De acuerdo con el perfil estratigráfico encontrado y dadas las características de la estructura a construirse, concluye que los asentamientos a considerar serán a corto plazo.

Los asentamientos se calcularán sobre la base de la fórmula empírica de Meyerhoff siguiente:

$$S_i = C_d * C_w * (q / 1.92N) * (2b / (b+0.305))^2$$

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

3.3 Análisis del módulo de balastro

El módulo de balastro es una magnitud asociada a la rigidez del terreno. Pero claro, una cosa es tener el coeficiente de balastro de una placa cuadrada de 30 cm de lado y otra muy distinta es tenerla para el tamaño real cimentación. Aunque sea el mismo terreno, el valor debe ser corregido por las dimensiones de nuestra cimentación. Para ello, fue Terzaghi (1955) quien propuso las siguientes formulaciones:

Para suelos cohesivos:

$$k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$$

Para suelos arenosos

$$k = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

Para suelos de transición (entre arenas y arcillas)

$$k = \frac{\%cohesivo}{100} \cdot k_{cohesivo} + \frac{\%arenoso}{100} \cdot k_{arenoso}$$

%cohesivo es el porcentaje del suelo que se puede suponer cohesivo y %arenoso el porcentaje que se supone arenoso. (%cohesivo+%arenoso=100)

Si lo que tenemos es una losa rectangular de lados B(m) y L(m) (L>B):

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3} k_{cuadrado} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

3.4 Identificación y clasificación de los suelos SUCGS

Mediante un examen de los resultados obtenidos, se deduce que el subsuelo en cuestión es perfectamente determinante, mediante la clasificación realizada con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S.

Corresponde a una Capa vegetal 0.15 m de espesor en toda el área del terreno, el subsuelo está compuesto de arena con presencia de limos (10%), suelos homogéneos hasta la profundidad alcanzada de 6m, sin embargo, la característica de densidad media, escasamente variable a la

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

profundidad, hace un suelo de mediano comportamiento a la capacidad de carga y resistencia al corte.

4. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ZONA

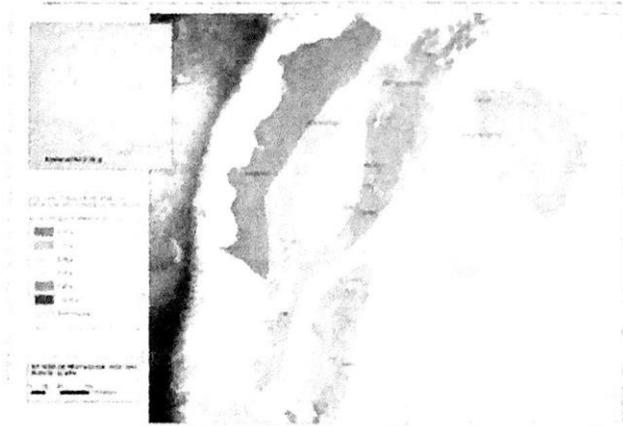


FIGURA 3. Mapa de zonas sísmicas y factor Z

FUENTE: NEC 2015(PELIGRO SÍSMICO)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. NEC 2015(PELIGRO SÍSMICO)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

TABLA 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

FUENTE: NEC 2015(PELIGRO SÍSMICO)

El área de estudio en el cantón San José de Chimbo, provincia de Bolívar, se encuentra enclavada en una zona de intensidad sísmica grado IV, valor de $Z = 0.35$, caracterización de la amenaza sísmica alta, según el mapa de zonificación sísmica para el diseño que fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local.

Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

Con los resultados obtenidos del ensayo SPT de campo, se han correlacionado los coeficientes del perfil del suelo F_a , F_d y F_s según la NEC 2015.

Factor de zona Z (%g)	0.35
Relación de amplificación espectral η	2.48
Factor de sitio (F_a)	1.25
Factor de sitio (F_d)	1.28
Factor de comportamiento inelástico del suelo (F_s)	1.19
Factor en el espectro para diseño elástico (r)	1.00

TABLA 3. Coeficientes del perfil del suelo para el espectro de diseño.

FUENTE: Elaboración propia.

5. CONCLUSIONES TÉCNICAS:

- El tipo de cimentación será de Zapatas Aisladas.
- La profundidad de desplante de la cimentación será de 1.50 m medidos a partir del nivel de proyecto.
- Se recomienda compactar/densificar e hidratar el área antes de realizar los cambios de suelos recomendados en áreas de contrapiso y cimentación.
- Para el cálculo de la cimentación la capacidad portante admisible del suelo será $q_a = 2.20 \text{ kg/cm}^2 = 22 \text{ Tn/m}^2$.
- Para la utilización del espectro de diseño para obtener la fuerza sísmica, el suelo se lo clasifica: Perfil Tipo "D" - Zona sísmica "IV".

6. RECOMENDACIONES

- El subsuelo para sustentar el edificio, alcanza la capacidad de carga de diseño de 22 Tn/m^2 , a una profundidad de desplante de 1.50m.
- El estudio de suelo cumple con la normativa ecuatoriana NEC 2015 Capítulo 9 de geotecnia y cimentación.



"Plasmamos tus ideas & construimos tus sueños"

Bajo estas circunstancias, considerando las características de los estratos del subsuelo encontrado, se propone los siguientes criterios para la cimentación.

- Tipo de Cimentación: Zapatas Aisladas
- Profundidad de Cimentación, (Df): 1.50m
- Capacidad portante de carga: 22 ton/m²
- Asentamiento Total máximo esperado: 5mm
- Asentamiento Previsible: 25.86 mm
- Angulo de fricción ϕ : 15°
- Cohesión: 0.35kg/m²
- Coeficiente de balastro: 10.45 kg/cm³

La información consignada en este informe, así como las conclusiones y recomendaciones entregadas, y el alcance de estos estudios se limitan a las áreas y elementos definidos con los **representantes del proyecto**, cualquier cambio o modificación en las condiciones locales del suelo y de la cimentación que puedan afectar los parámetros definidos deberán ser consultados, para que exista un buen comportamiento de las cimentaciones.

Preparado por:

Ing. Santiago Zamora A.

Registro Senecyt: 1010-2021-2368078

C.I.: 180488136-3

Chimbo, 16 de mayo de 2022

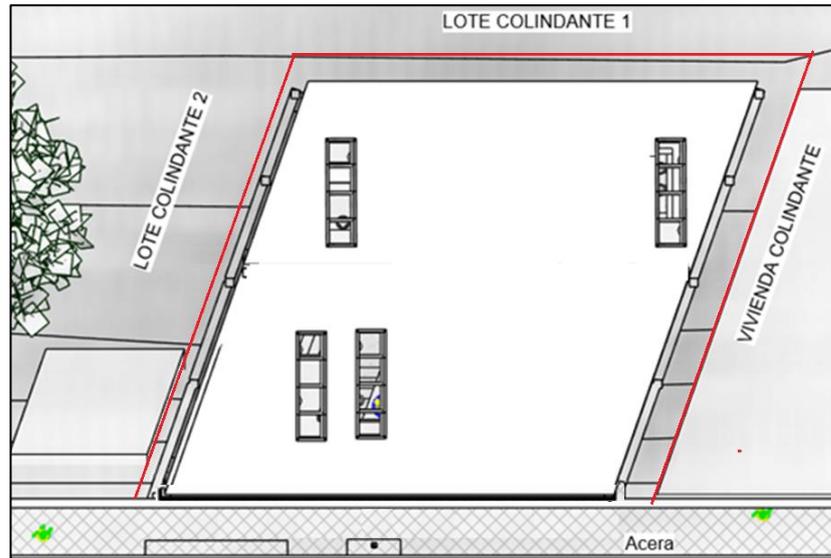
Calle César Silva y Psj. Abelardo Montalvo

Teléfono: 0995691092

AMBATO - ECUADOR

Anexo 2.- Planos Arquitectónicos

Figura 65. Implantación del Edificio



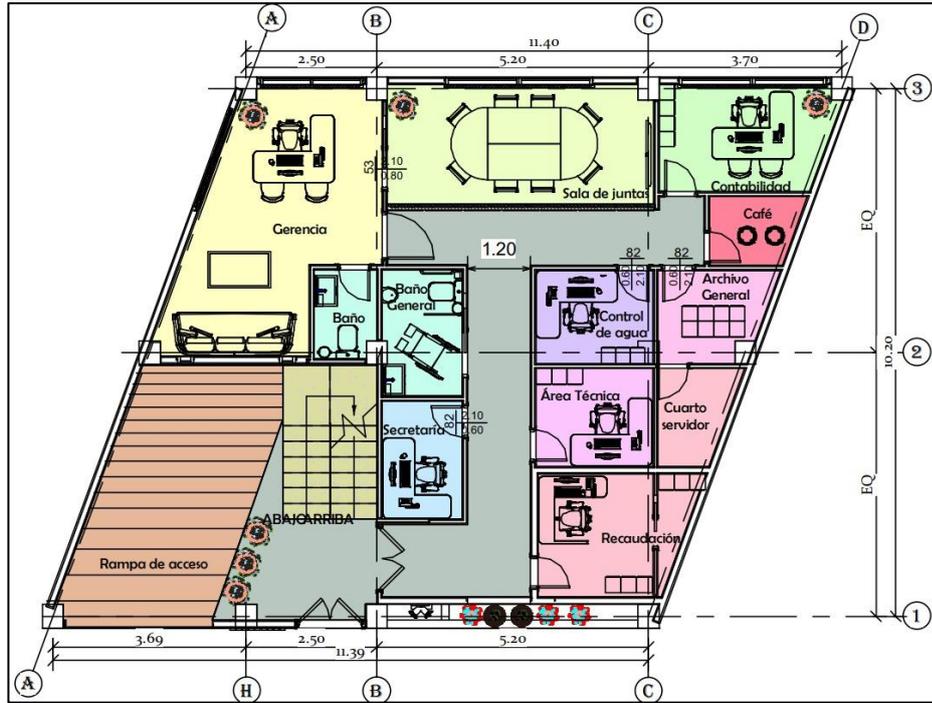
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 66. Primera planta del edificio



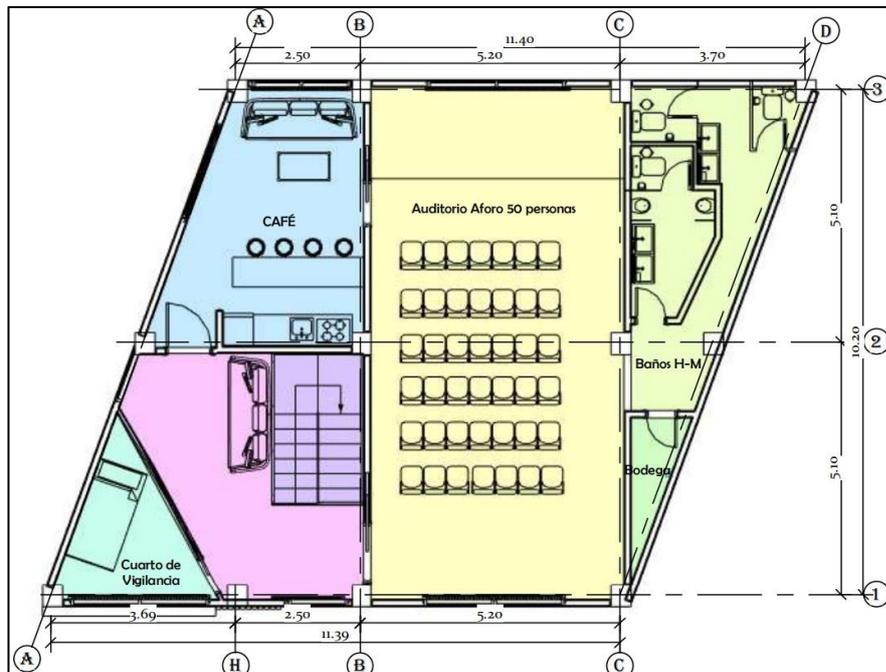
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 67. Segunda planta del edificio



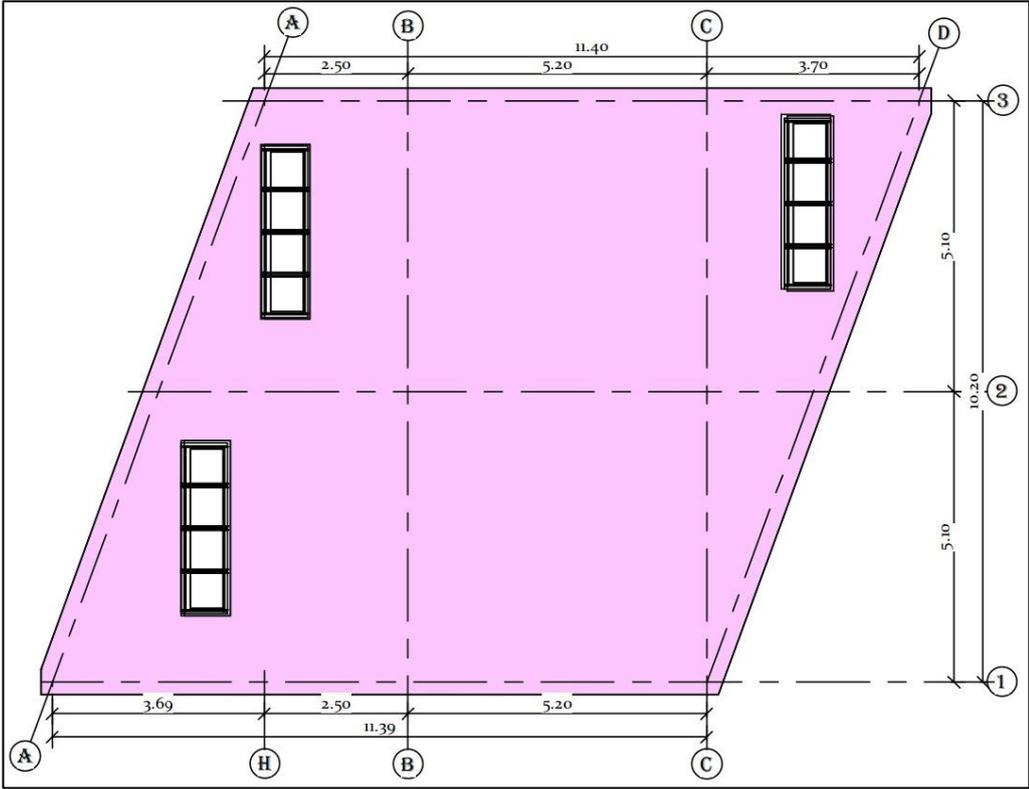
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 68. Tercera planta del edificio



Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 69. Cubierta del edificio



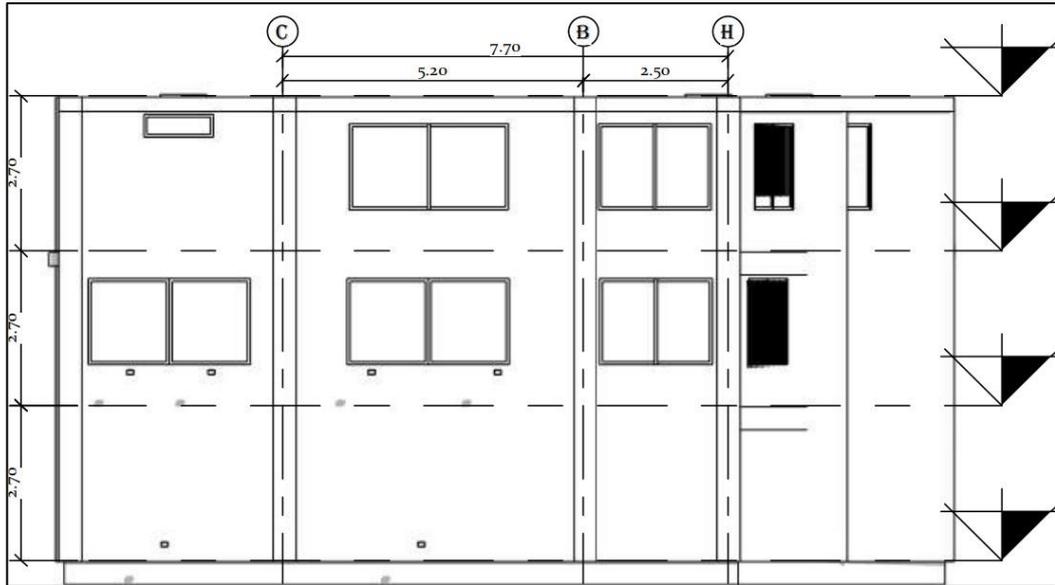
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 70. Fachada frontal del edificio



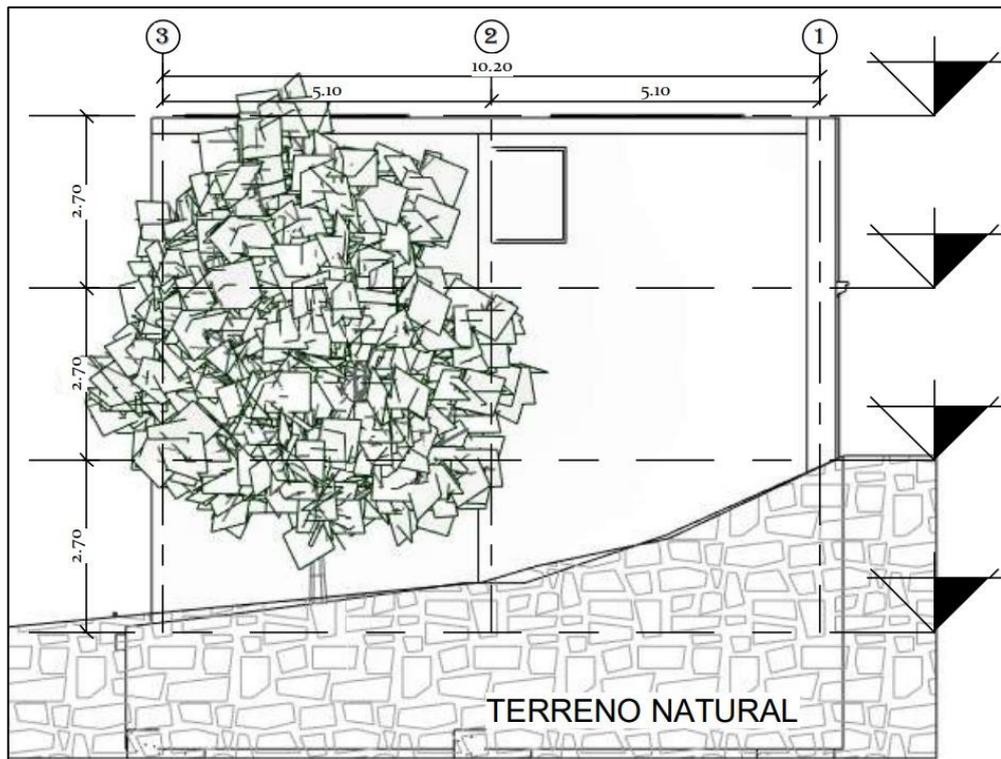
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 71. Fachada posterior del edificio



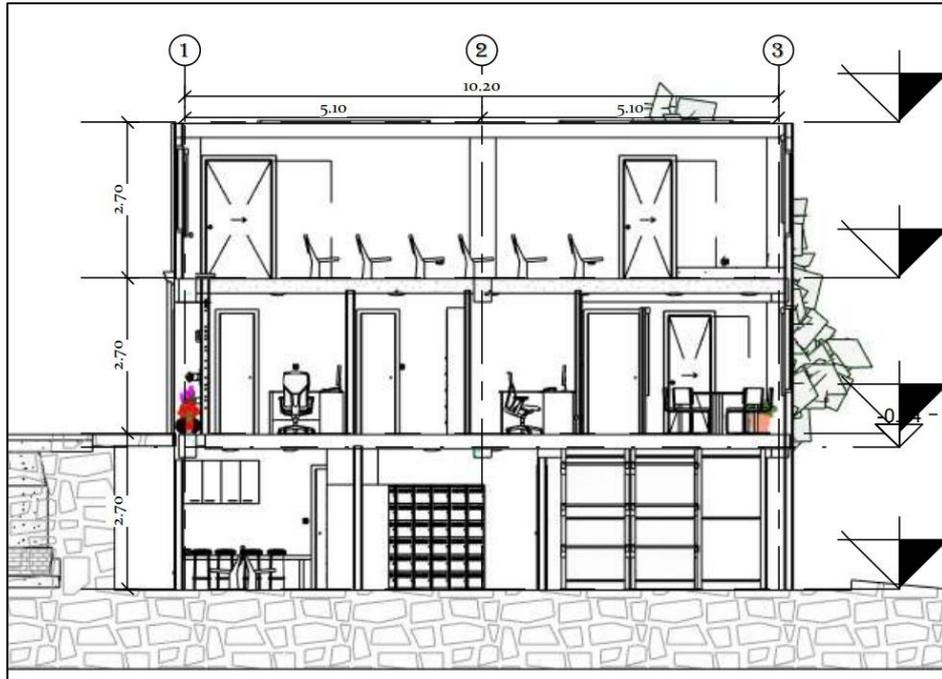
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 72. Fachada lateral izquierda del edificio



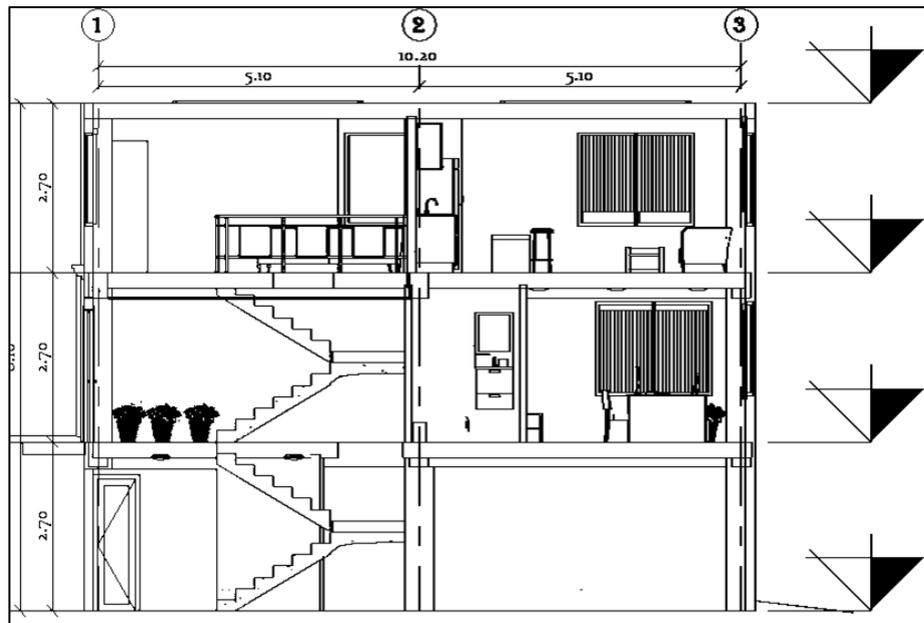
Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 73. Corte A-A' del edificio



Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Figura 74. Corte B-B' del edificio



Fuente: EP-MAPA-CCH, 2022

Anexo 3.- Sismo de diseño

Factor de zonificación sísmica y factor de zona Z

Se debe determinar el valor de Z siendo esta la aceleración máxima en roca P.G.A (peak ground acceleration) esperada para un sismo de diseño (TR = 475 años), esta aceleración es expresada en porcentajes de la gravedad es decir se debe realizar una multiplicación del factor Z por la gravedad de la tierra siendo esta de 9.81m/s^2 [18].

Figura 75. Factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

El Cantón Chimbo se encuentra en la Zona Sísmica IV, por lo tanto, el coeficiente Z es de 0.35.

Clasificación del Suelo

Se obtiene del estudio de suelos proporcionado por la empresa “EP-MAPA-CCH”, se adjunta en el **Anexo 1**, donde especifica que el tipo de suelo es D.

Factores de Amplificación del suelo: Fa, Fd y Fs.

Estos factores se calculan dependiendo de la zona sísmica y del tipo de suelo revisada anteriormente.

Factor de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa).

Se caracteriza por ampliar las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca. Para el análisis se utiliza un valor de Fa de 1.25.

Figura 76. Factor Fa en función del tipo de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Se caracteriza por ampliar las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca. Para el análisis se utiliza un valor de Fd de 1.28.

Figura 77. Factor Fd en función del tipo de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Factor del comportamiento no lineal del suelo (Fs)

Se caracteriza por considerar el comportamiento no lineal del suelo, este dependerá de las aceleraciones y desplazamientos de los espectros de respuesta elástico para diseño en roca. Para el análisis se utiliza un valor de Fs de 1.19.

Figura 78. Factor F_s en función del tipo de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Relación de amplificación espectral, (η)

Es la relación entre el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) respecto a la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (z). Para el análisis se utiliza un valor de η de 2.48.

Figura 79. Factor η en función del tipo de suelo

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Factor de amplificación (r)

Este coeficiente es usado en el espectro de diseño elástico, este depende de la ubicación geográfica del sitio. Para el análisis se utiliza un valor de $r = 1$.

Figura 80. Factor r en función del tipo de suelo

$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Factores para la reducción de resistencia sísmica R

Este coeficiente permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño siempre y cuando la estructura conjuntamente con sus conexiones se diseñen con adecuada ductilidad y con un mecanismo de falla permisible es decir que se concentre el daño en las rotulas plásticas. Es necesario ser conservador, por ello al ser una estructura irregular y además para tener un factor de seguridad adicional y así asegurarnos por si ocurre algún tipo de falla ya en obra, se ha considerado un factor de reducción sísmica de $R=6$, un valor menor al que estipula la normativa de $R=8$ para estructuras con pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. [18]

Figura 81. Factor de reducción R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Coefficiente de importancia según la categoría de la estructura (I)

Este coeficiente permite aumentar la demanda sísmica de la estructura para que durante y después de un sismo de diseño esta estructura permanezca operativa o con daños menores, la edificación según la norma ecuatoriana pertenece a la categoría “Otras estructuras”, por cuanto se utiliza un valor de $I=1$.

Figura 82. Factor de mayoración I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

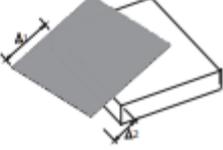
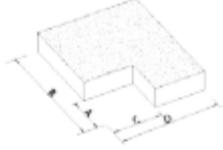
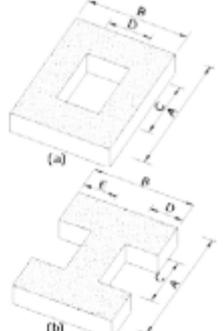
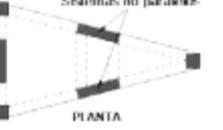
Configuración estructural

Se obtiene dos factores que se encargan de penalizar la estructura, estos factores son; Irregularidad en planta y elevación según la norma de estudio NEC-SE-DS, 2015 [18].

Coefficiente de configuración en planta.

Para el análisis se considera una irregularidad tipo 1 y 4 por que asumimos un valor de 0.81.

Figura 83. Coeficiente de irregularidad en planta

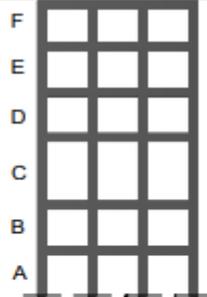
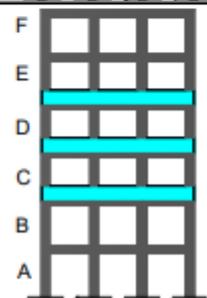
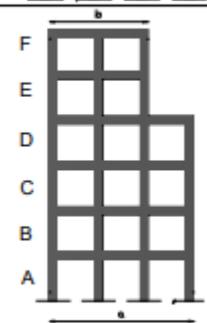
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_n=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_n=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Coefficiente de configuración en elevación

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de irregularidad en elevación de la estructura, para el proyecto se usa un valor de $\phi_E=0.90$, el proyecto presenta irregularidad por distribución de masa [18].

Figura 84. Coeficiente de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

El periodo de vibración T

$$T = Ct * hn^\alpha$$

Para el análisis utilizaremos un valor de $C_t = 0,055$ y de $\alpha = 0,9$ obtenidos de la **Figura 85** y la altura de 8.10 m obtenido del **Anexo 2**.

Figura 85. Coeficiente C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

$$T = C_t * hn^\alpha$$

$$T = 0.055 * 8.10^{0.90}$$

$$T = 0.3714$$

Periodo límite de vibración (T_o)

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.19 * \frac{1.28}{1.25}$$

$$T_o = 0.1219$$

Periodo límite de vibración (T_c)

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.19 * \frac{1.28}{1.25}$$

$$T_c = 0.6702$$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a

Para este cálculo debemos realizar un condicional para saber que fórmula debo ocupar para este cálculo como se muestra en la **Figura 86**.

Figura 86. Rangos del espectro elástico de aceleraciones

$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$
$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

$$S_a = n * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.35 * 1.25$$

$$S_a = 1.085$$

Reducción de cargas sísmicas, este depende del tipo de estructura

- Aceleración reducida C (%g):

$$C = \frac{S_a * I}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$C = \frac{1.085 * 1}{6 * 0.81 * 0.9}$$

$$C = 0.2481$$

- Factor de distribución de fuerzas en pisos k :

Para este cálculo debemos realizar un condicional para saber que fórmula debo ocupar para este cálculo como se muestra en la **Figura 87**.

Figura 87. Determinación del factor k

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015 [18]

Entonces sabiendo que el valor de T es de 0.37 se calcula este coeficiente con esta condición de $T \leq 0.5$ utilizaremos un valor de $k = 1$.

Espectro elástico y reducido NEC 2015 TR = 475 años:

Para graficar el espectro de respuesta elástico e inelástico se debe realizar imponiendo periodos “T” en intervalos de 0.5 segundos y así tener los valores de “Sa” y proceder a graficar dicho espectro, en la **Tabla 21** se muestra los datos del espectro.

Tabla 21. Valores del espectro de diseño reducido y sin reducir

Periodo fundamental	Aceleración	aceleración reducida
T(s)	Sa (%g)	C (%g)
0.00	0.4375	0.1000
0.05	0.7032	0.1608
0.10	0.9689	0.2215
0.15	1.0850	0.2481
0.20	1.0850	0.2481
0.25	1.0850	0.2481
0.30	1.0850	0.2481
0.35	1.0850	0.2481
0.40	1.0850	0.2481
0.45	1.0850	0.2481

0.50	1.0850	0.2481
0.55	1.0850	0.2481
0.60	1.0850	0.2481
0.65	1.0850	0.2481
0.70	1.0388	0.2375
0.75	0.9696	0.2217
0.80	0.9090	0.2078
0.85	0.8555	0.1956
0.90	0.8080	0.1847
0.95	0.7654	0.1750
1.00	0.7272	0.1662
1.05	0.6925	0.1583
1.10	0.6611	0.1511
1.15	0.6323	0.1446
1.20	0.6060	0.1385
1.25	0.5817	0.1330
1.30	0.5594	0.1279
1.35	0.5386	0.1231
1.40	0.5194	0.1187
1.45	0.5015	0.1147
1.50	0.4848	0.1108
1.55	0.4691	0.1073
1.60	0.4545	0.1039
1.65	0.4407	0.1008
1.70	0.4278	0.0978

1.75	0.4155	0.0950
1.80	0.4040	0.0924
1.85	0.3931	0.0899
1.90	0.3827	0.0875
1.95	0.3729	0.0853
2.00	0.3636	0.0831
2.05	0.3547	0.0811
2.10	0.3463	0.0792
2.15	0.3382	0.0773
2.20	0.3305	0.0756
2.25	0.3232	0.0739
2.30	0.3162	0.0723
2.35	0.3094	0.0707
2.40	0.3030	0.0693
2.45	0.2968	0.0679
2.50	0.2909	0.0665
2.55	0.2852	0.0652
2.60	0.2797	0.0639
2.65	0.2744	0.0627
2.70	0.2693	0.0616
2.75	0.2644	0.0605
2.80	0.2597	0.0594
2.85	0.2551	0.0583
2.90	0.2508	0.0573
2.95	0.2465	0.0564

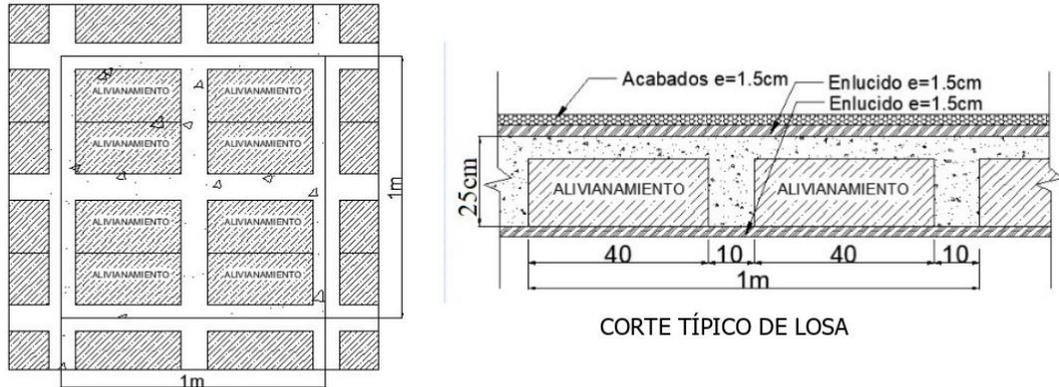
3.00	0.2424	0.0554
3.05	0.2384	0.0545
3.10	0.2346	0.0536
3.15	0.2308	0.0528
3.20	0.2272	0.0520
3.25	0.2237	0.0512
3.30	0.2204	0.0504
3.35	0.2171	0.0496
3.40	0.2139	0.0489
3.45	0.2108	0.0482
3.50	0.2078	0.0475
3.55	0.2048	0.0468
3.60	0.2020	0.0462
3.65	0.1992	0.0455
3.70	0.1965	0.0449
3.75	0.1939	0.0443
3.80	0.1914	0.0437
3.85	0.1889	0.0432
3.90	0.1865	0.0426
3.95	0.1841	0.0421
4.00	0.1818	0.0416
4.05	0.1795	0.0410
4.10	0.1774	0.0405
4.15	0.1752	0.0401
4.20	0.1731	0.0396

4.25	0.1711	0.0391
4.30	0.1691	0.0387
4.35	0.1672	0.0382
4.40	0.1653	0.0378
4.45	0.1634	0.0374
4.50	0.1616	0.0369
4.55	0.1598	0.0365
4.60	0.1581	0.0361
4.65	0.1564	0.0358
4.70	0.1547	0.0354
4.75	0.1531	0.0350
4.80	0.1515	0.0346
4.85	0.1499	0.0343
4.90	0.1484	0.0339
4.95	0.1469	0.0336
5.00	0.1454	0.0332

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4.- Cuantificación de cargas

CÁLCULO DE CARGA MUERTA LOSA (CM Losa):



En la cuantificación del peso de la losa se aplica la Norma NEC-SE-CG

DATOS LOSA:

$\delta_A := 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico Acabados
$\delta_E := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico Enlucido
$\delta_H := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico Hormigón
$e := 25 \text{ cm}$	Espesor de la losa
$Pb := 8 \text{ kgf}$	Peso de 1 bloque típico
$el := 5 \text{ cm}$	Espesor loseta
$n := 3.6 \text{ m}$	Longitud nervios
$a := 1 \text{ m} \quad b := 1 \text{ m}$	Faja de 1m
$x := 0.10 \text{ m}$	Ancho nervios
$y := 0.20 \text{ m}$	Altura nervios

CÁLCULOS:

- Peso propio loseta (PL):	$PL := el \cdot a \cdot b \cdot \delta_H$	$PL = 120 \text{ kgf}$
- Peso propio nervios (PN):	$PN := n \cdot x \cdot y \cdot \delta_H$	$PN = 172.8 \text{ kgf}$
- Peso propio alivianamiento (PB):	$PB := 8 Pb$	$PB = 64 \text{ kgf}$

Peso propio losa (PPL): $PPL = 292.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

"El peso propio losa para el adicional de carga muerta es el peso propio de loseta más el peso propio de los nervios ya que los demás no se modelan en el programa"

Peso debido a las instalaciones: $PI := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Peso debido al cielo Razo: $PG := 20 \frac{kgf}{m^2}$

Peso debido a los acabados de piso: $AP := 40 \frac{kgf}{m^2}$

Peso debido al masillado inferior: $MI := 40 \frac{kgf}{m^2}$

Carga muerta pared
recomendación Carlos P. (2014) : $CMP := 210 \frac{kgf}{m^2}$

Carga muerta adicional: $CMA := PI + PG + AP + MI + CMP$

$$CMA = 330 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga muerta losa entrepiso: $CML := PPL + CMA$

$$CML = 622.8 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga muerta losa cubierta: Se tomará como dato el peso de losa de entrepiso sin contar con el peso de las paredes.

Peso propio cubierta: $PPC := 300 \frac{kgf}{cm^2}$

Carga muerta adicional: $CMAC := 120 \frac{kgf}{cm^2}$

Carga muerta losa cubierta: $CMC := 420 \frac{kgf}{cm^2}$

CARGA VIVA (L) SEGÚN NEC-SE-CG 2015

- Cubierta inaccesible: $L_{TI} := 70 \frac{kgf}{m^2}$

- Planta 1 (Oficinas): $L_o := 240 \frac{kgf}{m^2}$

- Planta 2 (Sala de reuniones): $L_s := 290 \frac{kgf}{m^2}$

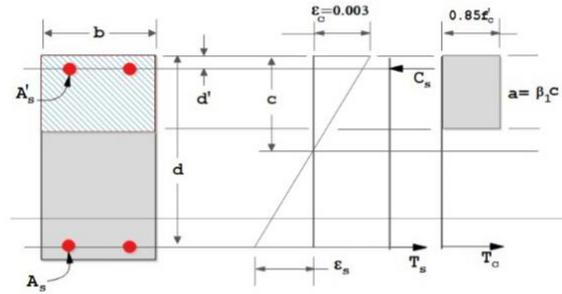
(NEC 2015 – CARGAS (NO SÍSMICAS)
4.2 Carga viva: sobrecargas mínimas –
Tabla 9. Pág29.)

Anexo 5.- Diseños de elementos estructurales /Estructura – Cimentación)

DISEÑO A FLEXIÓN USANDO ACI318-19 Y NEC2015-SE-HM		
A) Materiales:		
Hormigón:	$f_c := 240 \frac{kgf}{cm^2}$	Modulo de elasticidad hormigón
Esfuerzo de Fluencia:	$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$	$E_c := 13000 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{kgf}{cm^2}\right)^{0.5}$
Módulo de elasticidad:	$E_s := 200000 MPa$	$E_c = 201395.13 \frac{kgf}{cm^2}$
B) Geometría:		
Altura:	$h := 40 \text{ cm}$	<p>Diagrama de un elemento estructural rectangular con dimensiones b, h, d, d', r y áreas de acero As y As'.</p>
Base:	$b := 30 \text{ cm}$	
Recubrimiento:	$r := 2.5 \text{ cm}$	
Diámetro varilla estribo:	$\phi sE := 10 \text{ mm}$	
Diámetro varilla longitudinal:	$\phi sL := 16 \text{ mm}$	
Recubrimiento al centroide d':	$d' := r + \phi sE + \frac{1}{2} \cdot \phi sL = 4.3 \text{ cm}$	
Peralte Efectivo	$d := h - d' = 35.7 \text{ cm}$	
C) Datos:		
Coefficiente de Minoración (Tabla ACI 21.2.2):	$\phi_r := 0.9$	(NEC_SE_HM 3.3.4) Para flexión
Deformación unitaria del Acero (ACI 21.2.2.1):	$\epsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s}$	
Deformación unitaria del Concreto (ACI 21.2.2):	$\epsilon_{c_max} := 0.003$	
"Valores momento, corte y torsión"		
M_u	V_u	T_u
$(tonnef \cdot m)$	$(tonnef)$	$(tonnef \cdot m)$
13.78	13.4916	0.0406

D) Coeficiente de Whitney (ACI 22.2.2.4.3):

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 170 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < f_c < 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \\ \text{else if } f_c \geq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.65 \end{cases} = 0.85$$



$$\text{Verificación}_{\text{viga}} := \begin{cases} a \leftarrow d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} \\ a_{\text{max}} \leftarrow \frac{\epsilon_{c_{\text{max}}}}{\epsilon_{c_{\text{max}}} + \epsilon_{ty} + 0.003} \cdot d \cdot \beta_1 \\ \text{if } a < a_{\text{max}} \\ \quad \parallel \text{"Viga simplemente armada"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Viga doblemente armada"} \end{cases}$$

Verificación_{viga} = "Viga simplemente armada"

Cuantía Balanceada (NEC2015):

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right) = 0.0245$$

$$\rho_{\text{max}} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.0122 \quad \text{"Cuantía máxima permitida en zonas sísmicas para diseño a flexión"}$$

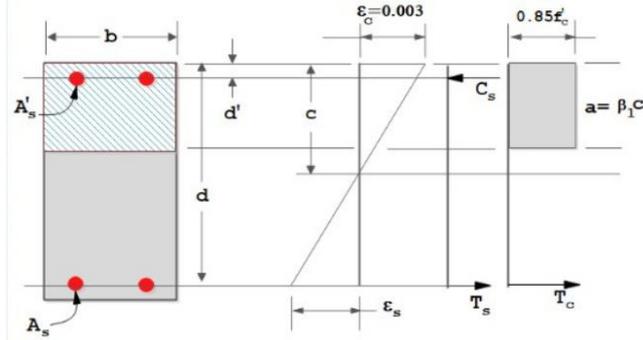
Refuerzo por temperatura:

$$\rho_{\text{temp}} := 0.0018 \quad \text{Cuantía por temperatura [ACI 24.4.3.2]}$$

$$A_{S_{\text{tempe}}} := \rho_{\text{temp}} \cdot b \cdot d = 1.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Refuerzo necesario por temperatura}$$

$$\phi_{\text{astemp}} := 12 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de refuerzo por temperatura}$$

E) Diseño de viga, Acero refuerzo mínimo y Acero de refuerzo máximo



$$A_{sc} := \left\{ \begin{array}{l} a \leftarrow d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} \\ a_{max} \leftarrow \frac{\epsilon_{c_max}}{\epsilon_{c_max} + \epsilon_{ty} + 0.003} \cdot d \cdot \beta_1 \\ c_{max} \leftarrow \frac{a_{max}}{\beta_1} \\ C \leftarrow 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a_{max} \\ M_{uc} \leftarrow C \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \cdot \phi_f \\ M_{us} \leftarrow M_u - M_{uc} \\ \text{if } a < a_{max} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{s_2} \leftarrow \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} f'_s \leftarrow \min \left(E_s \cdot \epsilon_{c_max} \cdot \left(\frac{c_{max} - d'}{c_{max}} \right), f_y \right) \\ A_{s_1} \leftarrow \frac{M_{us}}{\left(f'_s - 0.85 f_c \right) \cdot \left(d - d' \right) \cdot \phi_f} \\ A_{s1} \leftarrow \frac{M_{uc}}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)} \\ A_{s2} \leftarrow \frac{M_{us}}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - d' \right)} \\ A_{s_2} \leftarrow A_{s1} + A_{s2} \end{array} \right. \\ A_{s_3} \leftarrow \max \left(\frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa}}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{1.4 \cdot MPa}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{\sqrt{f_c \cdot MPa}}{4 f_y} \cdot b \cdot d \right) \\ A_{s_4} \leftarrow \rho_{max} \cdot b \cdot d \\ A_s \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 0 \\ 11.48 \\ 3.64 \\ 13.11 \end{bmatrix} cm^2$$

Área de Refuerzo Requerido:

$$A_s \quad A_{s_{min}} \quad A_{s_c} \quad A_{s_{max}}$$

$$A_{s_{c_2}} \quad A_{s_{c_3}} \quad \max(A_s, A_{s_{min}}) \quad A_{s_{c_4}}$$

$$V_{erificacion_1} := \text{if}(A_{s_c} > A_{s_{max}}, \text{"Falla frágil"}, \text{"Falla ductil"}) = \text{"Falla ductil"}$$

Refuerzo Mínimo: $A_{s_{min}} = 3.64 \text{ cm}^2$

Refuerzo Máximo: $A_{s_{max}} = 13.11 \text{ cm}^2$

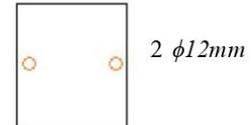
Refuerzo Requerido: $A_{s_c} = 11.48 \text{ cm}^2$

Refuerzo por temperatura: $A_{s_{tempe}} = 1.93 \text{ cm}^2$

Cuantía real de acero de temperatura:

$$\#var_{temp} := \frac{A_{s_{tempe}}}{0.00785 (\phi_{astemp} \cdot 10)^2} = 2 \quad \# \text{ Varillas de refuerzo por temperatura}$$

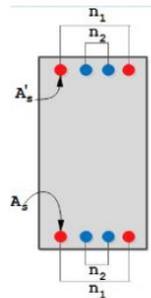
$$A_{s_{temp}} := \left(\frac{3.1418 \cdot \phi_{astemp}^2}{4} \right) \cdot 2 = 2.26 \text{ cm}^2$$



F) CAPACIDAD DE LA SECCIÓN POR FLEXIÓN:

Disposición de Refuerzo

Acero	d ₁ (mm)	n ₁	d ₂ (mm)	n ₂
“Superior”	16	2	16	4
“Inferior”	16	2	16	1



d1=Diámetro
n1= Número de Barras
d2=Diámetro adicional
n2= Número de Barras

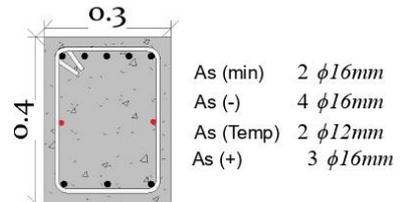
Refuerzo superior

$$A_{s_1} := n_{1_1} \cdot \frac{\pi \cdot d_{1_1}^2}{4} + n_{2_1} \cdot \frac{\pi \cdot d_{2_1}^2}{4}$$

$A_{s_1} = 12.06 \text{ cm}^2$ (Cuantía de acero superior final)

$\text{Refuerzo}_{superior} := \text{if}(A_{s_1} \geq A_{s_c}, \text{"ok"}, \text{"Falta Refuerzo"})$

$\text{Refuerzo}_{superior} = \text{"ok"}$



Área de Refuerzo Requerido:

$$A_s \quad A_{s_{min}} \quad A_{s_c} \quad A_{s_{max}}$$

$$A_{s_{c2}} \quad A_{s_{c3}} \quad \max(A_s, A_{s_{min}}) \quad A_{s_{c4}}$$

$$V_{verificacion_1} := \text{if}(A_{s_c} > A_{s_{max}}, \text{"Falla frágil"}, \text{"Falla ductil"}) = \text{"Falla ductil"}$$

Refuerzo Mínimo: $A_{s_{min}} = 3.64 \text{ cm}^2$

Refuerzo Máximo: $A_{s_{max}} = 13.11 \text{ cm}^2$

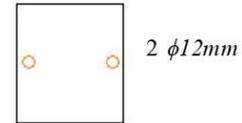
Refuerzo Requerido: $A_{s_c} = 11.48 \text{ cm}^2$

Refuerzo por temperatura: $A_{s_{tempe}} = 1.93 \text{ cm}^2$

Cuantía real de acero de temperatura:

$$\#var_{temp} := \frac{A_{s_{tempe}}}{0.00785 \cdot (\phi_{astemp} \cdot 10)^2} = 2 \quad \# \text{ Varillas de refuerzo por temperatura}$$

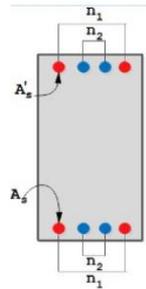
$$A_{s_{temp}} := \left(\frac{3.1418 \cdot \phi_{astemp}^2}{4} \right) \cdot 2 = 2.26 \text{ cm}^2$$



F) CAPACIDAD DE LA SECCIÓN POR FLEXIÓN:

Disposición de Refuerzo

Acero	d ₁ (mm)	n ₁	d ₂ (mm)	n ₂
“Superior”	16	2	16	4
“Inferior”	16	2	16	1



d1=Diámetro
n1= Número de Barras
d2=Diámetro adicional
n2= Número de Barras

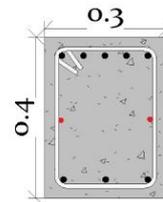
Refuerzo superior

$$A_{s_1} := n_1 \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} + n_2 \cdot \frac{\pi \cdot d_2^2}{4}$$

$A_{s_1} = 12.06 \text{ cm}^2$ (Cuantía de acero superior final)

$\text{Refuerzo}_{superior} := \text{if}(A_{s_1} \geq A_{s_c}, \text{"ok"}, \text{"Falta Refuerzo"})$

$\text{Refuerzo}_{superior} = \text{"ok"}$



A_s (min) 2 φ16mm
 A_s (-) 4 φ16mm
 A_s (Temp) 2 φ12mm
 A_s (+) 3 φ16mm

G) Verificación de Capacidad a Momento:

$$c_3 := 1 \text{ cm} \quad (\text{Evalúa el bloque de W.})$$

$$A_{s_1} \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c_3 \cdot b + A_{s_2} \cdot \left(\frac{c_3 - d'}{c_3} \right) \cdot \varepsilon_{c_max} \cdot E_s$$

$$c_3 := \text{find}(c_3) = 7 \text{ cm}$$

1- Momento que soporta la viga (Momento resistente):

$$\phi M_n := \left\{ \begin{array}{l} a_1 \leftarrow \frac{A_{s_1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \\ c_1 \leftarrow \frac{a_1}{\beta_1} \\ c_2 \leftarrow \frac{(A_{s_1} - A_{s_2}) \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \\ a_2 \leftarrow \beta_1 \cdot c_2 \\ a_3 \leftarrow \beta_1 \cdot c_3 \\ \varepsilon'_s \leftarrow \left(\frac{c_3 - d'}{c_3} \right) \cdot \varepsilon_{c_max} \\ f'_s \leftarrow \varepsilon'_s \cdot E_s \\ \phi M_n \leftarrow \begin{cases} \text{if } f'_s \geq f_y \\ \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \left(\frac{c_2 - d}{c_2} \right) \cdot \varepsilon_{c_max} \\ \phi_f \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.2 \cdot \left(\frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right) \right), 0.65 \right) \\ \phi M_n \leftarrow \phi_f \cdot \left((A_{s_1} - A_{s_2}) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2} \right) + A_{s_2} \cdot f_y \cdot (d - d') \right) \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \left(\frac{d - c_3}{c_3} \right) \cdot \varepsilon_{c_max} \\ \phi_f \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.2 \cdot \left(\frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.003} \right) \right), 0.65 \right) \\ \phi M_n \leftarrow \phi_f \cdot \left(\left(A_{s_1} - A_{s_2} \cdot \frac{f'_s}{f_y} \right) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_3}{2} \right) + A_{s_2} \cdot f'_s \cdot (d - d') \right) \end{array} \right. \end{cases} \right. \end{array} \right. = 14.75 \text{ tonnef} \cdot m$$

2. Cálculo de ratio

$$\text{ratio} := \frac{M_u}{\phi M_n}$$

$$\text{ratio} = 0.93$$

$$V_{\text{erificacion_4}} := \text{if}(\text{ratio} > 1, \text{"Falla por flexion"}, \text{"ok"}) = \text{"ok"}$$

$$\text{if}(\phi M_n > M_u, \text{"Diseño correcto"}, \text{"Falla a flexión"}) = \text{"Diseño correcto"}$$

"El momento resistente siempre debe ser mayor al solicitante"

DISEÑO A CORTE

1. Datos:

Coefficiente de Minoración (ACI 21.2):	$\phi_c := 0.75$
Cortante Solicitante:	$V_u = 13.49 \text{ tonnef}$
Factor de concreto liviano:	$\lambda := 1$
Carga Axial en la Viga, tensión (+1):	$N_u := -1 \text{ tonnef}$ Si fuera compresión -1
Coefficiente de Minoración:	$\phi_c = 0.75$
Coefficiente de Whitney:	$\beta_1 = 0.85$
Área gruesa del Concreto:	$A_g := b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$
Cuantía de Área de refuerzo:	$\rho_w := \frac{A_{s_c}}{A_g}$
Factor de landa:	$\lambda_s := \min \left(\sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \cdot \frac{d}{\text{cm}}}}, 1 \right) = 0.91$

Espaciamientos de estribos zona de confinamiento según NEC-SE-HM

$\phi_{sE} = 10 \text{ mm}$ (Diámetro de estribo)

Diámetro menor del refuerzo longitudinal:

$$\phi_{\min} := \min(d_1, d_2)$$

$$\phi_{\min} = 16 \text{ mm}$$

Espaciamiento de estribos zona central:

$$S_{ec} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 \cdot \phi_{\min}, 200 \text{ mm}\right)$$

$$S_{ec} = 9 \text{ cm}$$

Zona protegida cercana al nudo:

$$Z_p := 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos zona central:

$$S_c := \min\left(\frac{d}{2}, 8 \cdot \phi_{\min}, 150 \text{ mm}\right)$$

$$S_c = 13 \text{ cm}$$

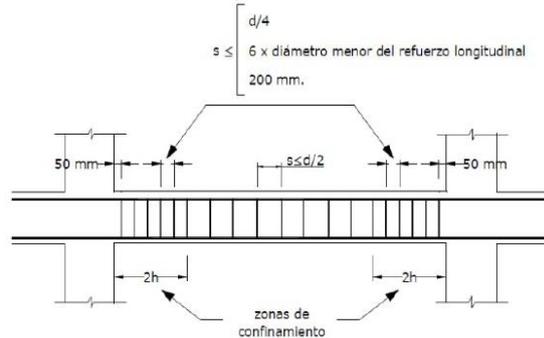
Disposición de Refuerzo

d_v	n_r	s
ϕ_{sE}	2	$\max(S_{ec}, S_c)$

d_v = Diámetro del Estribo

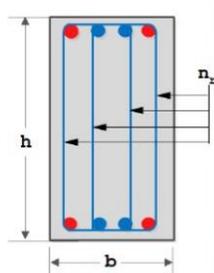
n_r = Número de Ramas

s = Separación de Estribos



FUENTE: NEC2015-SE-HM

NOTA: El primer estribo se coloca a 50mm de la cara de la columna.



2. Chequeo de limite (ACI 22.5.5.1)

$$V_{\text{verificacion}_3} := \text{if} \left(0.27 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} < 7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right)$$

$$V_{\text{verificacion}_3} = \text{"Ok"}$$

3. Capacidad del Concreto ó Cortante producido por el concreto:

Criterio de $A_v < A_{v_min}$ y $A_v \geq A_{v_min}$ (ACI 22.5.5.1)

$$V_{c1} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_c \cdot \left(2.1 \lambda_s \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} + \min \left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 f_c \right) \right) \cdot b \cdot d \\ \left\| \begin{array}{l} V_c \leftarrow \left(2.1 \lambda_s \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} + \min \left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 f_c \right) \right) \cdot b \cdot d \\ \text{else} \\ V_{c11} \leftarrow \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} + \min \left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 \cdot f_c \right) \right) \cdot b \cdot d \\ V_{c22} \leftarrow \left(2.1 \lambda \cdot \lambda_s \cdot \rho_w^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} + \min \left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 \cdot f_c \right) \right) \cdot b \cdot d \\ V_c \leftarrow \max(V_{c11}, V_{c22}) \end{array} \right. \end{array} \right\|$$

$$V_{c1} = 8.64 \text{ tonnef}$$

V_{c1} no debe exceder el valor (ACI 22.5.5.1.1)

$$V_c := \min \left(V_{c1}, 1.33 \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \right) = 8.64 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 8.64 \text{ tonnef}$$

O

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 8.79 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 8.79 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 8793.69 \text{ kgf} \quad (\text{Este valor debe coincidir con el valor obtenido en el software})$$

$$\phi V_c := 0.75 \cdot V_c = 6595.265 \text{ kgf} \quad (\text{Este valor debe coincidir con el valor obtenido en el software})$$

4. Determinación de Refuerzo Requerido a Corte

Limite de Corte máximo (ACI 22.5.1.2)

$$V_{\text{max}} := V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

$$V_{\text{max}} = 45.3 \text{ tonnef}$$

Refuerzo Requerido por una unidad de espacio Av/s

$$A_v := \begin{cases} \text{if } V_u \leq \phi_c \cdot \left(\frac{V_c}{2} \right) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_v \leftarrow 0 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \end{array} \right. \\ \text{else if } \phi_c \cdot \left(\frac{V_c}{2} \right) < V_u \leq \phi_c \cdot V_{\max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{v1} \leftarrow \frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot f_y \cdot d} \\ A_{v\min} \leftarrow \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{b}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) \\ A_v \leftarrow \text{if } V_u < \phi_c \cdot V_c \wedge d < 25 \text{ cm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_v \leftarrow 0 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ \text{else} \\ \quad \left\| A_v \leftarrow \max(A_{v1}, A_{v\min}) \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \text{else if } V_u > \phi_c \cdot V_{\max} \\ \quad \left\| A_v \leftarrow \text{"Elemento Falla"} \end{cases}$$

$$A_v = 0.61 \text{ mm}$$

$$V_{\text{verificacion}_5} := \text{if}(V_u > \phi_c \cdot V_{\max}, \text{"Elemento Falla"}, \text{"Diseño Correcto"})$$

$$V_{\text{verificacion}_5} = \text{"Diseño Correcto"}$$

5. Refuerzo Mínimo Requerido por Corte (ACI 9.6.3.4)

$$A_{v\min} := \begin{cases} \text{if } V_u > \phi_c \cdot \lambda \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{v\min} \leftarrow \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{b}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) \\ \text{else} \\ \quad \left\| A_{v\min} \leftarrow 0 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$A_{v\min} = 0.25 \text{ mm}$$

6. Separación Máxima(ACI 9.7.6.2.2)

$$S_{\max} := \begin{cases} \text{if } V_{\text{verificacion}_5} = \text{"Diseño Correcto"} \\ \text{if } \frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c} \leq 1.1 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \begin{array}{l} s \leftarrow \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right) \\ \text{else} \\ s \leftarrow \min\left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm}\right) \end{array} \right. \end{cases}$$

$$S_{\max} = 17.85 \text{ cm} \quad (\text{Separación máxima entre estribos según el ACI318-19})$$

$$V_{\text{verificacion}_6} := \text{if}(s \geq S_{\max}, \text{"No cumple la separación"}, \text{"Cumple separación"})$$

$$V_{\text{verificacion}_6} = \text{"Cumple separación"}$$

7. Capacidad a Corte de la Sección

$$\phi_c V_n := \begin{cases} A_{v_c} \leftarrow n_r \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_v^2}{4}\right) \\ V_s \leftarrow \frac{A_{v_c} \cdot f_y \cdot d}{s} \\ \phi_c V_n \leftarrow \phi_c \cdot (V_s + V_c) \end{cases}$$

$$\phi_c V_n = 20.4 \text{ tonnef}$$

$$V_{\text{verificacion}_7} := \text{if}(\phi_c V_n > V_u, \text{"Cumple diseño"}, \text{"No cumple"})$$

$$V_{\text{verificacion}_7} = \text{"Cumple diseño"}$$

$$\text{ratio}_c := \frac{V_u}{\phi_c V_n}$$

$$\text{ratio}_c = 0.66$$

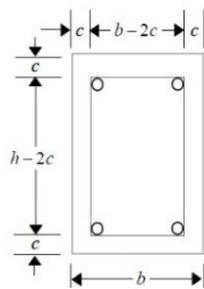
DISEÑO A TORSIÓN

1. Datos:

Coefficiente de Minoración (ACI 21.2)	$\phi_t := 0.75$
Momento torsor último Solicitante	$T_u = 0.0406 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Recubrimiento	$r = 2.5 \text{ cm}$
Factor de concreto liviano	$\lambda = 1$
Carga Axial en la Viga, tensión (-)	$N_u = -1 \text{ tonnef}$

Cuando un elemento de hormigón armado está sometido a torsión pura, se agrieta, teniéndose fisuras a 45°, debido a la tensión diagonal.

$$\theta := 45^\circ$$



$$c_i := r + d_v$$

$$A_{cp} := b \cdot d$$

$$A_{oh} := (b - 2 c_i) \cdot (h - 2 c_i)$$

$$A_o := 0.85 \cdot A_{oh}$$

$$P_{cp} := 2 b + 2 h$$

$$P_h := 2 \cdot (b - 2 c_i) + 2 \cdot (h - 2 c_i)$$

$$A_{cp} = bh, \quad (\text{ACI 2.2, R22.7.5})$$

$$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c), \quad (\text{ACI 2.2, R22.7, Fig R22.7.6.1.1})$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}, \quad (\text{ACI 22.7.6.1.1, Fig R22.7.6.1.1})$$

$$p_{cp} = 2b + 2h, \text{ and} \quad (\text{ACI 2.2, R22.7.5})$$

$$p_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c), \quad (\text{ACI 22.7.6.1, Fig R22.7.6.1.1})$$

2. Determinación del umbral de torsión según (ACI 22.7.4.1(a)(c)):

$$T_{th} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$T_{th} = 0.333 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_{tf} := \text{if}(T_u < \phi_t \cdot T_{th}, \text{"No existe torsión"}, \text{"Existe torsión, favor abrir siguiente pestaña"})$$

$V_{tf} = \text{"No existe torsión"}$

2. Determinación del momento torsor crítico según el ACI 22.7.5.1c:

$$T_{cr} := \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$T_{cr} = 1.235 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \phi_t \cdot T_{cr} = 0.93 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Diseño a flexo-compresión de columnas ACI 318-19

A) Materiales:

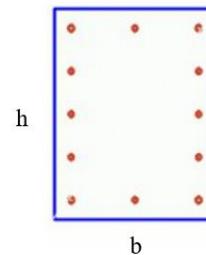
Hormigón:	$f_c \equiv 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad hormigón
Acero de refuerzo:	$f_y \equiv 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_c \equiv 13000 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)^{0.5}$
Módulo de elasticidad:	$E_s \equiv 200 \text{ GPa}$	$E_c = 201395.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Pu y Vu calculados en Etabs	$P_u := 77.7 \text{ tonnef}$ $V_u := 9.90 \text{ tonnef}$	

Dimensiones

Altura:	$h \equiv 45 \text{ cm}$
Ancho:	$b \equiv 40 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r \equiv 2.5 \text{ cm}$
Altura entrepiso:	$l \equiv 2.7 \text{ m}$

Refuerzo

# de barras en ancho	$j \equiv 3$
# de barras en profundidad	$g \equiv 5$
Acero longitudinal central	$d_{b1} \equiv 14 \text{ mm}$
Acero longitudinal en las esquinas	$d_{b2} \equiv 16 \text{ mm}$
Diámetro de estribos:	$d_v \equiv 10 \text{ mm}$
Área gruesa de la sección	$A_g := b \cdot h = 1800 \text{ cm}^2$



CÁLCULO DE ACEROS LONGITUDINALES

Recubrimiento al centroide:	$r_c \equiv r + d_v + \frac{\max(d_{b1}, d_{b2})}{2} = 4.3 \text{ cm}$
Ancho confinado sentido b:	$b_l \equiv b - 2 \cdot r_c = 31.4 \text{ cm}$
Ancho confinado sentido h:	$h_l \equiv h - 2 \cdot r_c = 36.4 \text{ cm}$
Área confinada dentro de los estribos:	$A_c := b_l \cdot (h - 2 \cdot r_c) = 1142.96 \text{ cm}^2$
Área columna:	$A_{col} := b \cdot h = 1800 \text{ cm}^2$
Número de varillas longitudinales total:	$\#V_a := j \cdot 2 + (g - 2) \cdot 2 = 12$
Área de acero real columna:	$A_s := 4 \cdot 0.785 \cdot d_{b2}^2 + (\#V_a - 4) \cdot 0.785 \cdot d_{b1}^2 = 20.35 \text{ cm}^2$
Cuantía de acero real%:	$\rho_{real} := \text{if} \left(1\% \leq \frac{A_s}{A_{col}} \leq 3\%, \frac{A_s}{A_{col}}, \text{"No Cumple"} \right) = 1.13\%$

Separación sentido ancho (Entre varilla confinada y no confinada):

$$Sep_a := \frac{b_l - 2 \cdot d_v - 2 \cdot d_{b2} - (j - 2) \cdot d_{b1}}{(j - 1)}$$

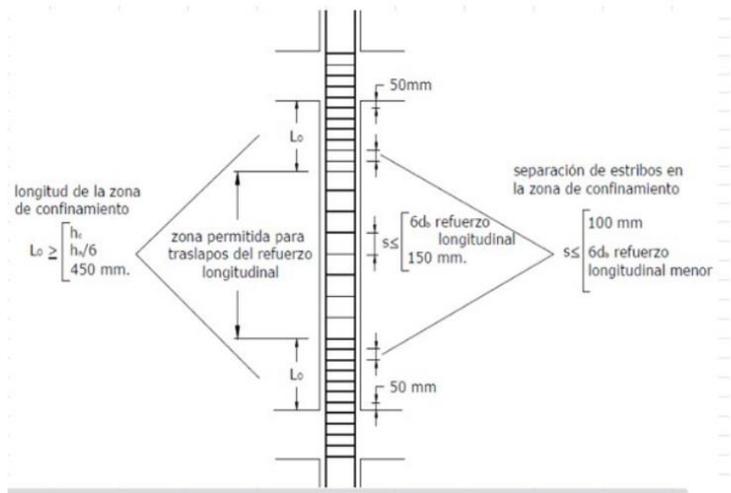
$$Sep_a = 12.4 \text{ cm} \quad \text{if} (Sep_a < 15 \text{ cm}, \text{"OK"}, \text{"No"}) = \text{"OK"}$$

Separación sentido profundidad (Entre varilla confinada y no confinada):

$$Sep_h := \frac{h_l - 2 \cdot d_v - 2 \cdot d_{b2} - (g-2) \cdot d_{b1}}{(g-1)}$$

$$Sep_h = 6.75 \text{ cm} \quad \text{if} (Sep_h < 15 \text{ cm}, \text{"OK"}, \text{"No"}) = \text{"OK"}$$

CÁLCULO DE ACERO DE CORTE



Separación de estribos FUENTE: NEC2015-SE-HM

NOTA: El primer estribo se coloca a 50mm de la cara de la columna.

Longitud ZONA PROTEGIDA cercana al nudo:

$$Z_p := \max\left(\frac{l}{6}, \max(b, h), 450 \text{ mm}\right)$$

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

Se debe colocar estribos hasta esta distancia y no se debe traslapar ni pasar tuberías a esta distancia desde la cara de la columna

Distancia entre estribos Zona confinada:

$$D_{estribosC} := \min(6 \cdot (\min(d_{b1}, d_{b2})), 100 \text{ mm})$$

$$D_{estribosC} = 8.4 \text{ cm} \quad (\text{Distancia de estribos zona confinada})$$

Distancia entre estribos Zona central:

$$D_{estribosCentral} := \min(6 \cdot (\min(d_{b1}, d_{b2})), 150 \text{ mm})$$

$$D_{estribosCentral} = 8.4 \text{ cm} \quad (\text{Distancia de estribos zona central})$$

Cálculo del Área de confinamiento que necesito a lo ancho:

$$V_{\text{verificacion}} := \text{if} (P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$V_{\text{verificacion}} = \text{"OK"}$ "Las siguientes formulas se usa si cumple, caso contrario se utiliza otras "

$$A_{sb} := \max \left(0.3 \cdot b_1 \cdot D_{\text{estribosC}} \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{A_c} - 1 \right), 0.09 \cdot b_1 \cdot D_{\text{estribosC}} \cdot \frac{f_c}{f_y} \right) = 2.6 \text{ cm}^2$$

Cálculo del Área de confinamiento que necesito a lo alto:

$$A_{sh} := \max \left(0.3 \cdot h_1 \cdot D_{\text{estribosC}} \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{A_c} - 1 \right), 0.09 \cdot b_1 \cdot D_{\text{estribosC}} \cdot \frac{f_c}{f_y} \right) = 3.01 \text{ cm}^2$$

Vinchas sentido ancho:

$$\#V_b := \frac{A_{sb}}{\frac{0.785 \cdot \text{cm}^4}{d_v^2}}$$

$$\#V_b = 3.31$$

$$A_{svl} := \frac{3.14 \cdot d_v^2}{4} \cdot 4$$

$$A_{svl} = 3.14 \text{ cm}^2$$

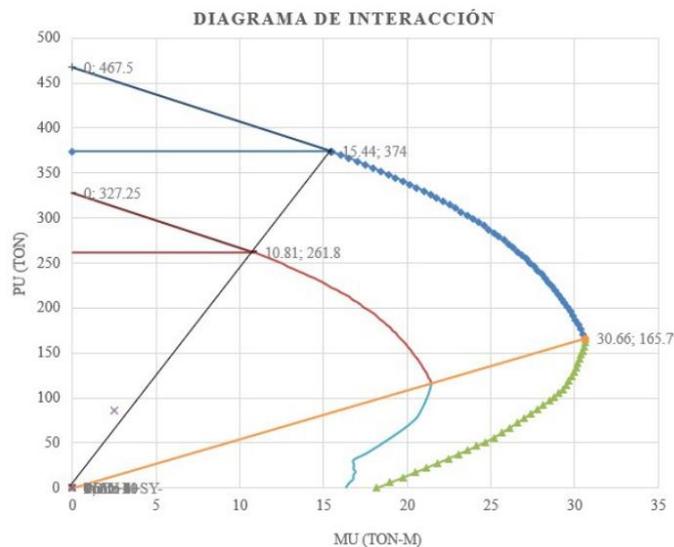
$$V_{\text{verificacion}_0} := \text{if} (A_{svl} \geq \max (A_{sb}, A_{sh}), \text{"Cumple"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_0} = \text{"Cumple"}$$

Vinchas sentido profundidad:

$$\#V_h := \frac{A_{sh}}{\frac{0.785 \cdot \text{cm}^4}{d_v^2}}$$

$$\#V_h = 3.84$$

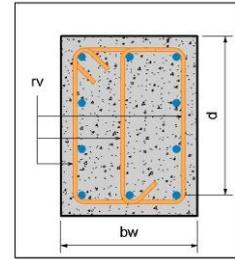


Una vez teniendo el armado del acero de refuerzo en la columna se procede a graficar el diagrama de iteraciones, como se muestra en la figura la columna se encuentra sobredimensionada esto debido a las grandes luces del edificio así como la irregularidad del mismo.

VERIFICACIÓN A CORTE

DATOS:

Factor de concreto liviano:	$\lambda := 1$
Número de ramas del estribo:	$r_v := 4$
Espaciamiento:	$s := D_{estribosC} = 8.4 \text{ cm}$
Factor de reducción de la resistencia:	$\phi := 0.75$
Área de refuerzo transversal:	$A_v := \left(\frac{3.14 \cdot d_v^2}{4} \right) \cdot r_v = 3.14 \text{ cm}^2$



Resistencia Requerida

Fuerza Axial $N_u := P_u$

Peralte efectivo: $d \equiv h - r_c = 40.7 \text{ cm}$

Ancho del alma: $b_w := b = 40 \text{ cm}$

Factor de modificación por efecto del tamaño

$$\lambda_s := \min \left(\sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10 \text{ in}}}}, 1 \right) = 0.88$$

Refuerzo a cortante mínimo aci 318 10.6.2.2:

$$A_{vmin} := \max \left(0.2 \cdot \frac{\sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot s}{f_y}, \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$A_{vmin} = 0.28 \text{ cm}^2$

Cuantía de refuerzo longitudinal (22.5.5.1.2)

$$A_{sI} := \text{if} \left(\left(d < \frac{2}{3} \cdot h \right), 0, A_s \right)$$

$A_{sI} = 20.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_w := \frac{A_{sI}}{b_w \cdot d}$$

$\rho_w = 0.0125$

Resistencia del concreto 22.5.5.1.1

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d$$

$V_c = 13.37 \text{ tonnef}$

Resistencia acero de refuerzo (22.5.8.5.3)

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s = 63.9 \text{ tonnef}$$

Máximo espaciamiento del refuerzo:

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \psi} \cdot b_w \cdot d \\ \quad \left\| \min \left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \min \left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right. \end{cases}$$

$$s_{max} = 10.18 \text{ cm}$$

$$V_{\text{verificacion}_1} := \text{if} (D_{\text{estribosCentral}} < s_{max}, \text{"Espaciamiento Correcto"}, \text{"No cumple"})$$

$$V_{\text{verificacion}_1} = \text{"Espaciamiento Correcto"}$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)

$$V_{\text{verificacion}_2} := \text{if} (V_u < (\phi \cdot (V_c + 8 \cdot \sqrt{f_c \cdot \psi} \cdot b_w \cdot d))), \text{"Seccion Correcta"}, \text{"aumente sección"})$$

$$V_{\text{verificacion}_2} = \text{"Seccion Correcta"}$$

Resistencia al corte

$$V_n := \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_n = 57.95 \text{ tonnef}$$

Resistencia requerida

$$V_u = 9.9 \text{ tonnef}$$

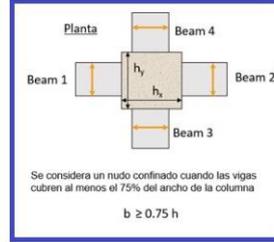
$$V_{\text{verificacion}_3} := \text{if} (V_u < V_n, \text{"Cumple el cortante"}, \text{"Aumente acero transversal"})$$

$$V_{\text{verificacion}_3} = \text{"Cumple el cortante"}$$

Nudo fuerte viga débil

Materiales:

- Hormigón: $f_c \equiv 240 \frac{kgf}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad: $E_s \equiv 200 \text{ GPa}$
- Acero de refuerzo: $f_y \equiv 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
- Factor de Concreto Liviano: $\lambda \equiv 1$
- Factor de reducción: $\phi \equiv 0.8$
- Incremento de Fluencia de Acero (ACI 18.8.2.1): $\alpha_1 := 1.25$

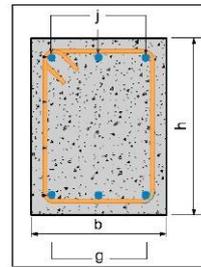


Dimensiones viga:

- Altura: $h \equiv 40 \text{ cm}$
- Ancho: $b \equiv 30 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r \equiv 2.5 \text{ cm}$

Refuerzo:

- # de barras As(-) Superior: $j \equiv 6$
- # de barras As(+) Inferior: $g \equiv 3$
- Diámetro acero superior: $d_{b1} \equiv 16 \text{ mm}$
- Diámetro acero inferior: $d_{b2} \equiv 16 \text{ mm}$
- Diámetro de estribos: $d_v \equiv 10 \text{ mm}$

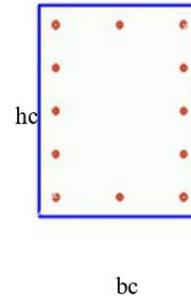


Dimensiones columna:

- Altura: $h_c \equiv 45 \text{ cm}$
- Ancho: $b_c \equiv 40 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r_{col} \equiv 2.5 \text{ cm}$
- Altura entrepiso: $l \equiv 2.7 \text{ m}$

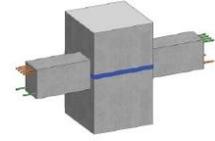
Refuerzo

- # de barras en ancho: $j_c \equiv 3$
- # de barras en profundidad: $g_c \equiv 5$
- Acero longitudinal central: $d_{b1c} \equiv 14 \text{ mm}$
- Acero longitudinal en las esquinas: $d_{b2c} \equiv 16 \text{ mm}$
- Diámetro de estribos: $d_{vc} \equiv 10 \text{ mm}$
- Área gruesa de la sección: $A_{gc} := b_c \cdot h_c = 1800 \text{ cm}^2$
- Recubrimiento al centroide: $r_{ccol} \equiv r_{col} + d_{vc} + \frac{\max(d_{b1c}, d_{b2c})}{2} = 4.3 \text{ cm}$
- Ancho confinado sentido b: $b_{1c} \equiv b_c - 2 \cdot r_{ccol} = 31.4 \text{ cm}$
- Ancho confinado sentido h: $h_{1c} \equiv h_c - 2 \cdot r_{ccol} = 36.4 \text{ cm}$



Cálculos:

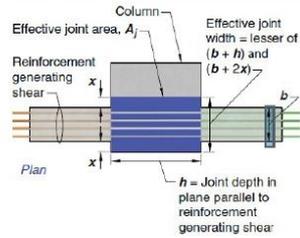
Área gruesa de la sección viga: $A_g \equiv h \cdot b = 1200 \text{ cm}^2$
 Cuantía de acero superior viga: $A_{s1} \equiv 0.785 \cdot d_{b1}^2 \cdot j = 12.06 \text{ cm}^2$
 Cuantía de acero inferior viga: $A_{s2} \equiv 0.785 \cdot d_{b2}^2 \cdot g = 6.03 \text{ cm}^2$
 Recubrimiento al centroide viga: $r_c \equiv r + d_v + \frac{\max(d_{b1}, d_{b2})}{2} = 4.3 \text{ cm}$
 Peralte viga: $d \equiv h - r_c = 35.7 \text{ cm}$



Refuerzo Longitudinal Viga 1 y Viga 2 en el nudo

Fuerza 1 (T1): $V_1 := \alpha_1 \cdot A_{s1} \cdot f_y$
 $V_1 = 63.3 \text{ tonnef}$

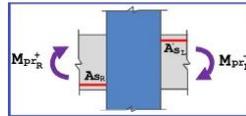
Fuerza 2 (T2): $V_2 := \alpha_1 \cdot A_{s2} \cdot f_y$
 $V_2 = 31.65 \text{ tonnef}$



Momento probable 1 (Mpr1) (ACI R18.6.5):

$$M_{pr1} := \alpha_1 \cdot A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha_1 \cdot A_{s1} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$M_{pr1} = 19.33 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

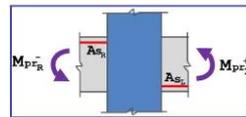


1933

Momento probable 2 (Mpr2) (ACI R18.6.5):

$$M_{pr2} := \alpha_1 \cdot A_{s2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha_1 \cdot A_{s2} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$M_{pr2} = 10.48 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$



Cortante de la columna:

$$V_{col} := \frac{(M_{pr1} + M_{pr2})}{l}$$

$V_{col} = 11.04 \text{ tonnef}$

Cortante actuante:

$$V_j := V_1 + V_2 - V_{col}$$

$V_j = 83.91 \text{ tonnef}$

Área promedio entre viga y columna:

$$A_c := \frac{b + b_c}{2} \cdot h_c$$

$A_c = 1575 \text{ cm}^2$

Factores según la ubicación de la columna:

Columna interna: $I := 5.30$

Columna medianera: $M := 4$

Columna esquinera: $E := 3.20$

$V_{verificacion_0} := \text{if}(b \leq 0.75 \cdot b_c, \text{"Mantenga factor"}, \text{"Baje factor"})$

$V_{verificacion_0} = \text{"Mantenga factor"}$

Cortante nominal:

$$V_n := I \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_c$$

$$V_n = 129.32 \text{ tonnef}$$

Cortante resistente en el nudo:

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 103.46 \text{ tonnef}$$

Condiciones que debe cumplir el nudo según el ACI318-19 Y NEC2015

1) Cortante actuante menor al resistente: $V_j < \phi V_n$

$$V_j = 83.91 \text{ tonnef} \quad \phi V_n = 103.46 \text{ tonnef}$$

$V_{verificacion_1} := \text{if}(V_j < \phi V_n, \text{"ok"}, \text{"No cumple"})$

$$V_{verificacion_1} = \text{"ok"}$$

2) Profundidad de viga (La altura de la viga \leq a la dimensión menor de la columna):

$$h = 40 \text{ cm} \quad h_c = 45 \text{ cm} \quad b_c = 40 \text{ cm}$$

$V_{verificacion_2} := \text{if}(h \leq \min(h_c, b_c), \text{"ok"}, \text{"No cumple"})$

$$V_{verificacion_2} = \text{"ok"}$$

3) Adherencia (20 veces el diámetro del acero superior debe ser menor a la dimensión menor de la columna):

$V_{verificacion_3} := \text{if}(20 \cdot d_{bl} < \min(h_c, b_c), \text{"ok"}, \text{"No cumple"})$

$$V_{verificacion_3} = \text{"ok"} \quad (\text{Adherencia columna})$$

$V_{verificacion_4} := \text{if}(20 \cdot d_{blc} < h, \text{"ok"}, \text{"No cumple"})$

$$V_{verificacion_4} = \text{"ok"} \quad (\text{Adherencia viga})$$

DISEÑO DE CIMENTACIÓN USANDO ACI318-19 Y NEC2015-SE-HM (Plinto central)

A) Materiales:

Hormigón: $f_c \equiv 240 \frac{kgf}{cm^2}$

Esfuerzo de Fluencia: $f_y \equiv 4200 \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de elasticidad acero: $E_s \equiv 200000 MPa$

Modulo de elasticidad hormigón: $E_c \equiv 13000 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{kgf}{cm^2}\right)^{0.5} = 2013951340.03 \frac{kgf}{m^2}$

B) Datos para dimensionar (presión del plinto al suelo):

Área tributaria: $A_T \equiv 25.08 m^2$ (Columna)

Carga muerta: $D \equiv 52.10 tonnef$ (Total de la estructura obtenido del software)

Carga viva: $L \equiv 14.53 tonnef$ (Total de la estructura obtenido del software)

Carga de servicio: $P_s \equiv D + L = 66.63 tonnef$

Esfuerzo admisible del suelo: $q_a \equiv 22 \frac{tonnef}{m^2}$ (Estudio de suelos)

Factor cuando la cimentación esta afectada por sismo: $\phi_{ech} \equiv 1.45$ (Desarrollado por Edison Chávez)

Área de cimentación requerida: $A_c \equiv \frac{P_s \cdot \phi_{ech}}{q_a} = 4.39 m^2$

B) Geometría columna:

Base: $a \equiv 40 cm$

Profundidad: $b \equiv 45 cm$

Recubrimiento: $r \equiv 5 cm$

Cálculo de los momentos en ambos sentidos a y b:

Momento muerto sentido a (mínimo):

$M_{Da} \equiv D \cdot 10\% \cdot a = 2.08 tonnef \cdot m$

Momento vivo sentido a (mínimo):

$M_{La} \equiv L \cdot 10\% \cdot a = 0.58 tonnef \cdot m$

Momento de servicio sentido a (mínimo):

$M_{sa} \equiv M_{Da} + M_{La} = 2.67 tonnef \cdot m$

Momento muerto sentido b (mínimo):

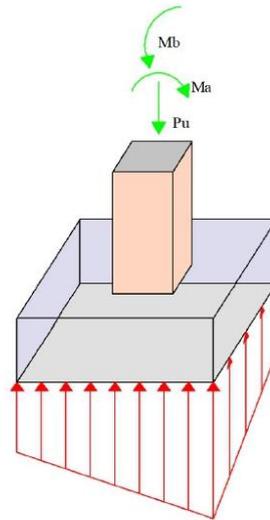
$M_{Db} \equiv D \cdot 10\% \cdot b = 2.34 tonnef \cdot m$

Momento vivo sentido b (mínimo):

$M_{Lb} \equiv L \cdot 10\% \cdot b = 0.65 tonnef \cdot m$

Momento de servicio sentido b (mínimo):

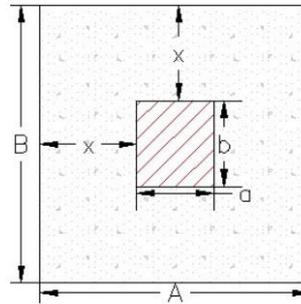
$M_{sb} \equiv M_{Db} + M_{Lb} = 3 tonnef \cdot m$



CÁLCULOS:

Debemos encontrar el valor de x para ello debemos resolver la siguiente ecuación que salió a partir del gráfico, usando la fórmula general: $4x^2 + 2ax + 2bx + ab - Ac = 0$

$$\begin{aligned} a' &\equiv 4 \\ b' &\equiv 2 \frac{(a+b)}{m} = 1.7 \\ c' &\equiv \frac{a \cdot b - A_c}{m^2} = -4.21 \\ x &\equiv \frac{-b' + \sqrt{b'^2 - 4 \cdot a' \cdot c'}}{2 \cdot a'} \cdot m \\ x &= 0.84 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A &= 2x + a \\ B &= 2x + b \\ A_c &= A \cdot B \\ A_c &= (2x + a) \cdot (2x + b) \end{aligned}$$

Ancho zapata sugerido: $A_{\text{sug}} := a + 2 \cdot x = 2.07 \text{ m}$

Ancho zapata que voy a usar: $A := 2 \text{ m}$

Profundidad zapata que voy a usar: $B := A + b - a = 2.05 \text{ m}$

Esfuerzo de la zapata al suelo en el sentido a:

$$q_{1a} := \frac{P_s}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{sa}}{B \cdot A^2} = 18.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_{\text{verificacion}_0} := \text{if}(q_{1a} < q_a, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_0} = \text{"OK"}$$

Esfuerzo de la zapata al suelo en el sentido b:

$$q_{1b} := \frac{P_s}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{sb}}{A \cdot B^2} = 18.39 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_{\text{verificacion}_1} := \text{if}(q_{1b} < q_a, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_1} = \text{"OK"}$$

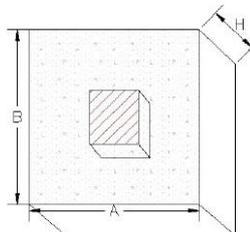
Peralte efectivo zapata: $d \equiv 30 \text{ cm}$ Ir aumentado hasta que cumplan los chequeos siguientes

Dimensiones finales del plinto:

$$A = 2 \text{ m}$$

$$B = 2.05 \text{ m}$$

$$H := d + r = 0.35 \text{ m}$$



DISEÑO CIMENTACIÓN ACI318-19 Y NEC2015-SE-HM

Carga última: $P_u := 1.2 D + 1.6 L = 85.77 \text{ tonnef}$

Momento último en a: $M_a := 1.2 M_{Da} + 1.6 M_{La} = 3.43 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$

Momento último en b: $M_b := 1.2 M_{Db} + 1.6 M_{Lb} = 3.86 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$

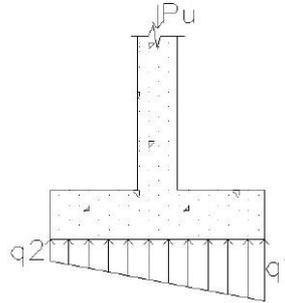
ESFUERZOS REALES

$$q_{1a} := \frac{P_u}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_a}{B \cdot A^2} = 23.43 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{2a} := \frac{P_u}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_a}{B \cdot A^2} = 18.41 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1b} := \frac{P_u}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_b}{A \cdot B^2} = 23.67 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{2b} := \frac{P_u}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_b}{A \cdot B^2} = 18.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$



1er chequeo por Cortante: Si las dimensiones anterior resiste al cortante:

ESFUERZOS REAL q3:

$$q_{3a} := \frac{(V_{o1} + a + d) \cdot (q_{1a} - q_{2a})}{A} + q_{2a}$$

$$q_{3a} = 22.17 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{3b} := \frac{(V_{o1} + b + d) \cdot (q_{1b} - q_{2b})}{B} + q_{2b}$$

$$q_{3b} = 22.33 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a cortante en a:

$$\sigma_{va} := \frac{(q_{3a} + q_{1a}) \cdot (V_{o1} - d)}{2 \cdot d} = 38 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a cortante en b:

$$\sigma_{vb} := \frac{(q_{3b} + q_{1b}) \cdot (V_{o1} - d)}{2 \cdot d} = 38.34 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a corte:

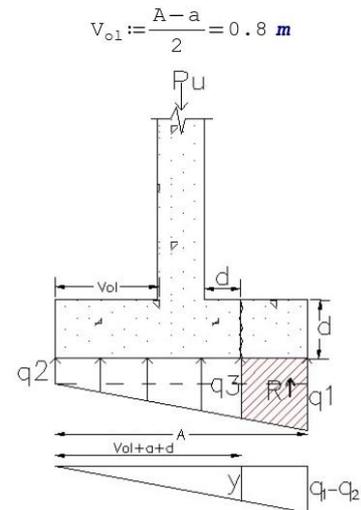
$$\sigma_{cor} := \max(\sigma_{va}, \sigma_{vb})$$

$$\sigma_{cor} = 38.34 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo resistente disponible a corte:

$$\sigma_v := 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Factor de reducción de fuerzas para corte} \quad \phi_c := 0.75$$

$$\sigma_v = 82.11 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$



$$\phi\sigma_v := \sigma_v \cdot \phi_c$$

$$\phi\sigma_v = 61.58 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_{\text{verificacion}_3} := \text{if}(\sigma_{\text{cor}} < \phi\sigma_v, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_3} = \text{"OK"}$$

2do chequeo por Punzonamiento : Si las dimensiones anterior resiste al cortante:

Columna interna: $b_{oi} := 2(a+d) + 2(b+d) = 2.9 \text{ m}$

Columna medianera: $b_{om} := 2\left(a + \frac{d}{2}\right) + b + d = 1.85 \text{ m}$

Columna esquinera: $b_{oe} := a + b + d = 1.15 \text{ m}$

Área columna interna: $A_i := A \cdot B - (a+d)(b+d) = 3.58 \text{ m}^2$

Área columna medianera: $A_m := A \cdot B - \left(a + \frac{d}{2}\right)(b+d) = 3.69 \text{ m}^2$

Área columna esquinera: $A_e := A \cdot B - \left(a + \frac{d}{2}\right)\left(b + \frac{d}{2}\right) = 3.77 \text{ m}^2$

Esfuerzo por punzonamiento provocado:

$$\sigma_{\text{pro}} := \frac{(q_{1a} + q_{2a}) \cdot A_i}{2 b_{oi} \cdot d} = 85.96 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Resistencia del esfuerzo a punzonamiento:

$$\sigma_{p1} := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 164.21 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\phi\sigma_{p1} := \sigma_{p1} \cdot \phi_c$$

$$\phi\sigma_{p1} = 123.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{p2} := 0.26 \cdot \left(2 + 4 \cdot \frac{a}{b}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 223.77 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\phi\sigma_{p2} := \sigma_{p2} \cdot \phi_c$$

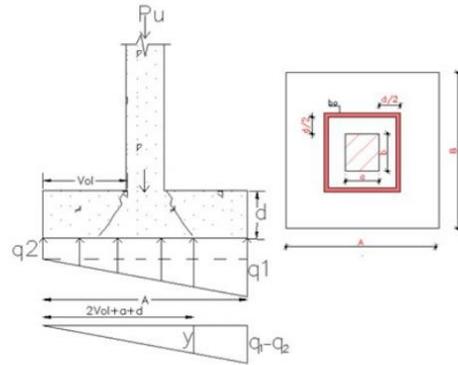
$$\phi\sigma_{p2} = 167.83 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Cunado es interno $\alpha = 40$,
medianero 30 y esquinero 20 $\alpha := 40$

$$\sigma_{p3} := 0.26 \cdot \left(\alpha \cdot \frac{d}{b_{oi}} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 247.23 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\phi\sigma_{p3} := \sigma_{p3} \cdot \phi_c$$

$$\phi\sigma_{p3} = 185.42 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$



Esfuerzo resistente a punzonamiento:

$$\sigma_p := \min(\phi\sigma_{p1}, \phi\sigma_{p2}, \phi\sigma_{p3})$$

$$\sigma_p = 123.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_{\text{verificacion}_4} := \text{if}(\sigma_{\text{pro}} < \sigma_p, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_4} = \text{"OK"} \quad \text{"El esfuerzo debe ser menor al menor de los 3"}$$

3er chequeo por aplastamiento: Si las dimensiones anterior resiste al cortante:

$$\text{Esfuerzo aplastamiento: } \sigma_a := \frac{P_u}{a \cdot b} = 476.49 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$\phi_a := 0.65$ columnas estribadas y 0.70 para zunchadas

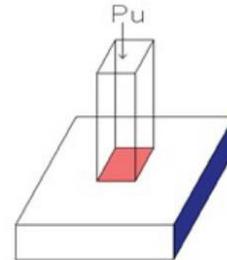
Esfuerzo admisible a aplastamiento del hormigón:

$$\sigma_{ra} := 0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_a$$

$$\sigma_{ra} = 1326 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_{\text{verificacion}_5} := \text{if}(\sigma_a < \sigma_{ra}, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_5} = \text{"OK"} \quad \text{"El esfuerzo debe ser menor al admisible"}$$



4to chequeo por flexión: Si las dimensiones anterior resiste al cortante:

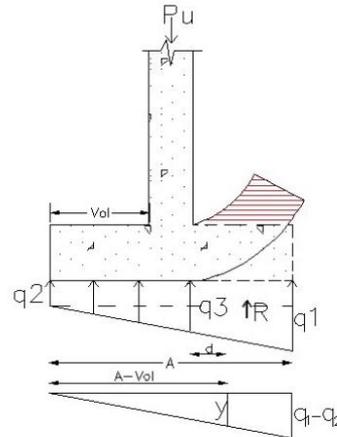
ESFUERZOS REAL q3 por flexión:

$$q_{3a} := \frac{(q_{1a} - q_{2a}) \cdot (A - V_{o1})}{A} + q_{2a}$$

$$q_{3a} = 21.42 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{3b} := \frac{(q_{1b} - q_{2b}) \cdot (B - V_{o1})}{B} + q_{2b}$$

$$q_{3b} = 21.52 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$



Momentos últimos por flexión sentido a y b:

$$M_{ua} := \frac{V_{o1}^2 \cdot (q_{3a} + 2 \cdot q_{1a})}{6} \cdot m$$

$$M_{ua} = 7.28 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{ub} := \frac{V_{o1}^2 \cdot (q_{3b} + 2 \cdot q_{1b})}{6} \cdot m$$

$$M_{ub} = 7.35 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_u := \max(M_{ua}, M_{ub})$$

$$M_u = 7.35 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura mínima de hormigón para que soporte ese momento:

$$b_{1m} := 2.10 \text{ m (Faja)}$$

$$d_{\min} := \sqrt{\frac{M_u}{0.145 \cdot f'_c \cdot b_{1m}}} \quad (\text{Fórmula desarrollada por Ing. Edison Chávez})$$

$$d_{\min} = 10.03 \text{ cm}$$

$$V_{\text{verificacion}_6} := \text{if}(d > d_{\min}, \text{"OK"}, \text{"X"})$$

$$V_{\text{verificacion}_6} = \text{"OK"} \quad \text{"Altura de plinto correcta"}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

Datos:

$$\text{Momento último:} \quad M_u = 7.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Factor de reducción:} \quad \phi := 0.9$$

$$\text{Faja de 1m:} \quad b_{1m} = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{Peralte plinto:} \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro de acero a usar:} \quad d_v := 14 \text{ mm}$$

Acero mínimo para elementos sin estribos:

$$A_{s\min} := 0.0018 \cdot b_{1m} \cdot H$$

$$A_{s\min} = 13.23 \text{ cm}^2$$

Acero calculado:

$$A_{scal} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{1m} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_{1m} \cdot d^2}} \right)$$

$$A_{scal} = 6.55 \text{ cm}^2$$

Acero a usar:

$$A_s := \max(A_{s\min}, A_{scal})$$

$$A_s = 13.23 \text{ cm}^2$$

Separación del acero:

$$S := \frac{0.785 \cdot d_v^2 \cdot m}{A_s}$$

$$S = 11.63 \text{ cm}$$

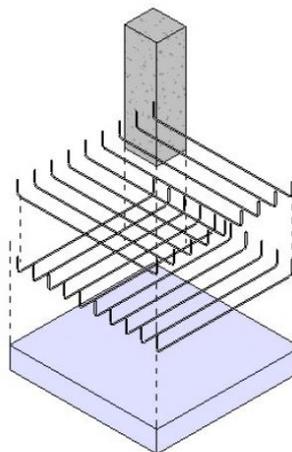
Longitud de desarrollo:

$$L_d := \frac{f_y}{1.4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \cdot d_v$$

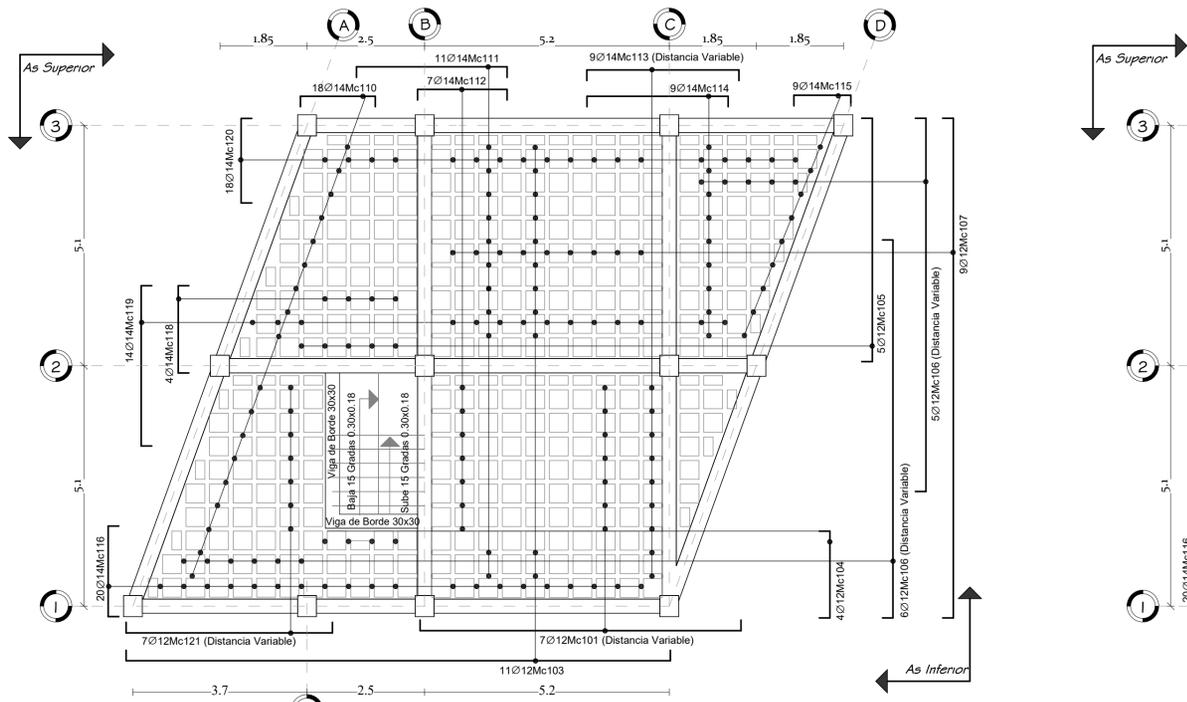
$$L_d = 84.9 \text{ cm} \quad \text{if}(L_d < V_{ol} - r, \text{"Sin patas"}, \text{"Con patas"}) = \text{"Con patas"}$$

Recubrimiento libre Safe requerido:

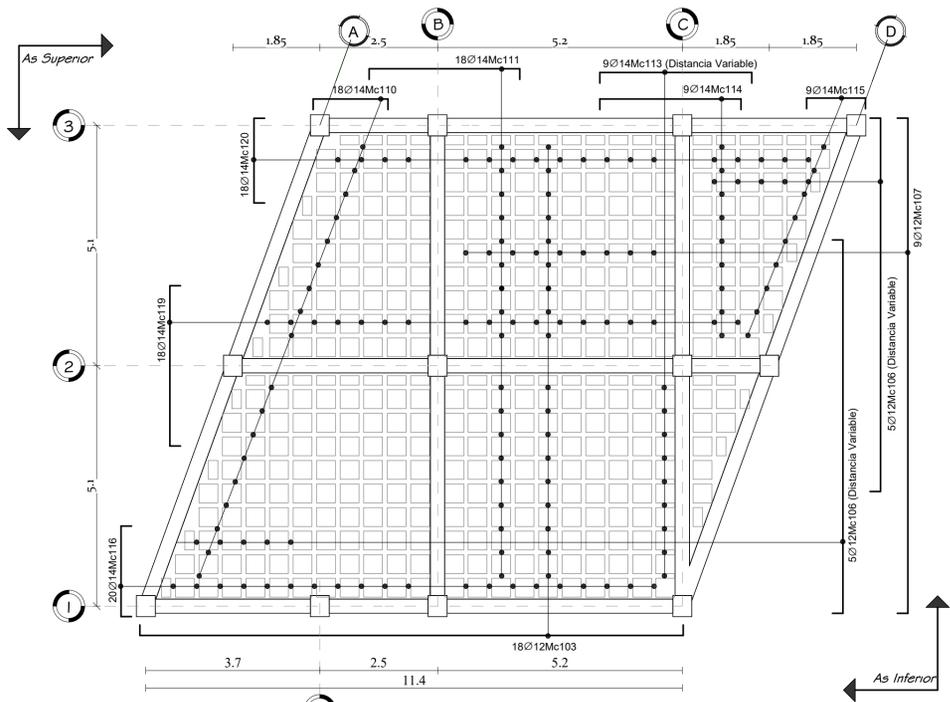
$$r_c := H - d - \frac{d_v}{2} = 4.3 \text{ cm}$$



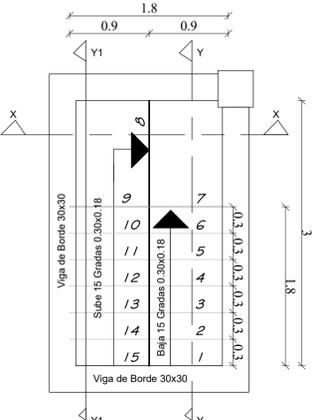
Anexo 6.- Planos Estructurales



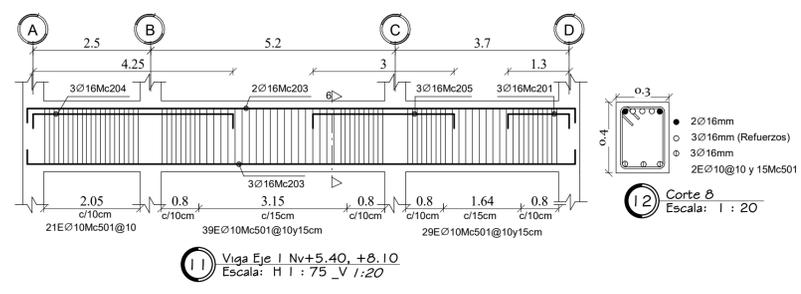
1 LOSA Nv +5.40
Escala: 1 : 75



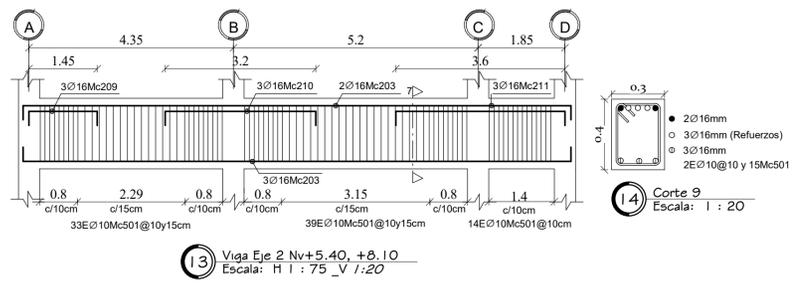
2 LOSA Nv +8.10
Escala: 1 : 75



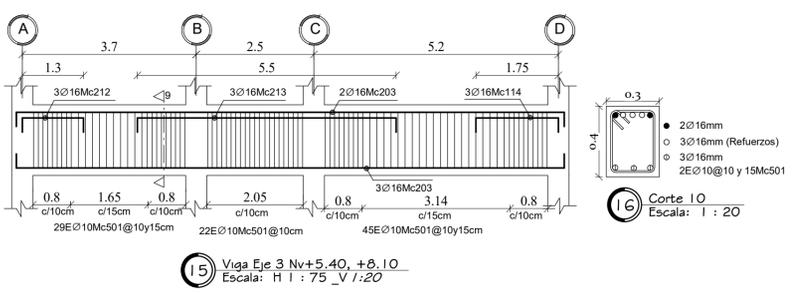
6 PLANTA DE GRADAS
Escala: 1 : 40



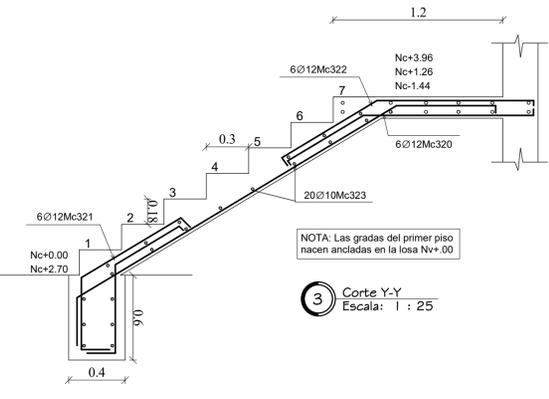
11 Viga Eje I Nv+5.40, +8.10
Escala: H 1 : 75 _V 1:20



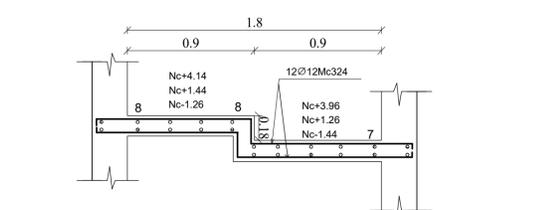
13 Viga Eje 2 Nv+5.40, +8.10
Escala: H 1 : 75 _V 1:20



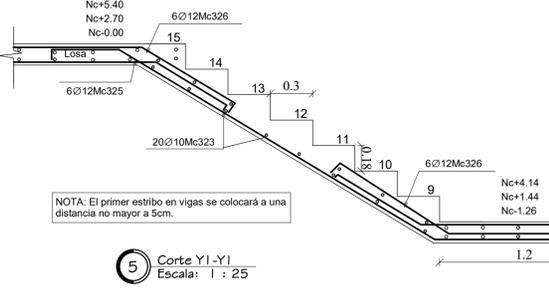
15 Viga Eje 3 Nv+5.40, +8.10
Escala: H 1 : 75 _V 1:20



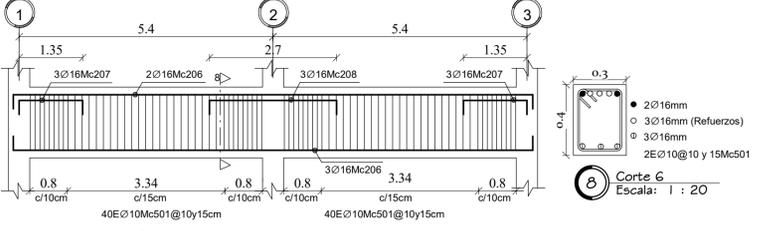
3 Corte Y-Y
Escala: 1 : 25



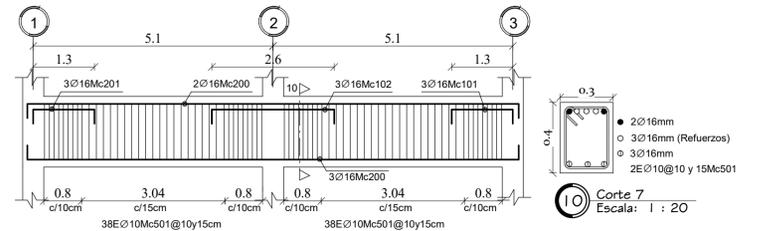
4 Corte X-X
Escala: 1 : 25



5 Corte Y1-Y1
Escala: 1 : 25



7 Vigas Ejes A=D Nv+5.40, +8.10
Escala: H 1 : 75 _V 1:20



9 Vigas Ejes B=C Nv+5.40, +8.10
Escala: H 1 : 75 _V 1:20

PLANILLA DE HIERROS													
Marca	Tipo	Ø [mm]	DIMENSIONES [m]					Total	#	Longitud Total (m)	Peso c/varilla (kg / m)	Peso Total (kg)	
			a	b	c	d	g						
LOSA +5.40													
101	I	12	7.90					7.90	7	55.30	0.89	49.22	
103	I	12	11.80					11.80	11	129.80	0.89	115.52	
104	I	12	1.84					1.84	4	7.36	0.89	6.55	
105	I	12	7.90					7.90	4	31.60	0.89	28.12	
106	I	12	7.15					7.15	11	78.65	0.89	70.00	
107	I	12	10.60					10.60	9	95.40	0.89	84.91	
110	C	14	1.60	0.15				1.90	18	34.20	1.21	41.38	
111	C	14	3.20	0.15				3.50	11	38.50	1.21	46.59	
112	C	14	1.90	0.15				2.20	7	15.40	1.21	18.63	
113	C	14	2.25	0.15				2.55	9	22.95	1.21	27.77	
114	C	14	3.00	0.15				3.30	9	29.70	1.21	35.94	
115	C	14	1.25	0.15				1.55	9	13.95	1.21	16.88	
116	C	14	1.90	0.15				2.20	20	44.00	1.21	53.24	
118	C	14	1.85	0.15				2.15	4	8.60	1.21	10.41	
119	C	14	3.40	0.15				3.70	14	51.80	1.21	62.68	
120	C	14	1.80	0.15				2.10	18	37.80	1.21	45.74	
121	C	14	4.60	0.15				4.90	7	34.30	1.21	41.50	
LOSA +8.10													
103	I	12	11.80					11.80	18	212.40	0.89	189.04	
106	I	12	7.15					7.15	10	71.50	0.89	63.64	
107	I	12	10.60					10.60	9	95.40	0.89	84.91	
110	C	14	1.60	0.15				1.90	18	34.20	1.21	41.38	
111	C	14	3.20	0.15				3.50	18	63.00	1.21	76.23	
113	C	14	2.25	0.15				2.55	9	22.95	1.21	27.77	
114	C	14	3.00	0.15				3.30	9	29.70	1.21	35.94	
115	C	14	1.25	0.15				1.55	9	13.95	1.21	16.88	
116	C	14	1.90	0.15				2.20	20	44.00	1.21	53.24	
119	C	14	3.40	0.15				3.70	18	66.60	1.21	80.59	
120	C	14	1.80	0.15				2.10	14	29.40	1.21	35.57	
VIGAS Nv+5.4, Nv+8.10													
200	C	16	10.45	0.15				10.75	5	53.75	1.58	84.93	
201	C	16	1.30	0.15				1.60	12	19.20	1.58	30.34	
202	C	16	2.60	0.15				2.90	3	8.70	1.58	13.75	
203	C	16	11.65	0.15				11.95	15	179.25	1.58	283.22	
204	C	16	4.25	0.15				4.55	3	13.65	1.58	21.57	
205	C	16	3.00	0.15				3.30	3	9.90	1.58	15.64	
206	C	16	11.00	0.15				11.30	5	56.50	1.58	89.27	
207	C	16	1.35	0.15				1.65	6	9.90	1.58	15.64	
208	C	16	2.70	0.15				3.00	3	9.00	1.58	14.22	
209	C	16	1.45	0.15				1.75	3	5.25	1.58	8.30	
210	C	16	3.20	0.15				3.50	3	10.50	1.58	16.59	
211	C	16	3.60	0.15				3.90	3	11.70	1.58	18.49	
212	C	16	1.30	0.15				1.60	3	4.80	1.58	7.58	
213	C	16	5.50	0.15				5.80	3	17.40	1.58	27.49	
214	C	16	1.75	0.15				2.05	3	6.15	1.58	9.72	
501	O	10	0.25	0.35				0.05	1.30	430	559.00	0.62	346.58
GRADAS Nv+2.70, Nv+5.4													
300	Z	12	5.00					5.00	6	30.00	0.89	26.70	
301	S	12	0.60	0.70	0.05	0.05		1.30	6	7.80	0.89	6.94	
302	S	12	0.70	1.40	0.05	0.05		2.10	18	37.80	0.89	33.64	
303	I	12	1.20					1.20	90	108.00	0.89	96.12	
304	Z	12	2.80					2.80	36	100.80	0.89	89.71	
305	Z	12	5.00					5.00	30	150.00	0.89	133.50	
306	S	12	1.30	0.70	0.05	0.05		2.10	18	37.80	0.89	33.64	
307	S	12	0.70	1.50	0.05	0.05		2.30	18	41.40	0.89	36.85	

RESUMEN DE HIERROS TOTAL

Long. Comerc.	Ø DE VARILLA COMERCIAL			
	10mm	12mm	14mm	16mm
8m	-	-	-	-
9m	-	-	-	-
12m	47	108	39	35
Kg	346.58	1212.17	705.18	1003.31
qq	7.70	26.70	15.52	22.10

Nº Aliviamentos: 850 Bloques (40x20x20)

TIPOS DE DOBLADO

PROYECTO:
"EDIFICIO EP-MAPA-CCH"

RUTA DE ARCHIVO:
C:\Users\BIBI\Documents\Edificio EP-MAPA-CCH\1 EP-EMAPA-CCH-TERMINOS DE REFERENCIA\BIBI\Tesis Guevara Marco\10 Tesis Guevara Marco\Tesis COMPLETA\Modulo estructural revit y cad\1 Estructura HA_CM_26_07_2022_v10.rvt

DISEÑADO POR:
Ing. Marco Guevara J.
L.P. 000 R.M. 000

SIGUENOS EN:

UBICACION DEL PROYECTO:
PAIS: Ecuador
PROVINCIA: Bolívar
CANTÓN: San José de Chimbo
SECTOR: La Merced

CONTIENE:
Estructuras Nv+5.40, +8.10, vigas, gradas, cortes, detalles.

CONTACTOS:
+593-0959420600
markoguevaralk17@gmail.com

PROPIETARIO:
EP-MAPA-CCH
C.I. 0260021330

FECHA: MAYO 2022

ACOTACIÓN: Metros

DIBUJADO POR:
Ing(c). Marco Guevara

ESCALA: Indicadas

CLAVE CATASTRAL: Sin asignación

OBSERVACIONES:

Nº PREDIO: 5 N

FORMATO: A1

LÁMINA: 2 - 2

SELLOS MUNICIPALES:

RECURRIMIENTOS MÍNIMOS:

ELEMENTO	cm
Columnas	4.0
Vigas	4.0
Losas	2.5
Cimentación	5.0
Gradas	2.5
Cadenas	5.0

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- El diseño del hormigón armado, cumple con las normas de la NEC 2015 y ACI318 -19.
- Los detalles que aquí no constan se deberá regir por dicho código.
- Se debe traslapar a una distancia no menor de 50 veces el diámetro de la varilla (50Ø).
- El primer estribo en vigas se debe colocar a una distancia no mayor de 5cm de la cara de la columna.

ESPECIFICACIONES GENERALES:

1. El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c= 240 kg/cm².
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy= 4200 kg/cm² y acero para estribos se usará.
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 22 T/m² particular que será obligación del constructor verificar que se cumpla en obra.
5. Cualquier cambio o modificación será consultado con el calculista.