

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE
AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030 - 2016

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL:

BACH. ABRAHAN MOISÉS OCHANTE TINEO

AYACUCHO - PERÚ

2016

Dedicatoria

A Dios, por la vida y rodearme de gente maravillosa, a mis padres Moisés Ochante Ccahuana y Rosa Ortencia Tineo Oriundo, quienes siempre supieron guiarme en el sendero correcto de la vida, a mi tío José A. Tineo Oriundo quien siempre me apoyó, a mis hermanos y sobrinos, fuente de motivación y perseverancia.

Agradecimientos

En forma especial a mis queridos padres, hermanos y sobrinos, por su apoyo incondicional y permanente en mi formación personal y académica.

A mi alma máter Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, cuna de mi formación profesional.

Expreso mis agradecimientos a todos los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, y en especial a mí Asesor de Tesis el MSc. Ingeniero Cristián Castro Perez, quien con mucha tolerancia en todo momento, estuvo predispuesto para el apoyo en el asesoramiento del presente proyecto de tesis.

Al Ingeniero Julio Rivera Feijoo, por la calidad de persona y por todo lo aprendido sobre el análisis y diseño de las estructuras el tiempo que laboré con él, todo ello me sirvió para el desarrollo de la tesis, además de responder con mucha paciencia mis consultas.

A la Ingeniera Sandra Soto Quiroga, por las enseñanzas el tiempo que laboré con ella, ello me sirvió para el desarrollo de la tesis, además de atender con mucha paciencia mis consultas.

Índice general

| | |
|---|------------|
| Dedicatoria | I |
| Agradecimientos | II |
| Índice general | III |
| Índice de tablas | IX |
| Índice de figuras | XII |
| Resumen | XV |
| Introducción | 1 |
| 1. Consideraciones Generales | 2 |
| 1.1. Antecedentes y Estudios Sobre Muros delgados. | 2 |
| 1.1.1. Antecedentes. | 2 |
| 1.1.2. Estudios de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada. | 4 |
| 1.2. Delimitación de la Investigación. | 8 |
| 1.3. Formulación del Problema. | 8 |
| 1.3.1. Problema General. | 8 |
| 1.3.2. Problemas Específicos. | 8 |
| 1.4. Justificación de la Investigación. | 9 |
| 1.5. Limitación de la Investigación. | 10 |
| 1.6. Importancia de la Investigación. | 10 |
| 1.7. Objetivos. | 11 |

| | |
|--|-----------|
| 1.7.1. Objetivo General. | 11 |
| 1.7.2. Objetivos Específicos. | 11 |
| 1.8. Hipótesis. | 11 |
| 1.8.1. Hipótesis General. | 11 |
| 1.8.2. Hipótesis Específicos. | 11 |
| 1.9. Variables. | 12 |
| 1.9.1. Variables Independientes. | 12 |
| 1.9.2. Variables Dependientes. | 12 |
| 1.10. Organización del Estudio. | 12 |
| 1.11. Metodología. | 13 |
| 2. Marco Teórico | 14 |
| 2.1. Módulo de Elasticidad (E_c). | 14 |
| 2.2. Relación de Poisson. | 14 |
| 2.3. Ductilidad(u_e). | 15 |
| 2.4. Resistencia Lateral(V_y). | 16 |
| 2.5. Rigidez Lateral. | 16 |
| 2.6. Muros de Ductilidad Limitada. | 16 |
| 2.7. Losa. | 17 |
| 2.8. Requisitos de Resistencia y Servicio. | 17 |
| 2.8.1. Resistencia Requerida. | 17 |
| 2.8.2. Resistencia de Diseño. | 18 |
| 2.8.3. Resistencia General de Servicio. | 18 |
| 2.8.3.1. Control de Deflexiones. | 18 |
| 2.8.3.2. Refuerzo por Cambio Volumétrico. | 21 |
| 2.8.3.3. Espaciamiento Máximo del Refuerzo. | 22 |
| 2.9. Flexión. | 22 |
| 2.10. Cortante. | 23 |
| 2.10.1. Resistencia al Cortante Aportado por el Concreto (V_c) | 24 |
| 2.10.2. Resistencia Aportada por el Refuerzo de Cortante (V_n) | 24 |

| | |
|--|-----------|
| 2.10.3. Refuerzo Mínimo de Cortante ($A_{v_{min}}$) | 24 |
| 2.10.4. Diseño del Refuerzo Para Cortante (V_s) | 25 |
| 2.11. Requisitos de Diseño para Muros de Ductilidad | 25 |
| 2.11.1. Diseño por Flexo-compresión. | 25 |
| 2.11.2. Diseño por Cortante. | 25 |
| 2.11.3. Diseño Sísmico por Capacidad. | 26 |
| 2.11.4. Diseño por Corte-fricción. | 27 |
| 2.11.5. Verificación por Talón Comprimido. | 27 |
| 2.11.6. Refuerzo Vertical y Horizontal en los Muros. | 29 |
| 2.12. Cimentación para Muros Portantes. | 29 |
| 2.12.1. Fundamento Teórico para el Análisis. | 30 |
| 2.12.2. Coeficiente de Balasto K_s | 31 |
| 2.12.3. Verificación por Servicio. | 32 |
| 3. Marco Metodológico | 34 |
| 3.1. Aspectos Generales. | 34 |
| 3.2. Estructuración y Predimensionamiento. | 36 |
| 3.2.1. Criterios de Estructuración. | 36 |
| 3.2.2. Predimensionamiento de Elementos Estructurales. | 39 |
| 3.2.2.1. Muros de Ductilidad Limitada. | 39 |
| 3.2.2.2. Losas Macizas. | 39 |
| 3.2.2.3. Escaleras. | 41 |
| 3.2.2.4. Platea y Vigas de Cimentación. | 41 |
| 3.3. Modelamiento de la Estructura | 42 |
| 3.4. Consideraciones de Carga. | 43 |
| 3.5. Análisis Sísmico según la NTE E-030 – 2016. | 44 |
| 3.5.1. Breve Descripción de la NTE E-030 - 2016. | 44 |
| 3.5.1.1. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente. | 44 |
| 3.5.1.2. Peligro Sísmico. | 45 |
| 3.5.1.3. Perfiles de Suelo. | 46 |

| | | |
|----------|---|----|
| 3.5.1.4. | Parámetros de Sitio(S , T_p y T_L). | 46 |
| 3.5.1.5. | Factor de Amplificación Sísmica (C). | 47 |
| 3.5.1.6. | Categoría, Sistema estructural y Regularidad de la edificaciones. | 47 |
| 3.5.1.7. | Regularidad Estructural " I_p " e " I_a ". | 48 |
| 3.5.1.8. | Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R). | 51 |
| 3.5.1.9. | Estimación del peso (P). | 51 |
| 3.5.2. | Análisis Estático. | 52 |
| 3.5.3. | Análisis Dinámico Modal Espectral. | 53 |
| 3.5.3.1. | Deriva de Entrepiso. | 54 |
| 3.5.3.2. | Fuerza Cortante Mínima. | 55 |
| 3.5.3.3. | Separación de Edificios. | 56 |
| 3.6. | Diseño de Losas Macizas. | 57 |
| 3.6.1. | Diseño por Cortante. | 57 |
| 3.6.2. | Diseño por Flexión. | 59 |
| 3.6.3. | Verificación de Deflexión de la losa. | 60 |
| 3.7. | Diseño de Muros de Ductilidad Limitada. | 62 |
| 3.7.1. | Diseño por Flexo-compresión. | 63 |
| 3.7.2. | Diseño por Cortante. | 64 |
| 3.7.3. | Diseño Sísmico por Capacidad. | 64 |
| 3.7.4. | Diseño por Corte-fricción. | 65 |
| 3.7.5. | Verificación del Talón de Compresión. | 65 |
| 3.8. | Diseño de la Platea y Viga de Cimentación. | 66 |
| 3.8.1. | Diseño de la Platea de Cimentación. | 66 |
| 3.8.1.1. | Verificación de las Presiones. | 66 |
| 3.8.1.2. | Diseño por Cortante. | 67 |
| 3.8.1.3. | Diseño por Flexión. | 69 |
| 3.8.2. | Diseño de la Viga de Cimentación. | 72 |

| | |
|--|-----------|
| 3.9. Diseño del Refuerzo Concentrado en Ductos, Escaleras y Losas de Acoplamiento. | 74 |
| 3.9.1. Refuerzo Concentrado en Ductos. | 74 |
| 3.9.2. Refuerzo Concentrado en Escaleras. | 75 |
| 3.9.3. Refuerzo Concentrado en Losas de Acoplamiento. | 76 |
| 3.10. Diseño de Escaleras. | 77 |
| 3.11. Diseño del Diafragma. | 79 |
| | |
| 4. Resultados y Discusiones | 82 |
| 4.1. Resultados. | 82 |
| 4.1.1. Resultados del Análisis Sísmico. | 82 |
| 4.1.2. Resultados del Diseño. | 83 |
| 4.2. Discusiones. | 87 |
| 4.2.1. Discusión de los Resultados del Análisis Sísmico. | 87 |
| 4.2.2. Discusión de los Resultados del Diseño. | 88 |
| 4.3. Contratación de Hipótesis. | 90 |
| | |
| 5. Conclusiones, Recomendaciones y Líneas Futuras de Investigación | 93 |
| 5.1. Conclusiones. | 93 |
| 5.1.1. De los Objetivos. | 93 |
| 5.1.2. De la Arquitectura. | 94 |
| 5.1.3. Del Proceso Constructivo. | 94 |
| 5.1.4. Del Predimensionamiento. | 95 |
| 5.1.5. Del Análisis Sísmico. | 96 |
| 5.1.6. Del Diseño Estructural. | 96 |
| 5.1.7. Desventajas. | 97 |
| 5.2. Recomendaciones. | 97 |
| 5.3. Líneas Futuras de Investigación. | 98 |
| | |
| Referencia Bibliográfica | 99 |

| | |
|--|------------|
| I ANEXOS | 102 |
| Anexos | 103 |
| Anexo A. RESULTADOS DE DISEÑO DE MUROS - ETABS 2015 | 103 |
| Anexo B. PLANOS DE ARQUITECTURA | 116 |
| Anexo C. PLANOS DE ESTRUCTURAS | 117 |
| Anexo D. PLANOS DE MECÁNICA DE SUELOS | 118 |

Índice de tablas

| | |
|---|----|
| 2.1. Deflexiones máximas admisibles | 20 |
| 2.2. Coeficiente de Reacción de Sub Rasante o Coeficiente de Balasto "Ks" (Kg/cm ² /cm) | 32 |
| 3.1. Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. | 40 |
| 3.2. Cargas a considerar en el análisis | 43 |
| 3.3. Cargas de tabique a considerar en el análisis | 43 |
| 3.4. Factores de Zona "Z" | 46 |
| 3.5. Clasificación de los perfiles de suelo según EMS | 46 |
| 3.6. Factor de suelo "S". | 46 |
| 3.7. Periodos "T _p " y "T _L ". | 47 |
| 3.8. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Básica R ₀ | 48 |
| 3.9. Categoría y Regularidad de las Edificaciones. | 51 |
| 3.10. Parámetros Sísmicos para el Análisis | 52 |
| 3.11. Metrado de cargas para el Análisis Estático | 52 |
| 3.12. Análisis Estático | 53 |
| 3.13. Parámetros Sísmicos para el Análisis Dinámico Modal Espectral | 53 |
| 3.14. Límites para la Distorsión de Entrepiso. | 55 |
| 3.15. Distorsión de Entrepiso: Deriva Elástica e Inelástica de Entrepiso | 55 |
| 3.16. Fuerza Cortante por Piso en la dirección X(V _x) e Y(V _y) | 56 |
| 3.17. Verificación de la cortante mínima "V _{min} " y factor de escala | 56 |
| 3.18. Desplazamiento Máximo Δ _{max} | 57 |

| | |
|--|-----|
| 3.19. Refuerzo Mínimo $A_{s_{min}}$ | 59 |
| 3.20. Diseño por Resistencia de la Losa Típica a Flexión | 60 |
| 3.21. Verificación del Momento de Agrietamiento en los puntos 1 y 2 | 61 |
| 3.22. Deflexión Inmediata y Diferida en los puntos 1 y 2 | 62 |
| 3.23. Cargas para el Muro PX7 en el 1er piso(Resultados obtenidos del Programa ETABS 2015) | 63 |
| 3.24. Diseño por Flexo-compresión. | 63 |
| 3.25. Fuerzas Cortantes para el muro PX7 en el 1er piso(Resultados obtenidos del Programa ETABS 2015.) | 64 |
| 3.26. Cuantía mínima de refuerzo por cortante. | 64 |
| 3.27. Diseño del refuerzo por cortante. | 64 |
| 3.28. Diseño Sísmico por Capacidad. | 65 |
| 3.29. Diseño por Corte-fricción. | 65 |
| 3.30. Verificación del Talón de Compresión. | 65 |
| 3.31. Parámetros de Suelo. | 66 |
| 3.32. Refuerzo Mínimo para la Platea de Cimentación $A_{s_{min}}$ | 69 |
| 3.33. Diseño por Resistencia de la Platea de Cimentación a Flexión. | 72 |
| 3.34. Obtención de la Fuerza Lateral Última de Entrepiso | 79 |
| | |
| A.1. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 104 |
| A.2. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 105 |
| A.3. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 106 |
| A.4. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 107 |
| A.5. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 108 |
| A.6. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 109 |
| A.7. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 110 |
| A.8. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 111 |
| A.9. Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 112 |
| A.10.Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 113 |
| A.11.Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 | 114 |

A.12.Resultados del diseño de muros - ETABS 2015 115

Índice de figuras

| | |
|---|----|
| 1.1. Esquema del muro de análisis perteneciente al primer y segundo piso. | 5 |
| 1.2. Esquema del muro en análisis en el primer piso. | 6 |
| 1.3. Muro 04 | 6 |
| 1.4. Muro M15 – 1er Piso. | 7 |
| 1.5. Vista en Planta de los Muros. | 7 |
| 2.1. Deformaciones medidas en un espécimen de concreto cargado uniaxialmente a compresión. | 15 |
| 2.2. Comportamiento Frágil y Dúctil. | 15 |
| 2.3. Modelamiento de comportamiento elasto-plástico perfecto. | 16 |
| 2.4. Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. | 20 |
| 2.5. Elementos confinados de borde en muros. | 28 |
| 2.6. Modelo Analizado. | 30 |
| 2.7. Tabla: Módulo de Reacción de la Sub Rasante "Ks". | 31 |
| 3.1. Planta típica de Arquitectura. | 35 |
| 3.2. Corte A-A de Arquitectura. | 35 |
| 3.3. Paño Crítico de Losa Maciza | 40 |
| 3.4. Tramo típico de escalera. | 41 |
| 3.5. Modelo Tridimensional - ETABS 2015. | 42 |
| 3.6. Planta típica: Imagen de la izquierda "Acabados" y derecha "CargaViva". | 43 |
| 3.7. Planta típica: Carga de Tabiques. | 44 |
| 3.8. Zonas Sísmicas según NTE E-030-2016 | 45 |

| | |
|--|----|
| 3.9. Verificación de la Irregularidad por esquina entrante | 49 |
| 3.10. Verificación de la Irregularidad por discontinuidad de diafragma | 49 |
| 3.11. Espectro de Pseudoaceleración "E – 030 – 2016" y "E – 030 – 2006". | 53 |
| 3.12. Espectro de Pseudoaceleración "E – 030 – 2016" y Modelo 3D. | 54 |
| 3.13. Fuerza cortante en la dirección X. | 58 |
| 3.14. Fuerza cortante en la dirección Y. | 58 |
| 3.15. Momento Flector en la dirección X. | 59 |
| 3.16. Momento Flector en la dirección Y. | 60 |
| 3.17. Deflexión Inmediata por Carga Muerta(mm). | 61 |
| 3.18. Deflexión Inmediata por Carga Viva(mm). | 61 |
| 3.19. Planta 1er piso con la ubicación del muro PX7 | 62 |
| 3.20. Diagrama de Interacción del muro PX7(1er piso). | 63 |
| 3.21. Presiones Mínimas de la Platea de Cimentación. | 67 |
| 3.22. Presiones Máximas de la Platea de Cimentación. | 67 |
| 3.23. Fuerza Cortante Inferior(Imagen superior) y Superior(Imagen inferior) en la Dirección X de la Platea de Cimentación. | 68 |
| 3.24. Fuerza Cortante Inferior(Imagen superior) y Superior(Imagen inferior) en la Dirección Y de la Platea de Cimentación. | 68 |
| 3.25. Momento Flector Superior en la Dirección X de la Platea de Cimentación(T-m). | 70 |
| 3.26. Momento Flector Superior en la Dirección Y de la Platea de Cimentación(T-m). | 70 |
| 3.27. Momento Flector Inferior en la Dirección X de la Platea de Cimentación(T-m). | 71 |
| 3.28. Momento Flector Inferior en la Dirección Y de la Platea de Cimentación(T-m). | 71 |
| 3.29. Fuerzas que Actúan sobre la Viga de Cimentación. | 72 |
| 3.30. Momentos flectores sobre la Viga de Cimentación. | 73 |
| 3.31. Fuerzas cortantes sobre la Viga de Cimentación. | 73 |
| 3.32. Imagen de la izquierda muestra las fuerzas cortantes $V_u(T)$ y la imagen de la derecha muestra los momentos flectores $M_u(T-m)$ en la zona de ductos. | 74 |
| 3.33. Imagen de la izquierda muestra las fuerzas cortantes $V_u(T)$ y la imagen de la derecha muestra los momentos flectores $M_u(T-m)$ en la llegada de la escalera. | 75 |

| | |
|---|-----|
| 3.34. Imagen 1: Deformación debido al sismo en la dirección X. Imagen 2: Muestra las fuerzas cortantes $V_u(T)$. Imagen 3: Muestra los momentos flectores $M_u(T-m)$. | 76 |
| 3.35. Se muestra el modelo 3D, la carga muerta(T/m) y la carga viva(T/m). | 78 |
| 3.36. Diagrama de Fuerzas Cortantes $V_u(T)$ y Diagrama de Momento Flector $M_u(T)$. | 78 |
| 3.37. Fuerza Lateral en Condiciones Última Distribuida en el Piso 4. | 80 |
| 3.38. Fuerza Cortante que Actúa en el Diafragma(V_u). | 80 |
| 3.39. Momento Flector que Actúa en el Diafragma(M_u). | 81 |
| 4.1. Comparación del Espectro de Pseudoaceleraciones entre la Norma E-030-2016[17] y E-030-2006. | 82 |
| 4.2. Cuadro Comparativo de entre Muros de Ductilidad Limitada vs Albañilería Confinada - Tujillo - La Liberta | 91 |
| A.1. Planta Con los Nombres de los Muros - ETABS 2015. | 103 |

Resumen

- En el presente trabajo se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de Ayacucho. El edificio se construirá sobre un suelo limoso(SM) con una capacidad portante de 15 T/m².
- El sistema estructural consiste en muros de ductilidad limitada de 10 cm de espesor en todos los ambientes y niveles, las losas de techo son de 20 cm en los baños y lavandería, de 15 cm en la zona de la escalera y el resto es de 10cm.
- El tipo de cimentación escogido para el diseño será una platea de cimentación, en cuyo perímetro se ubicará la viga de cimentación que será la encargada de confinar el relleno debajo de la platea.
- Con respecto al análisis sísmico, se realizó el análisis estático y el análisis dinámico según lo estipulado en la NTE E-030-2016 Diseño Sismorresistente para poder comparar las derivas y los desplazamientos obtenidas del análisis con los límites de la norma. La máxima deriva de entrepiso que se obtuvo fue 0.000669 que es inferior a lo estipulado por la norma vigente.
- Se realizó una comparación entre el espectro de pseudoaceleraciones de la NTE E-030-2016(Vigente) con la NTE E-030-2006(Anterior).
- El análisis del edificio y el diseño de los elementos estructurales se realizó con los programas SAFE 2014 y ETABS 2015, para la redacción de la tesis se empleó el programa de composición de textos LATEX.

Abstract

- In this paper the structural analysis and design of reinforced concrete five-story multifamily building located in the district of Ayacucho was made. The building will be built on a silty soil (SM) with a carrying capacity of 15 T/m².
- The structural system consists of walls of limited ductility of 10 cm thick in all environments and levels, roof slabs are 20 cm in bathrooms and laundry, 15 cm in the area of the stairs and the rest is 10cm.
- The type of foundation chosen for the design will be a foundation pit, in which the perimeter foundation beam that will be responsible for confining the fill under the stalls will be located.
- With respect to seismic analysis, static analysis and dynamic analysis as stipulated in the NTE E-030-2016 Earthquake Resistant Design was done to compare the drifts and displacements obtained from the analysis with the limits of the standard. The maximum drift mezzanine obtained was 0.000669 which is lower than stipulated by the current standard.
- A comparison between the spectrum of the NTE pseudoaceleraciones E-030-2016 (Current) with the NTE E-030-2006 (Previous) was performed.
- Building analysis and design of structural elements was performed with the SAFE ETABS 2014 and 2015 programs, for writing the thesis the typesetting program LaTeX was used.

Introducción

- En Lima, Arequipa, Piura y Trujillo, en los últimos años se vienen construyendo edificios de viviendas de manera masiva. El sistema estructural más empleado es el de muros de ductilidad limitada, debido a su gran eficiencia en el tiempo y costo, la tendencia es la construcción tipo fábrica.
- El objetivo de la tesis es realizar el análisis y el diseño estructural del edificio ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo como mínimo con las disposiciones de las normas.
- En el capítulo 1, se presentan lo aspectos generales del proyecto, la planta y corte del plano de arquitectura, los objetivos generales y específicos, la formulación del problema y la hipótesis.
- En el capítulo 2, Se desarrolla los conceptos teóricos de lo requerido para el análisis y diseño del edificio propuesto.
- En el capítulo 3, Se hace una breve descripción de la NTE E-030-2016[17], se realiza la verificación de las irregularidades, el predimensionamiento, el análisis estático, el análisis dinámico modal, el diseño de cada elemento estructural.
- En el capítulo 4, Se obtienen y se discuten los resultados y se contrastan las hipótesis.
- En el capítulo 5, De la discusión de los resultados, se dan las conclusiones, recomendaciones y las líneas futuras de investigación.

Capítulo 1

Consideraciones Generales

1.1. Antecedentes y Estudios Sobre Muros delgados.

1.1.1. Antecedentes.

- Actualmente la industria de la construcción de edificios con muros delgados va en aumento, pues este tipo de edificios son eficientes constructivamente por la simplicidad, simetría y tipicidad de los pisos y además económicamente factible.
- El ACI 318S-2014[1] Lo considera como muros estructurales o muros de cortante diseñado para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales en el plano del muro. Esto se aprecia en los capítulos 11 y 18 de la norma en mención.
- En los años 1985 y 1986 se hicieron varios programas de vivienda con muros de concreto armado, pues en esos años se congeló el precio del cemento y resultaron atractivos económicamente. Sin embargo poco a poco se dejó de usar este sistema por las variaciones de los precios relativos entre el cemento y el ladrillo y porque se requería de encofrados metálicos que pocas empresas disponían.(Blanco A.[5]).
- A partir del año 2001, con el impulso dado por el Gobierno para fomentar la construcción de vivienda popular, se comienza a usar nuevamente el sistema de muros portantes, pero en este caso con muros de concreto armado en lugar de

muros de albañilería. Las razones que impulsan este cambio se circunscriben a una mejora de la tecnología del concreto que permite hacer vaciados con espesores reducidos, a la posibilidad de alquilar encofrados metálicos o de aluminio, a la toma de conciencia de la importancia de evitar los tiempos muertos en las obras, al mayor uso de concreto premezclado y al hecho que con concreto se pueden hacer muros mas delgados que con unidades de ladrillo, lo que redunda en un mayor espacio útil en las viviendas.(Blanco A.[5]).

- En el año 2003 se hacen ajustes en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, introduciendo el término de muros de ductilidad limitada. En esta modificación se indica que para obtener el valor de la fuerza cortante en este tipo de edificios no debe usarse un valor de $R = 6$ (que es el usado para muros o placas con estribos en los extremos) sino de $R = 4$, reconociendo que los muros delgados no pueden confinarse con estribos en los núcleos reforzados y que se está usando mallas de acero electrosoldadas que no tienen las características de ductilidad del fierro de punto de fluencia 4,200 kg/cm², que es el usado en el Perú.(Blanco A.[5]).
- A raíz de una carta enviada por el suscrito al Decano Nacional y Departamental de Lima del Colegio de Ingenieros de Perú, sobre esta problemática, se realiza un conversatorio sobre el tema de las edificaciones con losas de transferencia, la necesidad de lograr una buena densidad de muros en las dos edificaciones, el uso de mallas de acero electrosoldadas, etc. convocando a los delegados del CIP ante Comisiones Revisoras de Proyectos de los Municipios de Lima y a un buen número de ingenieros dedicados al diseño estructural, conformándose luego en el Capítulo de Civiles, una comisión para efectuar planteamientos de modificación a las normas vigentes.

Esta comisión realiza diversos planteamientos, gracias a la participación de profesionales convocados por el Capítulo a través de su presidente, **ingeniero Jorge Alva Hurtado** y de su vocal, **ingeniero Alejandro Muñoz Peláez**, quien en su condición de directivo y especialista en diseño estructural dirige y coordina los aportes. Participan activamente **los ingenieros Julio Rivera Feijoo, Ja-**

vier Piqué del Pozo, Luis Zegarra Ciquero, Gianfranco Otazzi Pasino, Raúl Ríos Jiménez, Carlos Casabonne Rasselet, Luis Vargas y el suscrito. Posteriormente se obtiene un documento final, que el decano CIP presenta a SENCICO, que es el órgano oficial peruano encargado de la Normalización de las Edificaciones.(Blanco A.[5]).

- Finalmente en el mes de diciembre de 2004, el Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento publica en el diario El Peruano, la resolución respectiva dando valor oficial a estas nuevas normas.(Blanco A.[5]).

1.1.2. Estudios de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada.

1. Estudios sobre Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada:

- a) **Maco Sarmiento H.(2014)**([10]): Tesis de Investigación "Análisis y Diseño de una Edificación Multifamiliar de Siete Pisos con Muros de Ductilidad Limitada"; Pontificia Universidad Católica del Perú.
- b) **Granados Sáenz, R. y López Wong, J.(2012)**([9]): Tesis de Investigación "Diseño de un Edificio de Muros de Ductilidad Limitada de Cinco Niveles"; Pontificia Universidad Católica del Perú.
- c) **Villegas Gonzales, C.(2010)**([21]): Tesis de Investigación "Diseño de un Edificio de Seis Pisos con Muros de Concreto Armado"; Pontificia Universidad Católica del Perú.
- d) **Aliaga Arcos, J.(2007)**([3]): Tesis de Investigación "Proyecto de Estructuras de Muros Delgados de Concreto Armado para un Edificio Multifamiliar de Cinco Pisos"; Pontificia Universidad Católica del Perú.
- e) **Delgado Ehni, R. y Peña Rodriguez-Larraín, C.(2006)**([7]): Tesis de Investigación "Edificios Peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada"; Pontificia Universidad Católica del Perú.
- f) **Gálvez Villacorta, A.(2008)**([8]): Tesis de Investigación "Propuesta del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica para Sistemas Estructurales en Con-

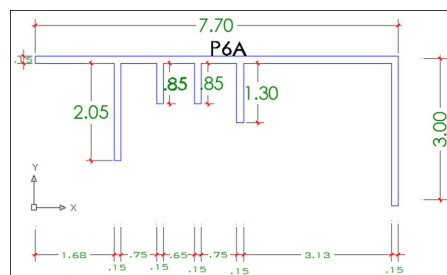
creto Armado con Muros Reforzados por Barras Dúctiles y Mallas Electro-soldadas"; Pontificia Universidad Católica del Perú.

- g) **Zavaleta Chumbiauca L.(2009)**([22]): Tesis de Investigación "Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada de una Vivienda Multifamiliar en la ciudad de Trujillo"; Universidad Privada Antenor Orrego - Perú.
- h) **Anccasi Huayra R.(2011)**: Informe de Practica Pre-Profesional "Análisis y Diseño de Edificios de Ductilidad Limitada"; Universidad Nacional San Cristobal de Huamanga - Perú.
- i) **Briceño Z., Adriana P., Carreras G., Nelson H.(2013)**: Trabajo Especial de Grado "Análisis y Diseño de Muros Estructurales de Concreto, considerando las Experiencias de los Terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011"; Universidad Católica Andrés Bello - Chile.

2. Diseño de Muros de Ductilidad Limitada:

- a) **Maco Sarmiento H.(2014)**([10]): El diseño de muros de ductilidad lo realiza considerando como una sólo unidad la suma de los muros de dicho proyecto ver figura(1.1). Este proyecto se analizó y diseñó bajo la NTE E-030-2006.

Figura 1.1: Esquema del muro de análisis perteneciente al primer y segundo piso.

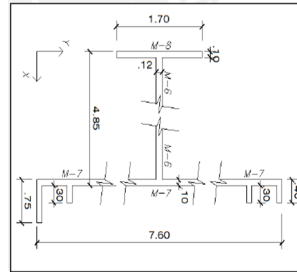


Fuente: Maco Sarmiento H. [10]

- b) **Granados Sáenz, R. y López Wong, J.(2012)**([9]): El diseño de muros de ductilidad lo realiza considerando como una sólo unidad la suma de los

muros de dicho proyecto ver figura(1.2). Este proyecto se analizó y diseñó bajo la NTE E-030-2006.

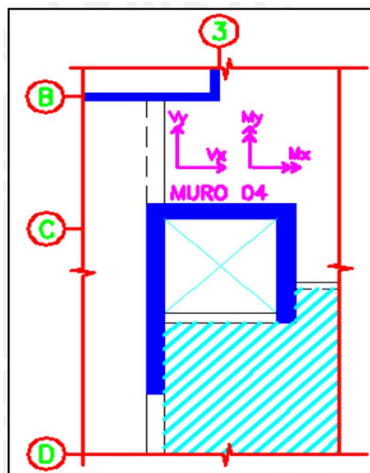
Figura 1.2: Esquema del muro en análisis en el primer piso.



Fuente: Granados Sáenz, R. y López Wong, J. [9]

- c) **Villegas Gonzales, C.(2010)**([21]):El diseño de muros de ductilidad lo realiza considerando como una sólo unidad la suma de los muros de dicho proyecto ver figura(1.3). Este proyecto se analizó y diseñó bajo la NTE E-030-2006.

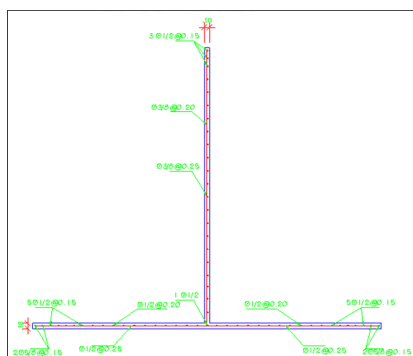
Figura 1.3: Muro 04



Fuente: Villegas Gonzales, C. [21]

- d) **Aliaga Arcos, J.(2007)**([3]):El diseño de muros de ductilidad lo realiza considerando como una sólo unidad la suma de los 2 muros de dicho proyecto ver figura(1.4). Este proyecto se analizó y diseñó bajo la NTE E-030-2006.

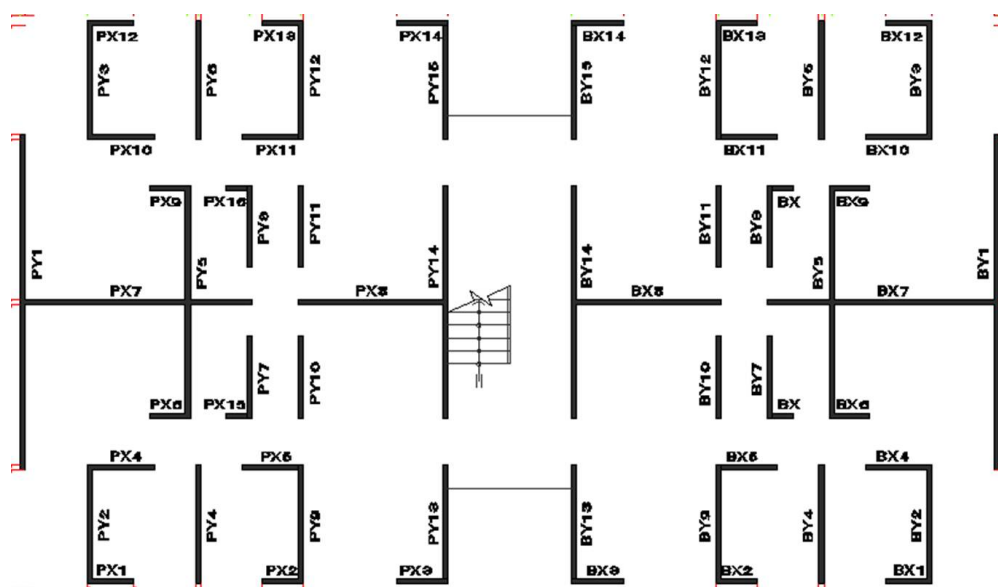
Figura 1.4: Muro M15 – 1er Piso.



Fuente: Aliaga Arcos, J. [3]

- e) **Ochante Tineo A. (2016)**: El diseño de muros de ductilidad a diferencia de las investigaciones mostradas, lo realizamos considerando que cada muro es una unidad ver figura (1.5). Se toma esta consideración a partir de la consulta realizada al **Ing. Julio Rivera Feijoo**, quien con la gran experiencia que tiene en el diseño de estructuras respondió lo siguiente "Las dos consideraciones arrojan resultados similares en el rango no lineal, esta discusión viene desde muchos años atrás, cualquiera sea la metodología de analizar los muros, este debe ser consecuente con el detallamiento estructural". Este proyecto se analiza y diseña bajo la NTE E-030-2016[17].

Figura 1.5: Vista en Planta de los Muros.



Fuente: Elaboración Propia

1.2. Delimitación de la Investigación.

- La investigación se realizará en un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada ubicada en la ciudad de Ayacucho.
- Considerando que la investigación es fundamentalmente a nivel de superestructura, para la subestructura se tomará de manera referencial el “Mapa de peligros de la ciudad de Ayacucho - 2003”[23].
- Se determinará las distorsiones máximas y se elaborará una guía de diseño de acuerdo a las NTE E-030 - 2016[17].

1.3. Formulación del Problema.

1.3.1. Problema General.

- ¿Cuáles son las distorsiones máximas de entrepiso, aplicando la NTE E-030 – 2016[17] en el análisis sísmico de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho?.

1.3.2. Problemas Específicos.

- ¿De qué manera influye los cambios de la NTE E-030 – 2016[17] en el espectro de pseudoaceleraciones para el análisis sísmico?.
- ¿Es factible elaborar una guía de diseño de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho, aplicando la NTE E-030 – 2106[17]?.
- ¿Los edificios de muros de ductilidad limitada son una alternativa de sistema estructural dentro de la ciudad de Ayacucho?.

1.4. Justificación de la Investigación.

- En la ciudad de Ayacucho se vienen construyendo en los últimos años edificios de hasta 5 pisos con el sistema de Albañilería confinada, sin embargo a nivel nacional el sistema estructural más empleado es el de Muros de ductilidad limitada, debido al ahorro de costo y en tiempos de construcción por la tipicidad de los pisos, motivo por el cual se pretende mostrar como una alternativa eficiente en el diseño y costo.
- En la ciudad de Lima se viene construyendo en los últimos años edificios de viviendas entre cinco y siete pisos de manera masiva. El sistema estructural más empleado en este tipo de edificaciones es el de muros de ductilidad limitada (EMDL), EMDL. Dicho sistema consiste en losas y muros portantes delgados de concreto armado de 10 y 12 cm de espesor. Debido al ahorro en costo y en tiempo de construcción, los EMDL han logrado una gran aceptación como alternativa de solución al problema de vivienda en el país (Granados R. y Lopez W.[9]).
- En los últimos años, se han venido construyendo gran cantidad de edificios de viviendas multifamiliares, los cuales hacen uso de diversos sistemas estructurales. Uno de estos sistemas estructurales, debido a factores económicos y de tiempo de construcción, está basado en muros delgados de concreto armado de aproximadamente 10 cm. a 15 cm. de espesor (Aliaga J.[3]).
- Debido a su reciente aparición, en el Perú no existe información acerca del comportamiento sísmico de los EMDL, ni tampoco información estadística sobre sus características estructurales. Por este motivo, se recurrió a la opinión de expertos en ingeniería estructural para estimar el comportamiento esperado (Delgado Ehni, R. y Peña Rodríguez-Larraín, C.[7]).

1.5. Limitación de la Investigación.

En lo metodológico: Se limita al análisis sísmico y diseño los elementos estructurales de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada ubicado en la ciudad de Ayacucho, mediante el uso de un ordenador y hojas de cálculo.

1.6. Importancia de la Investigación.

- Es importante considerar como alternativa el sistema de muros de ductilidad limitada dentro de la ciudad de Ayacucho, pues se vienen ejecutando edificios de hasta 5 pisos con el sistema estructural de albañilería confinada.
- El sistema de Muros de Ductilidad Limitada se puede aplicar en cualquier parte del país.
- En todo los terremotos importantes en el mundo los edificios con adecuada densidad de muros, de concreto o albañilería y formas estructurales apropiadas han mostrado un buen desempeño, generalmente mejor de lo esperado. Es ahora que nuestra comunidad de ingenieros comparta algunos criterios y requerimientos mínimos, para que nuestros edificios de muros de ductilidad limitada tengan un comportamiento comparable al de otros sistemas e incorporen de manera planificada el buen desempeño observado de los edificios rígidos de muros (COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ[6]).
- El sistema estructural más empleado en este tipo de edificaciones es el de muros de ductilidad limitada (EMDL). Debido al ahorro en costo y en tiempo de construcción, los EMDL han logrado una gran aceptación como alternativa de solución al problema de vivienda en el país (Granados Sáenz, R. y López Wong, J.[9]).

1.7. Objetivos.

1.7.1. Objetivo General.

- Realizar el Análisis sísmico de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho, aplicando la NTE E-030 – 2016[17], de tal forma que se obtenga las distorsiones máximas de entrepiso.

1.7.2. Objetivos Específicos.

- Determinar el nuevo espectro de Pseudoaceleraciones bajo la NTE E-030 – 2016[17] y hacer un estudio comparativo con la NTE E-030 - 2006.
- Elaborar una guía de diseño de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho, aplicando la NTE E-030 – 2106[17].
- Mostrar el sistema estructural de muros de ductilidad limitada como una alternativa frente a los sistemas tradicionales dentro de la ciudad de Ayacucho.

1.8. Hipótesis.

1.8.1. Hipótesis General.

- Si las distorsiones máximas obtenidas del análisis son inferiores a 0.005, entonces la edificación cumple con lo establecido por la NTE E-030 - 2016[17].

1.8.2. Hipótesis Específicos.

- El espectro de Pseudoaceleraciones bajo la NTE E-030 – 2016[17], reduce la fuerza sísmica frente a la NTE E-030 - 2006.
- Si se elabora una guía de diseño de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho, aplicando la NTE E-030 – 2106[17], entonces

se puede tener una metodología de diseño que cumpla con los requerimientos establecidos por la norma en mención.

- Si se utiliza el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, entonces se puede tener una construcción más económica y eficiente en tiempos de construcción.

1.9. Variables.

1.9.1. Variables Independientes.

- Distorsiones de entrepiso, desplazamientos elásticos, esfuerzos últimos de demanda.

1.9.2. Variables Dependientes.

- Espectro de pseudoaceleraciones, desplazamiento inelásticos, esfuerzos resistentes.

1.10. Organización del Estudio.

- En el **capítulo 1**. Consideraciones Generales.
- En el **capítulo 2**. Marco Teórico.
- En el **capítulo 3**. Marco Metodológico.
- En el **capítulo 4**. Resultados y Discusiones.
- En el **capítulo 5**. Conclusiones, Recomendaciones y Líneas Futuras de Investigación.
- **Referencias Bibliográficas.**
- **Anexos.**

1.11. Metodología.

- Tipo de Investigación: Cuantitativa.
- Nivel de Investigación: Correlacional - Explicativo.
- Diseño de Investigación: Transversal.

Capítulo 2

Marco Teórico

Las unidades empleadas en este capítulo son las unidades MKS(T, Kg, m, cm, mm, etc.).

2.1. Módulo de Elasticidad (E_c).

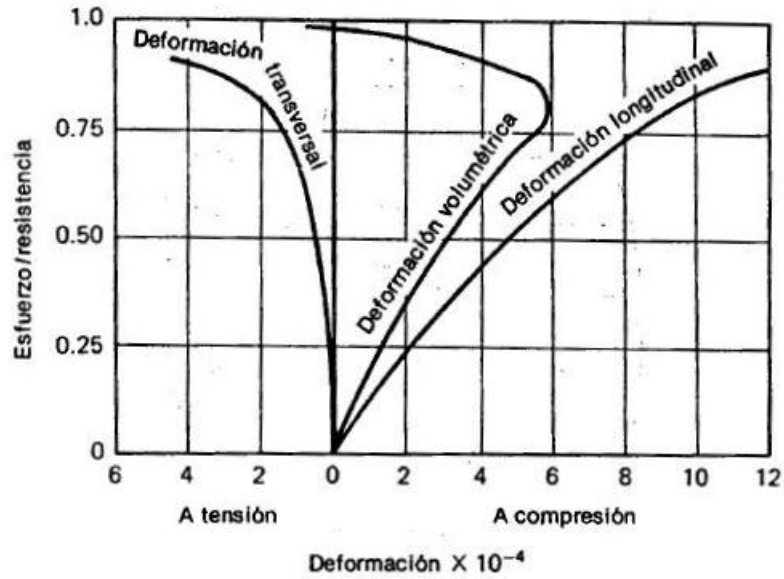
Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.(NTE E-060.[19]).

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad (2.1)$$

2.2. Relación de Poisson.

Por lo general se encuentra que la relación entre la deformación transversal y de la deformación en la dirección de la carga uniaxial aplicada, conocida como la relación de Poisson, oscila de 0.15 a 0.20 para el concreto. Sin embargo, se han determinado valores de 0.10 y 0.30. (R. Park y T. Paulay[13]).

Figura 2.1: Deformaciones medidas en un espécimen de concreto cargado uniaxialmente a compresión.



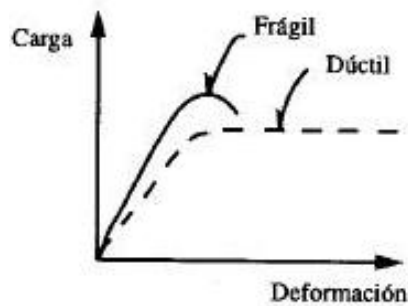
Fuente: R. Park y T. Paulay [13]

2.3. Ductilidad (u_e).

Capacidad de deformación más allá del límite elástico, es el cociente entre el desplazamiento del colapso y el desplazamiento del límite elástico.

$$u_e = \frac{x_c}{x_y} \quad (2.2)$$

Figura 2.2: Comportamiento Frágil y Dúctil.



Fuente: R. Park y T. Paulay [13]

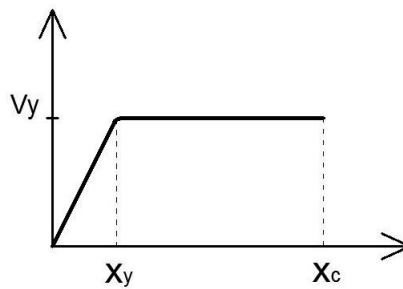
2.4. Resistencia Lateral(V_y).

La resistencia lateral se define como la carga horizontal máxima que puede soportar una estructura en el rango elástico o, también, como la carga lateral que inicia el comportamiento inelástico.

Si se acepta un comportamiento lineal en el rango elástico, entonces la resistencia lateral se puede obtener como el producto de la rigidez lateral por el desplazamiento máximo elástico.(Muñoz A.[12]).

$$V_y = K * x_y \quad (2.3)$$

Figura 2.3: Modelamiento de comportamiento elasto-plástico perfecto.



Fuente: Elaboración Propia

2.5. Rigidez Lateral.

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. (Blanco A.[4]).

2.6. Muros de Ductilidad Limitada.

Se caracteriza por ser muros de espesores reducidos de 10 cm a 12 cm, no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importante, pues los extremos no son confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera.

2.7. Losa.

Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno, usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo. (NTE E-060.[19]).

2.8. Requisitos de Resistencia y Servicio.

Según la NTE E-060 [19]. Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕRn) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (Ru), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi Rn \geq Ru \quad (2.4)$$

2.8.1. Resistencia Requerida.

De la NTE E-060 [19].

1. La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (2.5)$$

2. Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (2.6)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (2.7)$$

3. No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

2.8.2. Resistencia de Diseño.

De la NTE E-060 [19]. El factor ϕ debe ser especificado de acuerdo a lo siguiente:

| | |
|--|------|
| Flexión sin carga axial: | 0.90 |
| Carga axial de tracción con o sin flexión: | 0.90 |
| Carga axial de compresión con o sin flexión: Refuerzo en espiral | 0.75 |
| Carga axial de compresión con o sin flexión: Otros elementos | 0.70 |
| Cortante y Torsión: | 0.85 |
| Aplastamiento en el concreto | 0.70 |

2.8.3. Resistencia General de Servicio.

2.8.3.1. Control de Deflexiones.

De la NTE E-060 [19]:

- Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.
- A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales confiables para evaluar la rigidez a flexión del elemento (E_c y I_e), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en (2.1) y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la

sección no agrietada (I_g).

El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (2.8)$$

donde f_r es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal, como:

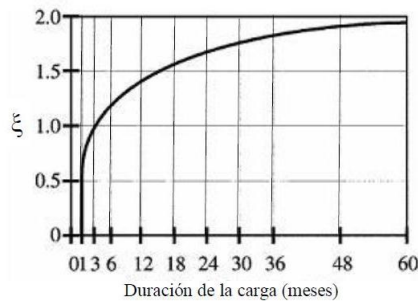
$$f_r = 2\sqrt{f'c}(\text{kg/cm}^2) \quad (2.9)$$

- A menos que se haga un análisis más completo, la deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (2.10)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

| | |
|--------------------|-----|
| 5 años o más | 2.0 |
| 12 meses | 1.4 |
| 6 meses | 1.2 |
| 3 meses | 1.0 |

Figura 2.4: Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.**Fuente:** NTE E-060 [19]**Tabla 2.1:** Deflexiones máximas admisibles

| Tipo de elemento | Deflexión considerada | Límite de deflexión |
|--|---|---------------------|
| Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | 180*(1) |
| Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | $L/360$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | (a) La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†(2) | $L/480‡(3)$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Idem (a) | $L/240§(4)$ |

Fuente: NTE E-060 [19]

1. Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando

los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.

2. Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.
3. Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.
4. Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

2.8.3.2. Refuerzo por Cambio Volumétrico.

Según NTE E-060 [19]. En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extiende en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

| | |
|--|--------|
| Barras lisas | 0.0025 |
| Barras corrugadas con $f_y < 4200\text{kg/cm}^2$ | 0.0020 |
| Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200\text{kg/cm}^2$ | 0.0018 |

2.8.3.3. Espaciamiento Máximo del Refuerzo.

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 40 cm (NTE E-060 [19]).

2.9. Flexión.

De la NTE E-060 [19]. HIPÓTESIS DEL DISEÑO:

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7 de la NTE E-060 [19], y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones:

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran peralte definidas en el numeral 10.7.1 de la NTE E-060 [19], debe emplearse un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ε_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- Despreciar la resistencia a tracción del concreto.
- Un esfuerzo en el concreto de $0,85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb} \quad y \quad \phi Mn = \phi Asfy(d - \frac{a}{2}) \quad (2.11)$$

Consideraciones para el refuerzo por flexión.

- El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} b_w d \quad (2.12)$$

- Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser el requerido por (2.8.3.2). Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0.0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 40 cm.
- En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$), Ver ecuaciones 2.8 y 2.9.

2.10. Cortante.

De la NTE E-060 [19]. El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.13)$$

Donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la

resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.14)$$

2.10.1. Resistencia al Cortante Aportado por el Concreto (V_c)

De la NTE E-0600 [19]. Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd(Kg) \quad (2.15)$$

2.10.2. Resistencia Aportada por el Refuerzo de Cortante (V_n)

Según la NTE E-060 [19]. Se permite utilizar como refuerzo de cortante:

1. Estribos perpendiculares al eje del elemento.
2. Refuerzo electro soldado con alambres perpendiculares al eje del elemento.
3. Espirales.

Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo de cortante no deben exceder $4200kg/cm^2$.

2.10.3. Refuerzo Mínimo de Cortante ($A_{v_{min}}$) .

Según la NTE E-060 [19]. Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v_{min}}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde V_u exceda de $0.5 \phi V_c$, excepto en:

1. Losas y zapatas.
2. Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas.
3. Vigas con un peralte h menor o igual que el mayor de los siguientes valores: 25 cm, 2.5 veces el espesor del ala y 0.5 veces el ancho del alma.

$$A_{v_{min}} = 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_y} \quad (2.16)$$

Pero no debe ser menor que $0.35\frac{b_w s}{f_y}$.

2.10.4. Diseño del Refuerzo Para Cortante (V_s) .

De la NTE E-060 [19]. Donde la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones 2.12 y 2.13 y V_s debe calcularse de acuerdo con 2.17.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.17)$$

2.11. Requisitos de Diseño para Muros de Ductilidad

2.11.1. Diseño por Flexo-compresión.

De la NTE E-060 [19]. En edificios de más de 3 pisos, deberá proveerse del refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo-compresión del muro por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de su sección. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos. El cálculo del momento de agrietamiento sometido a una combinación de carga axial y flexión es:

$$M_{cr} = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{Pu}{A} \right) \frac{I}{y} \quad (2.18)$$

2.11.2. Diseño por Cortante.

Según CIP [6]. La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi \left(A_c \alpha \sqrt{f'_c} \right) + \phi (A_c \rho_h f_y) \quad (2.19)$$

Donde $\phi = 0.85$, " A_c " representa el área de corte en la dirección analizada, " ρ_h " la cuantía horizontal del muro y " α " es un valor que depende del cociente entre la altura total del muro " h_m " (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en planta " L_m ".

$$si \quad \left(\frac{h_m}{L_m} \right) \leq 1.5 \quad \alpha = 0.8 \quad (2.20)$$

$$si \quad \left(\frac{h_m}{L_m} \right) \geq 2.5 \quad \alpha = 0.53 \quad (2.21)$$

$$si \quad 1.5 < \left(\frac{h_m}{L_m} \right) < 2.5 \quad (2.22)$$

De la ecuación 2.22,Entonces α se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53.

El valor máximo de V_n será:

$$V_n < 2.7\sqrt{f'c}A_c \quad (2.23)$$

El valor de A_c

$$A_c = e * d = e(0.8Lm) \quad (2.24)$$

2.11.3. Diseño Sísmico por Capacidad.

De la NTE E-060 [19]. La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (V_{ua}) amplificado por el cortante entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento proveniente del análisis (M_{ua}).

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (2.25)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25fy$.

En la mitad superior del edificio podrá usarse 1.5 como valor máximo del cociente $\left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$.

El cociente $\left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$ no debe tomarse mayor que el cociente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro L_m . $\frac{M_u}{4V_u}$ ó la altura de los dos primeros, la que sea mayor.

2.11.4. Diseño por Corte-fricción.

De CIP [6]. El refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ϕV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción deberá calcularse como:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_y f_y) \quad (2.26)$$

Donde la fuerza nominal última (N_u) se calcula en función de la carga muerta (N_m) como $N_u = 0.9N_m$, el coeficiente de fricción debe tomarse como $\mu = 0.6$ y $\phi = 0.85$. Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomará $\mu = 1.0$ y el detalle correspondiente se deberá incluir los planos.

2.11.5. Verificación por Talón Comprimido.

De la NTE E-060 [19]:

1. Este acápite se aplica a los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando (2).

- a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

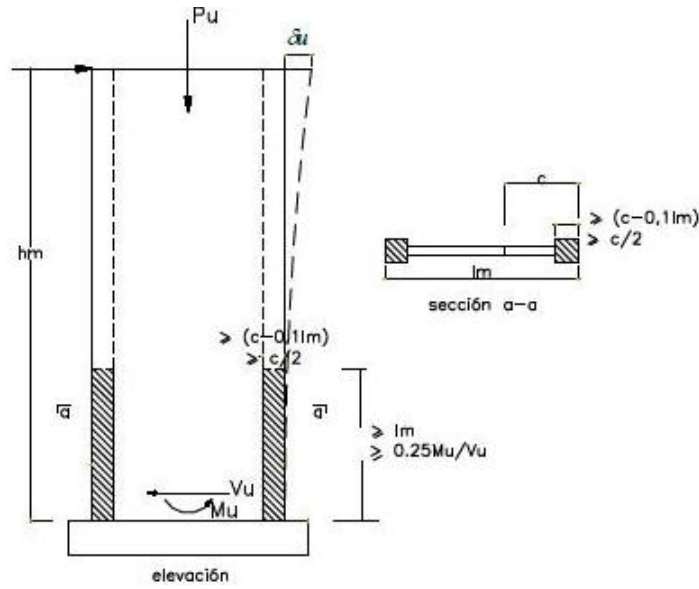
$$c \geq \frac{L_m}{600 \left(\frac{\delta u}{h_m} \right)} \quad (2.27)$$

δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a h_m y debe ser calculado de acuerdo al artículo 5.1 de la NTE E-030 - 2016[17]. El valor de " c " en la ecuación 2.27 corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu . El cociente $\delta u/h_m$ en la ecuación

2.27 no debe tomarse menor que 0.005.

- b) Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $\frac{M_u}{4V_u}$.

Figura 2.5: Elementos confinados de borde en muros.



Fuente: NTE E-060 [19]

2. Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones de (1) deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0.2f'c$ ($\sigma_c > 0.2f'c$). Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta.

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u y}{I_g} \quad (2.28)$$

2.11.6. Refuerzo Vertical y Horizontal en los Muros.

Según la NTE E-060 [19]. La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

$$\text{Si } Vu \geq 0.5\phi Vc \text{ entonces } \rho_h \geq 0.0025 \text{ y } \rho_v \geq 0.0025 \quad (2.29)$$

$$\text{Si } Vu < 0.5\phi Vc \text{ entonces } \rho_h \geq 0.0020 \text{ y } \rho_v \geq 0.0015 \quad (2.30)$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{L_m} \leq 2.0 \quad (2.31)$$

De la ecuación 2.31, la cuantía vertical de refuerzo no deberá ser menor que la cuantía horizontal.

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la resistencia del acero.

2.12. Cimentación para Muros Portantes.

Del ACI [2]. Una de las alternativas para solucionar el problema del déficit de viviendas en el Perú, es la de construir edificaciones de 3 a 5 pisos cuyos elementos portantes verticales están conformados por muros de albañilería reforzada o por muros de concreto armado.

Se está utilizando con buenos resultados, desde el punto de vista de seguridad estructural como también económico, plateas de cimentación. sin embargo es indispensable que el diseño sea enfocado adecuadamente, considerando al suelo como un medio elástico que se deforma de acuerdo al tipo de carga y su propio valor de "Coeficiente de balasto K_s ".

Cuando las cimentaciones son poco rígidas y están colocadas sobre terrenos blandos, se deforman debido a cargas impuestas, de manera que las presiones de contacto entre el terreno y la platea no son uniformes, tomando valores más altos en las zonas bajo las cargas y siendo de magnitud pequeña en los otros sectores. Esto sucede especialmente en las plateas de cimentación de espesores reducidos que soportan muros portantes. El grado de variabilidad de las presiones dependerá también de las luces entre los muros

y del coeficiente de Balasto.

2.12.1. Fundamento Teórico para el Análisis.

Del ACI [2]. El problema se resuelve teniendo en cuenta que el suelo es un medio continuo que se comporta como una serie de resortes dispuestos a distancias muy cercanas entre si. Tal como se muestra en la figura 2.6. Para el análisis se puede considerar las siguientes ecuaciones de la elástica.

$$a) \frac{Mu}{EcI} = \frac{d^2y}{dx^2}, \quad b) \frac{d}{dx} \left(\frac{Mu}{EcI} \right) = Vu, \quad c) \frac{d}{dx} (Vu) = (Pu - q_a) \quad (2.32)$$

Donde:

x = coordenada de longitud de la cimentación.

y = deflexión en el punto " x ".

$q_a = ybKs$ reacción del terreno en el punto " x ".

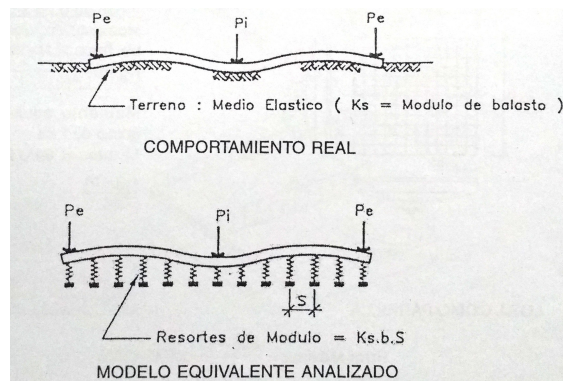
b = ancho de la cimentación.

Ks = coeficiente de balasto.

La ecuación puede también expresarse como:

$$\frac{d^4y}{dx^4} = P - ybKs \quad (2.33)$$

Figura 2.6: Modelo Analizado.

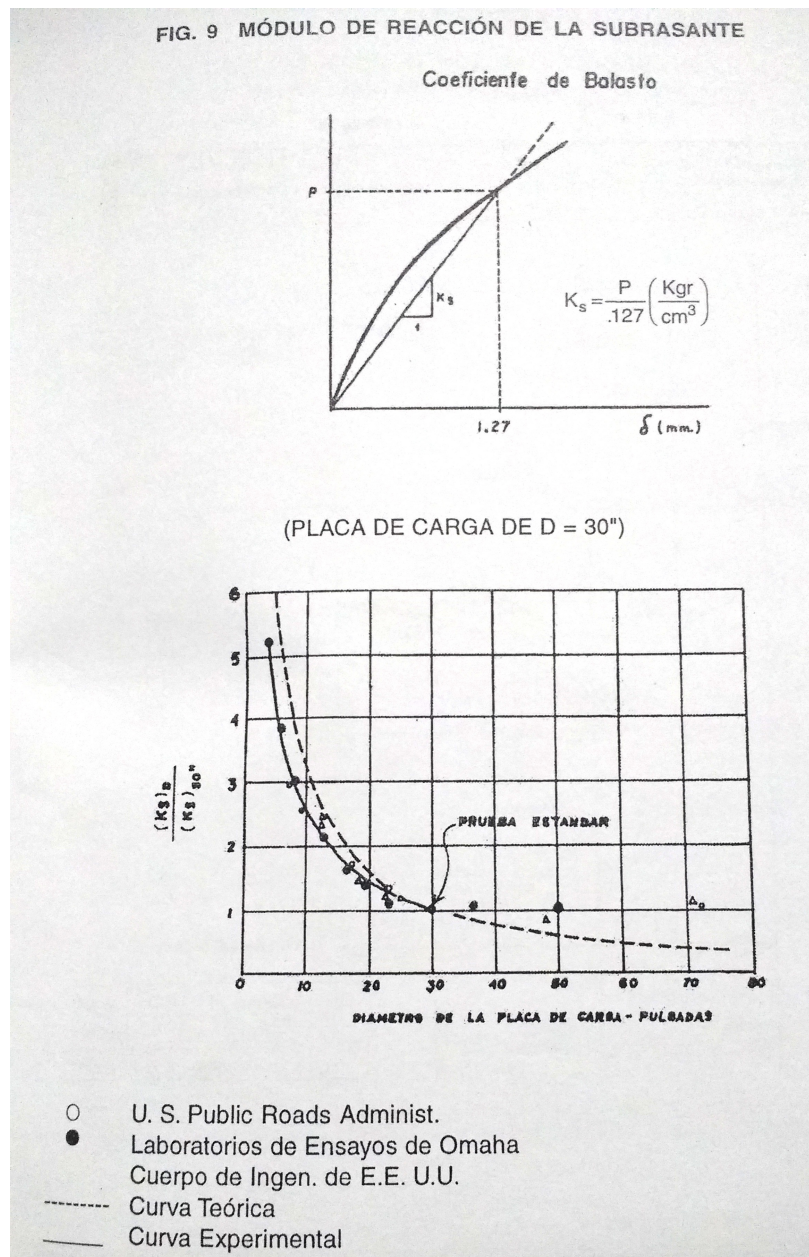


Fuente: ACI [2]

2.12.2. Coeficiente de Balasto K_s .

Del ACI [2]. El coeficiente de balasto, conocido también por coeficiente de Reacción de la Sub Rasante, se determina en base a una prueba de compresión simple sobre el terreno, considerando que la carga se aplica mediante una plancha circular de 30" de diámetro (ver fig. 2.7).

Figura 2.7: Tabla: Módulo de Reacción de la Sub Rasante " K_s ".



Fuente: ACI [2]

Este coeficiente es muy sensible a las dimensiones de la cimentación. En la Tabla 2.2 se presentan algunos valores referenciales para diferentes tipos de suelos.

Tabla 2.2: Coeficiente de Reacción de Sub Rasante o Coeficiente de Balasto "Ks"
(Kg/cm²/cm)

| Descripción de los suelos | Símbolos | Rango Ks (Kg/cm ³) | Promedio Ks (Kg/cm ³) |
|--------------------------------------|----------|-----------------------------------|--------------------------------------|
| Gravas bien graduadas | GW | 14 – 20 | 17 |
| Gravas arcillosas | GC | 11 – 19 | 15 |
| Gravas mal graduadas | GP | 8 – 14 | 11 |
| Gravas limosas | GM | 6 – 14 | 10 |
| Arenas bien graduadas | SW | 6 – 16 | 11 |
| Arenas arcillosas | SC | 6 – 16 | 11 |
| Arenas mal graduadas | SP | 5 – 9 | 7 |
| Arenas limosas | SM | 5 – 9 | 7 |
| Limos orgánicos | ML | 4 – 8 | 6 |
| Arcillas con grava o arena | CL | 4 – 6 | 5 |
| Limos inorgánicos y arcillas limosas | OL | 3 – 5 | 4 |
| Limos inorgánicos | MH | 1 – 5 | 3 |
| Arcillas inorgánicos | CH | 1 – 5 | 3 |
| Arcillas orgánicos | OH | 1 – 4 | 2 |

Fuente: ACI [2]

2.12.3. Verificación por Servicio.

De la NTE E-060 [19].

- Las zapatas que soporten más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas y losas de cimentación) deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma.
- El área de la base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio) transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata. El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo o de la capacidad admisible de los pilotes, establecida en el estudio de mecánica de suelos.

- En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.
- Se podrá considerar un incremento del 30 % en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento(NTE E-060 [19]).
- Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80 % de los valores provenientes del análisis, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente [17]están especificadas al nivel de resistencia de la estructura(NTE E-060 [19]).

Las combinaciones por servicio¹:

$$S = CM + CV \quad (2.34)$$

$$S = 0.8(CM + CV) \pm 0.64CSx \quad (2.35)$$

$$S = 0.8(CM + CV) \pm 0.64CSy \quad (2.36)$$

¹De las Ecuaciones 2.35 y 2.36: El factor 0.64 que multiplica a la carga sísmica la obtuve de la siguiente manera: En lugar de amplificar la capacidad portante del suelo en un 30 % como se indica en la NTE E-060 [19], reduce la carga de sismo en un 25 %.

Capítulo 3

Marco Metodológico

3.1. Aspectos Generales.

Las unidades empleadas en este capítulo son unidades MKS(T, Kg, m, cm, mm)
El edificio que se desarrolla en esta tesis, está ubicado en el distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga y departamento de Ayacucho. El proyecto consiste en hacer el análisis sísmico bajo la NTE E-030-2016[17], luego hacer el diseño de cada elemento estructural.

Arquitectura: El módulo es un edificio de 5 pisos con un área total de 186.78m² por planta dividido en 4 departamentos, cada departamento con un área aproximadamente de 42.40 m² y consta de 2 dormitorios, 1 estudio, 1 baño, 1 cocina-comedor, 1 lavandería y 1 sala. ver figuras(3.1) y (3.2).

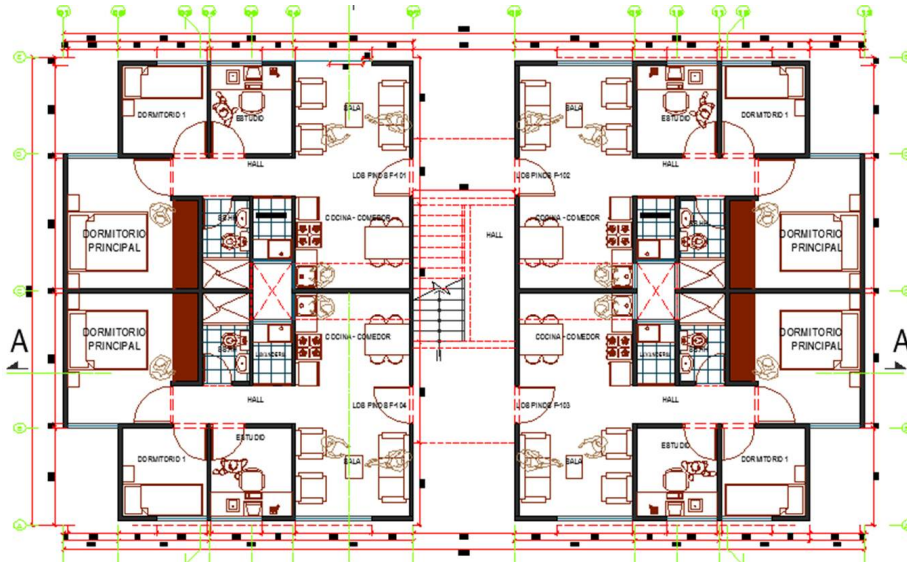
Estructuras: La estructura es de concreto armado con una resistencia nominal del concreto de $f'c = 210kg/cm^2$ y peso específico $\gamma_c = 2400kg/m^3$ en todos los elementos estructurales. El sistema estructural que se plantea es el de muros de ductilidad limitada, para los techos se usan losas macizas, la tabiquería y parapetos son de concreto armado.

El acero de refuerzo para el concreto es de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM-A615 con un esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200 kg/cm^2$.

Para el análisis y diseño del edificio se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente a la fecha.

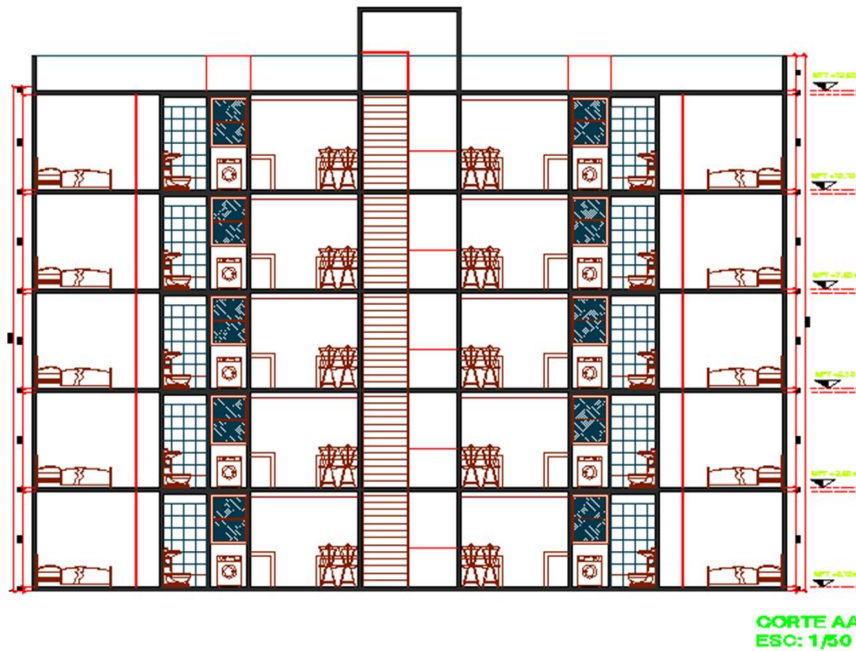
Mecánica de suelos: La capacidad portante del suelo de cimentación es de 15 T/m², el peso específico es 1.9 T/m³ y el ángulo de fricción interna 27°.

Figura 3.1: Planta típica de Arquitectura.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2: Corte A-A de Arquitectura.



Fuente: Elaboración propia.

3.2. Estructuración y Predimensionamiento.

3.2.1. Criterios de Estructuración.

- **Simplicidad y Simetría:** La experiencia ha demostrado que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y Segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complejas.

La simetría de la estructura en las 2 direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

Los sismos se podrán idealizar actuando en el centro de masas, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez; si no existe coincidencia entre el centro de masas y centro de rigidez el movimiento sísmico no sólo ocasionará movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural(**torsión**), la cual hace incrementar los esfuerzos debidos al sismo.(Blanco A.[4]).

- **Resistencia y Ductilidad:** Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como cada uno de sus elementos.

La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su eventualidad. Ello se traduce en que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto tiempo.

Por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiando a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada **ductilidad**

2.3. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar en una etapa plástica, sin que llegue a la falla.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil ver figura 2.2(Blanco A.[4]).

- **Hiperestaticidad y Monolitismo:** Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

En el diseño de las estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura.

Un caso especial lo forman las estructuras tipo torre o péndulo invertido, en las cuales no es factible asignar a la estructura los valores usuales de ductilidad ya que se trata de estructuras isostáticas en las que se concentran los máximos esfuerzos provenientes de las solicitaciones sísmicas en la zona inferior del elemento vertical de soporte.(Blanco A.[4]).

- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos.

Si se usan placas (muros de concreto armado) y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición.

Si las placas se interrumpen en los niveles inferiores (caso típico de edificios con estacionamientos), el problema es aún mayor, pues adicional al hecho de la concentración de esfuerzos, se concentran las demandas de ductilidad de las co-

lumnas inferiores (dado el comportamiento similar a cuerpo rígido de la placa superior), lo cual es muy difícil de conseguir dada las características propias de las columnas.(Blanco A.[4]).

- **Rigidez Lateral:** Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores daños en los elementos no estructurales y en general mayor efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles.

Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y alcanzar la ductilidad deseada, al menos analíticamente.

Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporricados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y, por lo tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.(Blanco A.[4]).

- **Elementos no Estructurales:** Otro aspecto que debe ser tomado en la estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

Estos desempeñan un papel positivo en el sentido que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo, se presentan algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho de que, al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la dis-

tribución supuesta de esfuerzos.

Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto(placas) y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.(Blanco A.[4]).

- **Muros Estructurales a Considerar:** En este tipo de edificios de muros de ductilidad limitada se debe considerar a todos los muros como portantes, excepto a los muros por los cuales se llevarán las tuberías de instalaciones, estos consideramos dentro del análisis como tabiquería.

Importante reunirse con los diferentes especialistas, para determinar los muros que serán tabiques necesarios por los cuales se pasarán las instalación,(caso típico de los baños) .

3.2.2. Predimensionamiento de Elementos Estructurales.

3.2.2.1. Muros de Ductilidad Limitada.

El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 15 cm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 10 cm.(NTE E-060 [19]).

$$h_e = 2.50m \quad \Rightarrow \quad e = \frac{2.50}{25} = 0.10m$$

Por lo tanto todos los muros tendrán un espesor de 10 cm.

3.2.2.2. Losas Macizas.

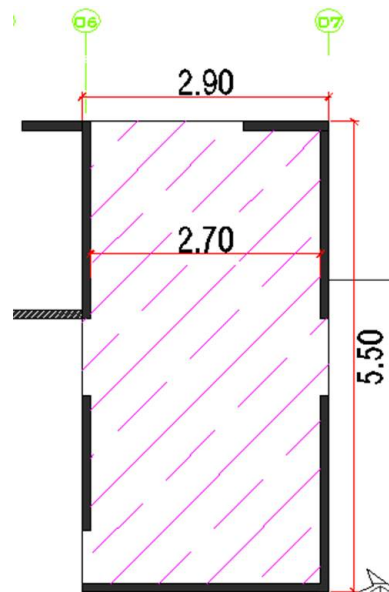
La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos, pudiéndose considerar éstos del orden del cuarentavo de la luz o igual al perímetro del paño(suma de 4 lados) dividido entre 180.(Blanco A.[4]).

Tabla 3.1: Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

| | Espesor o peralte mínimo, h | | | |
|---|--|-------------------------|--------------------------|-------------------|
| | Simplemente apoyados | Con un extremo continuo | Ambos extremos continuos | En voladizo |
| Elementos | Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. | | | |
| Losas macizas en una dirección | $\frac{\ell}{20}$ | $\frac{\ell}{24}$ | $\frac{\ell}{28}$ | $\frac{\ell}{10}$ |
| Vigas o losas nervadas en una dirección | $\frac{\ell}{16}$ | $\frac{\ell}{18,5}$ | $\frac{\ell}{21}$ | $\frac{\ell}{8}$ |

Fuente: NTE E-060 [19]

Figura 3.3: Paño Crítico de Losa Maciza .



Fuente: Elaboración Propia

- $Perimetro = 16.80m \Rightarrow e = \frac{16.80}{180} = 0.093m$
- $Luz libre = 2.70m \Rightarrow e = \frac{2.70}{28} = 0.096m$

Por lo tanto el espesor mínimo de la losa debe ser $10cm$, para la losa que recibe la escalera el espesor mínimo será $15cm$ y en la zona de baños el espesor mínimo será de $20cm$, debido a las instalaciones sanitarias, pues habrá tuberías de hasta $4''$.

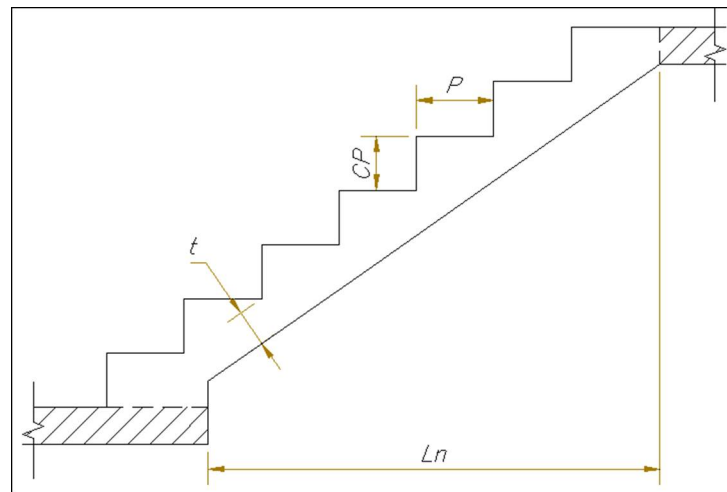
Estos espesores serán verificados durante el diseño, generalmente en este tipo de edificaciones las luces están en el orden de 2.50 a 3.10 metros, estas luces son tan pequeñas

que los esfuerzos producidos son también pequeños, los cuales siempre son cubiertas por resistencia, sin embargo se debe tomar muchas precauciones en el control de deflexiones debido a los espesores reducidos.

3.2.2.3. Escaleras.

Una buena aproximación para determinar el espesor de la garganta es:

Figura 3.4: Tramo típico de escalera.



Fuente: Elaboración propia

Según Morales R. [11]: $L_n = 3.25m \Rightarrow t_1 = \frac{L_n}{25} = 0.13, t_2 = \frac{L_n}{20} = 0.16 \Rightarrow t = 0.145 \approx 0.15m$

Entonces la garganta "t" de la escalera debe ser de 15cm, por ende el espesor de la losa que recepcionará la escalera debe tener como mínimo 15cm.

3.2.2.4. Platea y Vigas de Cimentación.

El espesor de la platea de cimentación oscila entre 20 y 25 cm para edificios de 5 a 7 pisos. (Delgado, R.[7]), como nuestro edificio tiene 5 pisos, usaremos una platea de cimentación de 20cm de espesor.

Cuando se decida emplear plateas superficiales de cimentación sobre rellenos controlados, se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, así como sus características (densidad mínima, profundidad, espesor, etc.) (NTE E-060 [19]).

Las Plateas deberán tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea mas bajo, de 0.60 m en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la losa en zonas interiores.(NTE E-060 [19])

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0.40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.(NTE E-050 [18]).

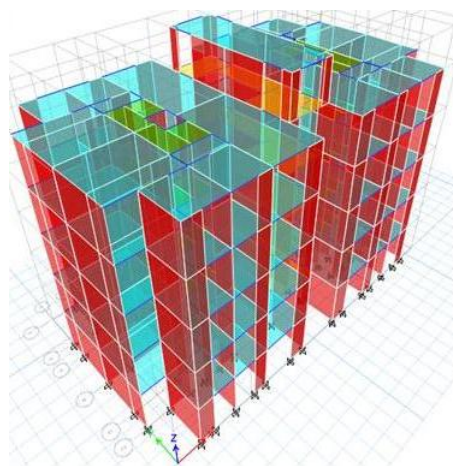
Del numeral 21.10.3 de la NTE E-060 [19]. El ancho de las vigas, tanto las de borde como las interiores, no deberá ser menor que el espesor de la losa ni de 25 cm.

Entonces la viga perimetral o uña de la platea de cimentación será de $0.25m \times 0.80m$.

3.3. Modelamiento de la Estructura

Para el análisis sísmico se hace un modelo tridimensional en el programa ETABS 2015, para análisis de la losa de techo se usa el programa SAFE 2014 y para la platea de cimentación se emplea el programa SAFE 2014 y ETABS 2015.

Figura 3.5: Modelo Tridimensional - ETABS 2015.



Fuente: Elaboración propia.

3.4. Consideraciones de Carga.

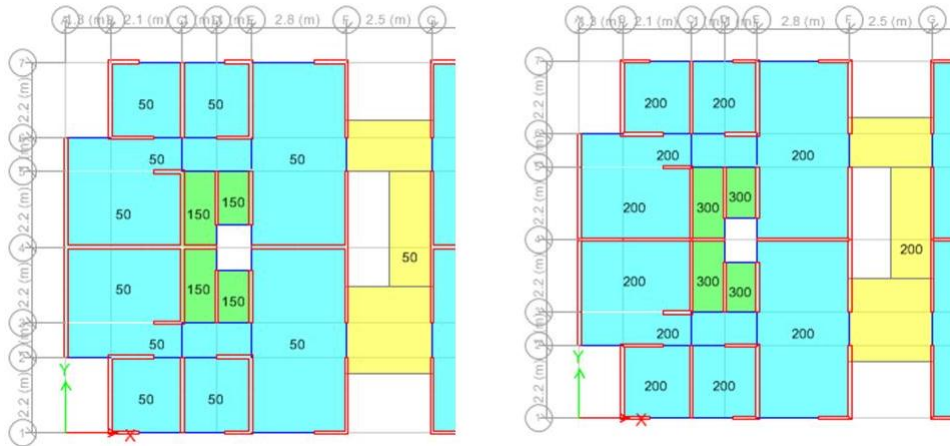
Para el análisis del edificio se consideran las siguientes cargas:

Tabla 3.2: Cargas a considerar en el análisis

| Ambiente | Carga Viva (Kg/m ²) | Acabado (Kg/m ²) |
|------------|------------------------------------|---------------------------------|
| Baños | 300 | 150 |
| Lavandería | 300 | 150 |
| Corredores | 200 | 50 |
| Escaleras | 200 | 150 |
| Resto | 200 | 50 |

Fuente: NTE E-020 [16]

Figura 3.6: Planta típica: Imagen de la izquierda "Acabados" y derecha "CargaViva".



Fuente: Elaboración propia.

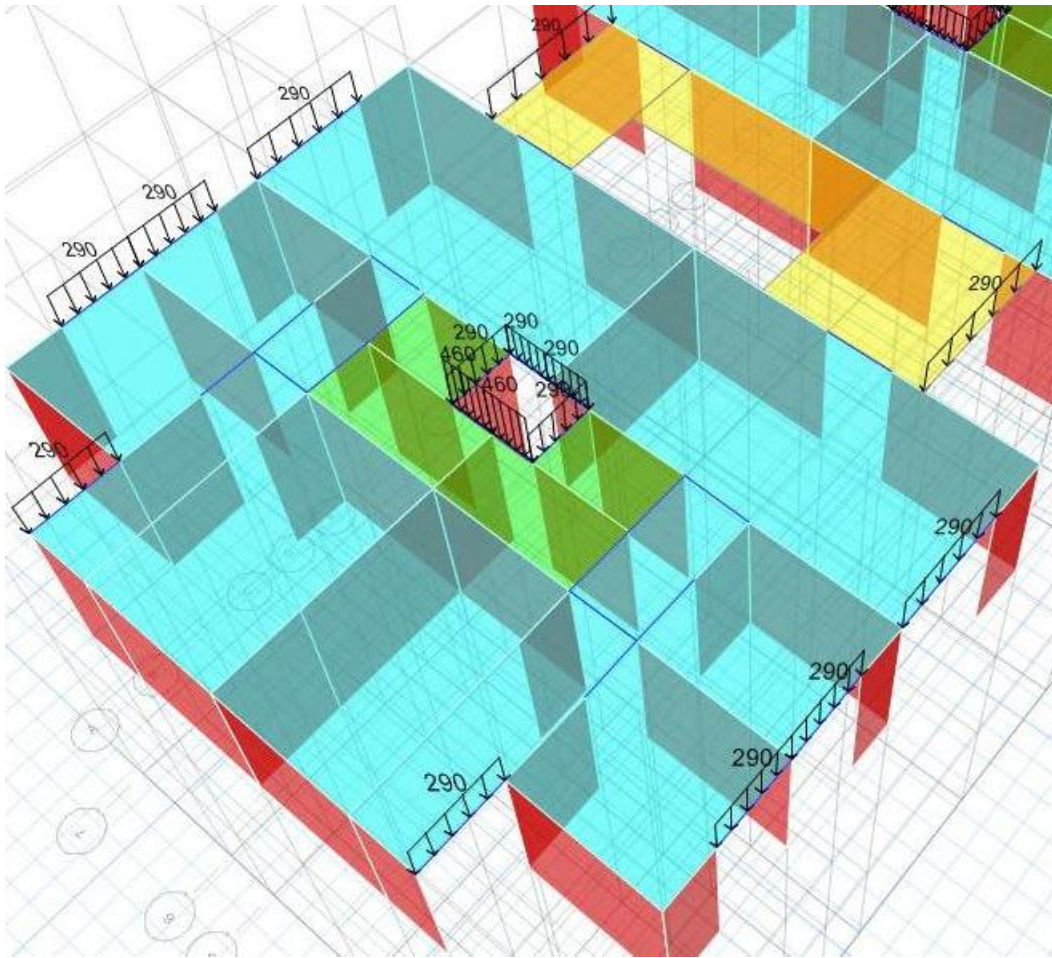
Para el caso de tabiques: El tipo de material se coordina con el Arquitecto del proyecto, pero para el análisis consideramos que todos los tabiques tendrán un espesor $e = 10cm$ y serán de concreto armado, el peso específico a usar será $\gamma_c = 2400kg/cm^3$.

Tabla 3.3: Cargas de tabique a considerar en el análisis

| Tabiques | h(m) | e(m) | L(m) | $\gamma_c(Kg/m^3)$ | $W_t(kg/m)$ |
|----------|------|------|------|--------------------|-------------|
| Alfeizar | 1.20 | 0.10 | 1.00 | 2400 | 290 |
| Baño | 1.90 | 0.10 | 1.00 | 2400 | 460 |
| Azotea | 0.90 | 0.10 | 1.00 | 2400 | 220 |

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.7: Planta típica: Carga de Tabiques.



Fuente: Elaboración propia.

3.5. Análisis Sísmico según la NTE E-030 – 2016.

3.5.1. Breve Descripción de la NTE E-030 - 2016.

3.5.1.1. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente.

De la NTE E-030 [17]. La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

1. **Evitar pérdida de vidas humanas:** La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
2. **Asegurar la continuidad de los servicios básicos:** La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del

proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

3. **Minimizar los daños a la propiedad:** Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5 de la NTE E-030 [17], se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

3.5.1.2. Peligro Sísmico.

De la NTE E-030 [17]. El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura (3.8). La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 de la NTE E-030 [17] contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

Figura 3.8: Zonas Sísmicas según NTE E-030-2016



Fuente: NTE E-030 [17]

Tabla 3.4: Factores de Zona "Z"

| ZONA | Z |
|------|------|
| 4 | 0.45 |
| 3 | 0.35 |
| 2 | 0.25 |
| 1 | 0.10 |

Fuente: NTE E-030 [17]

3.5.1.3. Perfiles de Suelo.

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2 de la NTE E-030 [17].

Tabla 3.5: Clasificación de los perfiles de suelo según EMS

| Perfil | \bar{V}_s | \bar{N}_{60} | \bar{S}_u |
|----------------|--------------------------------|----------------|------------------|
| S ₀ | > 1500 m/s | - | - |
| S ₁ | 500 m/s a 1500 m/s | > 50 | >100 kPa |
| S ₂ | 180 m/s a 500 m/s | 15 a 50 | 50 kPa a 100 kPa |
| S ₃ | < 180 m/s | < 15 | 25 kPa a 50 kPa |
| S ₄ | Clasificación basada en el EMS | | |

Fuente: NTE E-030 [17]

3.5.1.4. Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L).

De la NTE E-030 [17]. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_p y T_L dados en las Tablas (3.6) y (3.7).

Tabla 3.6: Factor de suelo "S".

| SUELO ZONA | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Z ₄ | 0,80 | 1,00 | 1,05 | 1,10 |
| Z ₃ | 0,80 | 1,00 | 1,15 | 1,20 |
| Z ₂ | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 |
| Z ₁ | 0,80 | 1,00 | 1,60 | 2,00 |

Fuente: NTE E-030 [17]

Tabla 3.7: Periodos " T_p " y " T_L ".

| | Perfil de suelo | | | |
|-----------|-----------------|-------|-------|-------|
| | S_0 | S_1 | S_2 | S_3 |
| T_p (s) | 0,3 | 0,4 | 0,6 | 1,0 |
| T_L (s) | 3,0 | 2,5 | 2,0 | 1,6 |

Fuente: NTE E-030 [17]

3.5.1.5. Factor de Amplificación Sísmica (C).

De la NTE E-030 [17]: De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (3.1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (3.2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p T_L}{T^2}\right) \quad (3.3)$$

3.5.1.6. Categoría, Sistema estructural y Regularidad de la edificaciones.

De la NTE E-030 [17]:

- 1. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):** Ver Tabla N° 5 de la NTE E-030 [17].
- 2. Categoría y Sistemas Estructurales de las Edificaciones:** De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 de la NTE E-030 [17] y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10 de la NTE E-030 [17].
- 3. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0):** Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla (3.8). Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente

R_0 que corresponda.

Tabla 3.8: Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Básica R_0 .

| Sistema Estructural | Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*) |
|--|---|
| Acero: | |
| Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF) | 8 |
| Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF) | 7 |
| Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF) | 6 |
| Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF) | 8 |
| Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF) | 6 |
| Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF) | 8 |
| Concreto Armado: | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |
| Albañilería Armada o Confinada. | 3 |
| Madera (Por esfuerzos admisibles) | 7 |

Fuente: NTE E-030 [17]

3.5.1.7. Regularidad Estructural " I_p " e " I_a ".

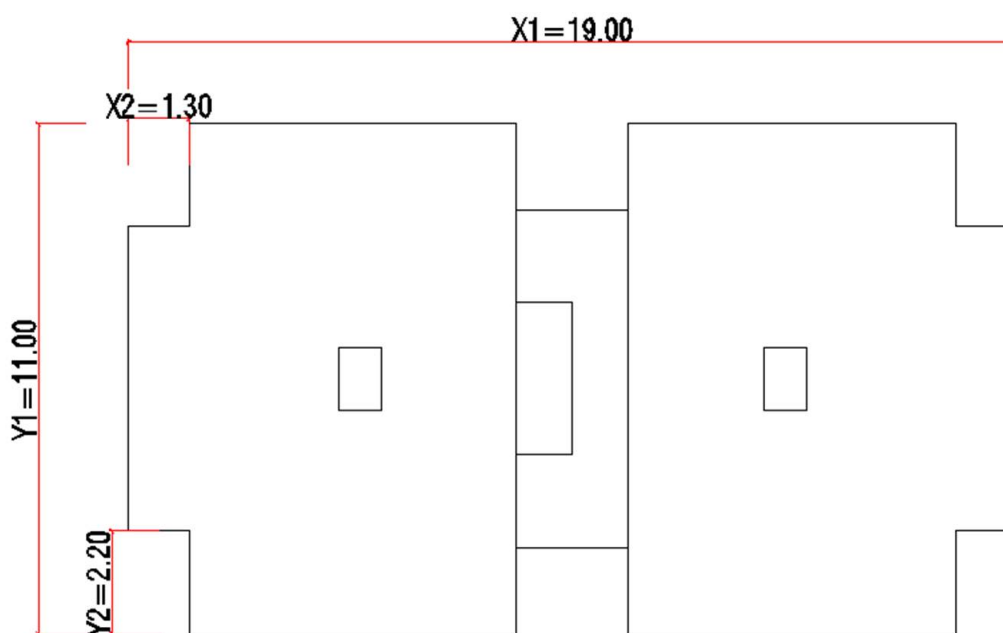
De la NTE E-030 [17]. Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10 de la NTE E-030 [17].
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

1. **Irregularidad en planta " I_p "**: De acuerdo a la Tabla N° 9 de la NTE E-030 [17].

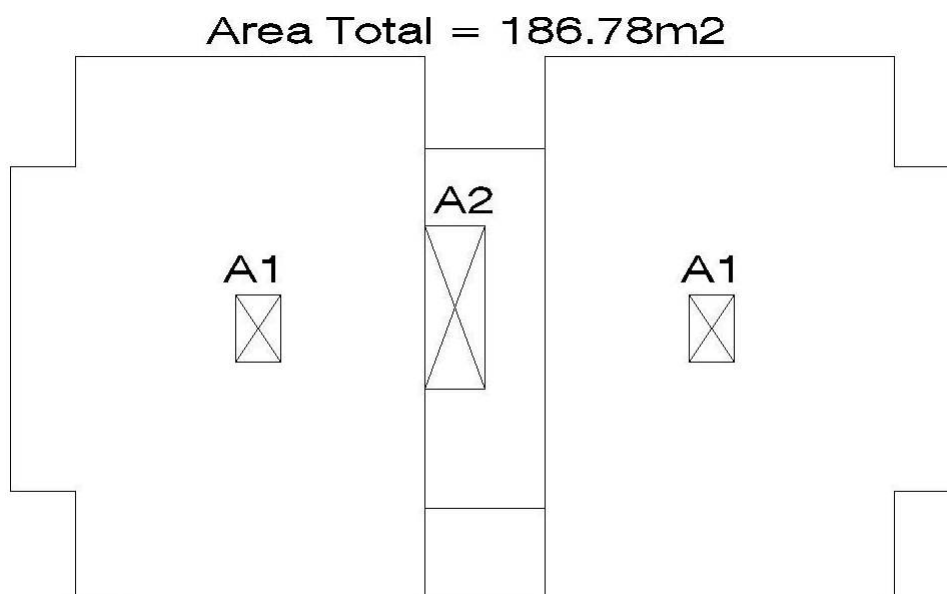
a) **Irregularidad torsional y torional extrema** : En nuestro edificio podemos despreciar los efectos de torsión, pues se aprecia que todos los valores de la Tabla 3.15 son inferiores a $0.5(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}) = 0.0025$.

b) **Irregularidad de esquina entrante** : De la figura (3.9) se aprecia que $\frac{X_2^2}{X_1^2}100 = 6.84\% < 20\%$ y $\frac{Y_2^2}{Y_1^2}100 = 20.00\%$, por lo tanto no existe irregularidad por esquina entrante.

Figura 3.9: Verificación de la Irregularidad por esquina entrante

Fuente: Elaboración Propia

- c) **Irregularidad por discontinuidad de diafragma:** De la figura (3.10) se aprecia que $\frac{A1+A2+A1}{A_{total}} 100 = \frac{1.21+3.9+1.21}{186.78} 100 = 3.38 \% < 50 \%$, por lo tanto no existe irregularidad por discontinuidad de diafragma.

Figura 3.10: Verificación de la Irregularidad por discontinuidad de diafragma

Fuente: Elaboración Propia

- d) **Irregularidad de sistemas no paralelos:** En nuestro edificio no existe

irregularidad, puesto que no existe ejes estructurales inclinados.

2. **Irregularidad en altura "I_a":** De acuerdo a la Tabla N° 8 de la NTE E-030 [17].

- a) **Irregularidad de rigidez-piso blando:** De la Tabla 3.15 la deriva inelástica superior es $\frac{\Delta_6}{h_{e6}} = 0.000669$ y la deriva inelástica inmediatamente inferior es $\frac{\Delta_5}{h_{e5}} = 0.000492$, la relación entre ellos es 1.36 menor que el máximo exigido por la norma 1.4, por lo tanto no existe irregularidad por rigidez-piso blando.
- b) **Irregularidades de resistencia – piso débil:** No existe irregularidad de resistencia - piso débil, porque los muros son continuos en toda su altura.
- c) **Irregularidad extrema de rigidez:** No existe irregularidad de extrema de rigidez por lo explicado en a).
- d) **Irregularidad extrema de resistencia:** No existe irregularidad de extrema de rigidez por lo explicado en b).
- e) **Irregularidad de masa o de peso:** No existe irregularidad de masa o peso, porque los pisos son típicos.
- f) **Irregularidad geométrica vertical:** No existe irregularidad geométrica vertical, porque los muros son continuos en toda su altura.
- g) **Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes:** No existe irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes, porque los muros son continuos en toda su altura.
- h) **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes:** No existe discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, porque los muros son continuos en toda su altura.

3. **Restricciones a la irregularidad:** De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla (3.9).

Tabla 3.9: Categoría y Regularidad de las Edificaciones.

| Categoría de la Edificación | Zona | Restricciones |
|-----------------------------|----------|---|
| A1 y A2 | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades |
| | 1 | No se permiten irregularidades extremas |
| B | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 1 | Sin restricciones |
| C | 4 y 3 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 2 | No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total |
| | 1 | Sin restricciones |

Fuente: NTE E-030 [17]

3.5.1.8. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R).

De la NTE E-030 [17]. El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a e I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9 de la NTE E-030 [17].

$$R = R_0 I_a I_p \quad (3.4)$$

Para nuestra estructura se verificó que no existe irregularidad en planta y en altura por lo cual $I_a = 1$ e $I_p = 1$ entonces $R = R_0 = 4$

3.5.1.9. Estimación del peso (P).

De la NTE E-030 [17]. El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

1. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
2. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
3. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
4. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
5. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Nuestra estructura al ser una vivienda común se ubica en la categoría C, por lo tanto el peso se calculará adicionando el 25 % de la carga viva.

3.5.2. Análisis Estático.

De la NTE E-030 [17]. Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

Tabla 3.10: Parámetros Sísmicos para el Análisis

| | | |
|-------|-------|--|
| Z = | 0.25 | Factor de Zona. |
| U = | 1 | Factor de uso o importancia. |
| S2 = | 1.2 | Perfil del suelo (Estudio de Mecánica de Suelos). |
| Tp = | 0.6 | Período que define la plataforma del factor C. |
| TL = | 2 | Período que define el inicio de la zona del factor C con desplaz. cte. |
| R = | 4 | Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas. |
| hn = | 15 | Altura total de la edificación en metros. |
| Ct = | 60 | Coefficiente para estimar el período fundamental de un edificio. |
| T = | 0.25 | T=hn/Ct, Período fundamental de vibración |
| C = | 2.5 | Factor de amplificación sísmica. |
| C/R = | 0.625 | C/R ≥ 0.125 |

Fuente: NTE E-030. [17]

$$V = \frac{ZUCS}{R} P = 0.1875 * 674.82 = 126.53(T)$$

Tabla 3.11: Metrado de cargas para el Análisis Estático

| NIVELES | Muros | Losa | | Escalera | | C.TOTAL | |
|---------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------------|------------------|
| | C M (T/m2) | C M (T/m2) | C V (T/m2) | C M (T/m2) | C V (T/m2) | C. MUERTA (T/m2) | C.VIVA (T/m2) |
| TERRAZA | 3.74 | 5.43 | 3.74 | 0.00 | 0.00 | 9.17 | 3.74 |
| PISO 5 | 37.66 | 60.02 | 37.77 | 1.68 | 0.42 | 99.36 | 38.19 |
| PISO 4 | 67.83 | 60.02 | 37.77 | 1.68 | 0.42 | 129.53 | 38.19 |
| PISO 3 | 67.83 | 60.02 | 37.77 | 1.68 | 0.42 | 129.53 | 38.19 |
| PISO 2 | 67.83 | 60.02 | 37.77 | 1.68 | 0.42 | 129.53 | 38.19 |
| PISO 1 | 67.83 | 60.02 | 37.77 | 1.68 | 0.42 | 129.53 | 38.19 |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.12: Análisis Estático

| NIVELES | $H_i(m)$ | Peso edificio(P_i) $1.0CM + 0.25CV$ | $H_i * P_i$ | α_i | FUERZA $F = \alpha_i * V$ | CORTANTE $V_i(T)$ |
|---------|----------|--|-------------|------------|------------------------------|----------------------|
| TERRAZA | 15.00 | 10.11 | 151.63 | 0.03 | 3.85 | 3.85 |
| PISO 5 | 12.50 | 108.80 | 1360.06 | 0.27 | 34.51 | 38.36 |
| PISO 4 | 10.00 | 138.98 | 1389.76 | 0.28 | 35.27 | 73.63 |
| PISO 3 | 7.50 | 138.98 | 1042.32 | 0.21 | 26.45 | 100.08 |
| PISO 2 | 5.00 | 138.98 | 694.88 | 0.14 | 17.63 | 117.71 |
| PISO 1 | 2.50 | 138.98 | 347.44 | 0.07 | 8.82 | 126.53 |

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Análisis Dinámico Modal Espectral.

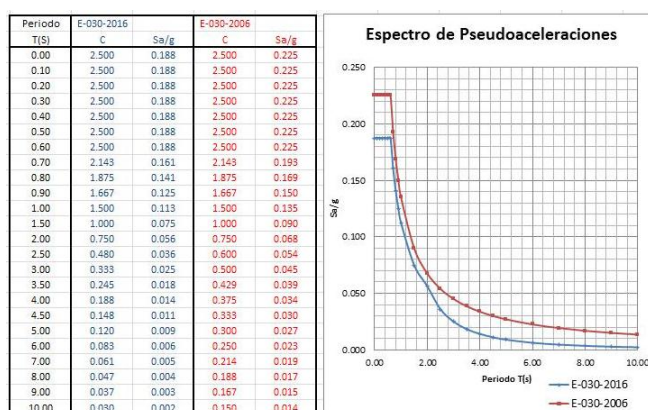
De la NTE E-030 [17]. Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

Tabla 3.13: Parámetros Sísmicos para el Análisis Dinámico Modal Espectral

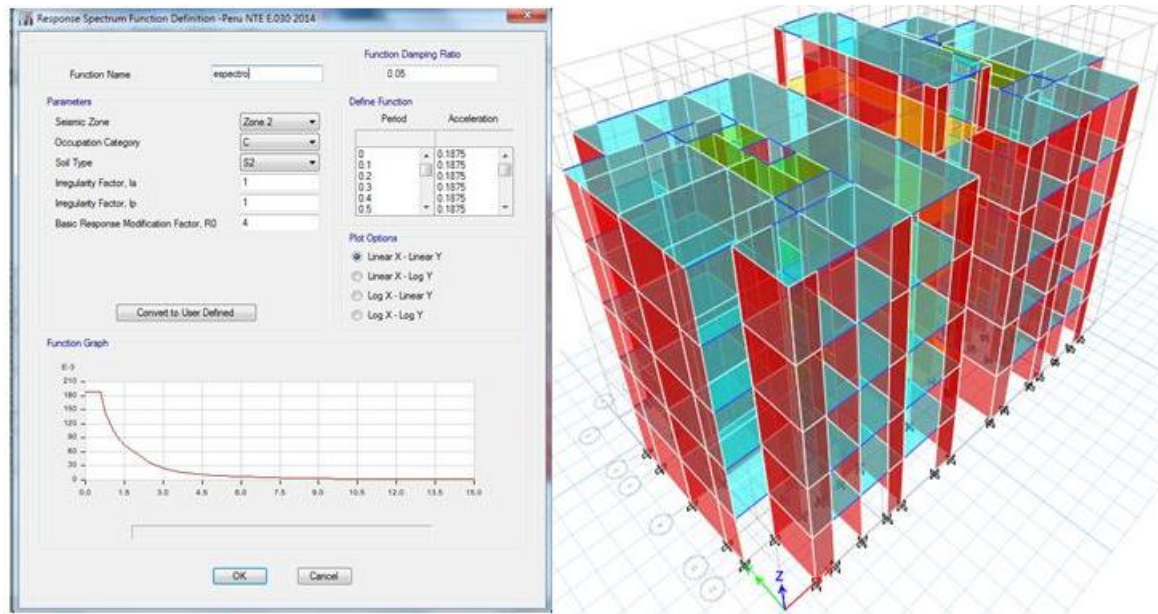
| | | |
|------|----------|--|
| Z = | 0.25 | Factor de Zona. |
| U = | 1 | Factor de uso o importancia. |
| S2 = | 1.2 | Perfil del suelo(Estudio de Mecánica de Suelos). |
| Tp = | 0.6 | Período que define la plataforma del factor C. |
| TL = | 2 | Período que define el inicio de la zona del factor C con desplaz. cte. |
| C = | Fig.3.11 | Factor de amplificación sísmica. |
| Ip = | 1 | Factor de irregularidad en planta |
| Ia = | 1 | Factor de irregularidad en altura |
| R = | 4 | Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas. |
| g = | 9.81 | Aceleración de la gravedad (m/s^2). |

Fuente: NTE E-030. [17]

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}g$$

Figura 3.11: Espectro de Pseudoaceleración "E - 030 - 2016" y "E - 030 - 2006".

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.12: Espectro de Pseudoaceleración "E – 030 – 2016" y Modelo 3D.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.1. Deriva de Entrepiso.

De la NTE E-030 [17]. Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 de la NTE E-030 [17] ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4 de la NTE E-030 [17].

De la Tabla 3.15 se aprecia que todos los valores son inferiores a $0.5(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}) = 0.0025$, por lo tanto no es necesario considerar los efectos de la torsión, además estamos por debajo del límite de distorsión de entrepiso estipulado por la norma para edificios de muros de ductilidad limitada $(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}) = 0.0050$.

Podemos afirmar que nuestra estructura cumple con los requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad.

Tabla 3.14: Límites para la Distorsión de Entrepiso.

| Material Predominante | (Δ_i / h_{ei}) |
|---|-----------------------|
| Concreto Armado | 0,007 |
| Acero | 0,010 |
| Albañilería | 0,005 |
| Madera | 0,010 |
| Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada | 0,005 |

Fuente: NTE E-030 [17]

Tabla 3.15: Distorsión de Entrepiso: Deriva Elástica e Inelástica de Entrepiso

| Nivel | Caso de Carga | Deriva Elástica $(\frac{\Delta_i}{h_{ei}})$ | Deriva Inelástica $(0.75R\frac{\Delta_i}{h_{ei}})$ |
|---------|---------------|--|---|
| Terraza | sismoX Max | 0.000223 | 0.000669 |
| Terraza | sismoY Max | 0.000067 | 0.000201 |
| Terraza | sismoY Max | 0.000045 | 0.000135 |
| Terraza | sismoX Max | 0.000011 | 0.000033 |
| Piso5 | sismoX Max | 0.000164 | 0.000492 |
| Piso5 | sismoY Max | 0.000135 | 0.000405 |
| Piso5 | sismoY Max | 0.000064 | 0.000192 |
| Piso5 | sismoX Max | 0.000043 | 0.000129 |
| Piso4 | sismoX Max | 0.000185 | 0.000555 |
| Piso4 | sismoY Max | 0.000142 | 0.000426 |
| Piso4 | sismoY Max | 0.000067 | 0.000201 |
| Piso4 | sismoX Max | 0.000045 | 0.000135 |
| Piso3 | sismoX Max | 0.000190 | 0.000570 |
| Piso3 | sismoY Max | 0.000136 | 0.000408 |
| Piso3 | sismoY Max | 0.000065 | 0.000195 |
| Piso3 | sismoX Max | 0.000043 | 0.000129 |
| Piso2 | sismoX Max | 0.000170 | 0.000510 |
| Piso2 | sismoY Max | 0.000110 | 0.000330 |
| Piso2 | sismoY Max | 0.000053 | 0.000159 |
| Piso2 | sismoX Max | 0.000035 | 0.000105 |
| Piso1 | sismoX Max | 0.000091 | 0.000273 |
| Piso1 | sismoY Max | 0.000055 | 0.000165 |
| Piso1 | sismoY Max | 0.000027 | 0.000081 |
| Piso1 | sismoX Max | 0.000017 | 0.000051 |

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2. Fuerza Cortante Mínima.

De la NTE E-030 [17]:

- Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en

el primer entrespacio del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 de la NTE E-030 [17] para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos ver Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Fuerza Cortante por Piso en la dirección X(V_x) e Y(V_y)

| Nivel | Caso de Carga | $P(T)$ | $V_x(T)$ | $V_y(T)$ |
|---------|---------------|--------|----------|----------|
| Terraza | sismoX Max | 0.02 | 3.30 | 0.19 |
| Terraza | sismoY Max | 0.01 | 0.24 | 2.72 |
| Piso5 | sismoX Max | 0.30 | 34.52 | 2.28 |
| Piso5 | sismoY Max | 0.10 | 2.14 | 28.44 |
| Piso4 | sismoX Max | 0.53 | 63.57 | 4.27 |
| Piso4 | sismoY Max | 0.28 | 4.06 | 51.20 |
| Piso3 | sismoX Max | 0.66 | 84.04 | 5.63 |
| Piso3 | sismoY Max | 0.46 | 5.46 | 67.01 |
| Piso2 | sismoX Max | 0.79 | 97.41 | 6.41 |
| Piso2 | sismoY Max | 0.62 | 6.35 | 77.45 |
| Piso1 | sismoX Max | 0.90 | 103.17 | 6.69 |
| Piso1 | sismoY Max | 0.73 | 6.69 | 81.82 |

Fuente: Elaboración propia.

- El cortante basal dinámico de la Tabla 3.16 se compara con el cortante basal del análisis estático de la Tabla 3.12, así obtener el cortante mínimo ver Tabla 3.17.

Tabla 3.17: Verificación de la cortante mínima " V_{min} " y factor de escala

| Análisis | Estático $V_{est}(T)$ | 80 % V_{est} $V_{min}(T)$ | Dinámico $V_{din}(T)$ | Factor de Escala $80 \% V_{est} / V_{din}$ |
|-------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|---|
| Dirección X | 126.53 | 101.22 | 103.00 | 1.00 |
| Dirección Y | 126.53 | 101.22 | 81.82 | 1.24 |

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.3. Separación de Edificios.

De la NTE E-030 [17]. Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima "s" para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos

de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m \quad (3.5)$$

a) $s_1 = 0.006(15) = 0.09m \geq 0.03m$

b) $s_2 = \frac{2}{3}(\Delta_{max1} + \Delta_{max2}) = \frac{2}{3}(0.0064 + 0.0064) = 0.001m$ (Tabla 3.18)

Tabla 3.18: Desplazamiento Máximo Δ_{max}

| Nivel | Punto | Caso de carga | Desp. Elástico $\Delta_x(m)$ | Desp. Elástico $\Delta_y(m)$ | Desp. Inelástico $0.75R\Delta_x$ | Desp. Inelástico $0.75R\Delta_y$ |
|--------|-------|---------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Story6 | 66 | sismoX Max | 0.0021 | 0.0001 | 0.0064 | 0.0003 |
| Story5 | 99 | sismoX Max | 0.0017 | 0.0004 | 0.0052 | 0.0011 |
| Story5 | 66 | sismoX Max | 0.0017 | 0.0001 | 0.0052 | 0.0003 |
| Story6 | 66 | sismoY Max | 0.0001 | 0.0009 | 0.0004 | 0.0027 |
| Story5 | 99 | sismoY Max | 0.0001 | 0.0012 | 0.0003 | 0.0037 |
| Story5 | 66 | sismoY Max | 0.0001 | 0.0008 | 0.0003 | 0.0023 |

Fuente: Elaboración propia.

Entonces la separación "s" entre edificios será de 10cm.

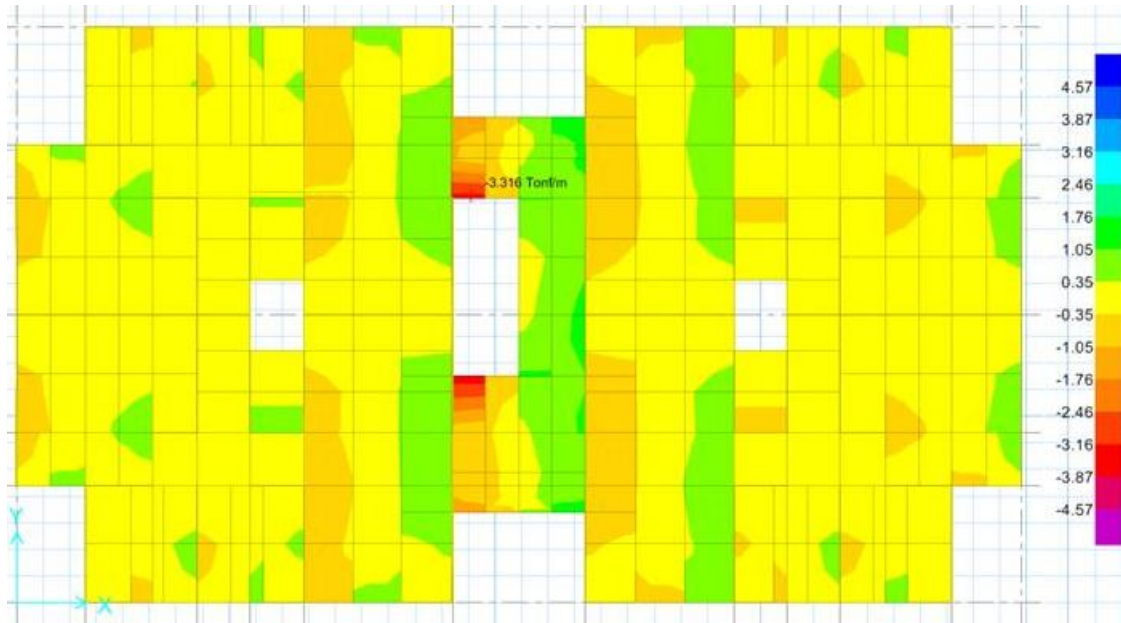
3.6. Diseño de Losas Macizas.

Las losas de techo se diseñan sólo a cargas de gravedad, cargas muertas y cargas vivas, dichas cargas se muestran en la Tabla 3.2.

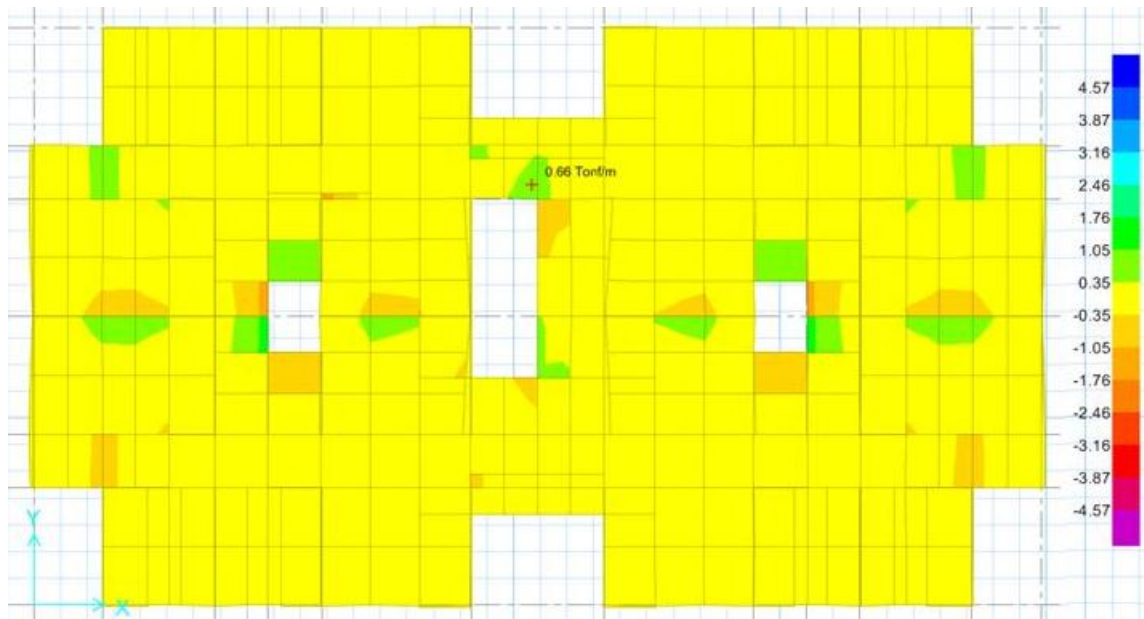
Para el diseño por resistencia y servicio ver el ítem 2.8, el "d'" se considera 3cm para todas las losas.

3.6.1. Diseño por Cortante.

Para el diseño por cortante ver el ítem 2.10. Con la ayuda del programa SAFE 2014, se obtiene los fuerzas cortantes sobre la losa típica.

Figura 3.13: Fuerza cortante en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.14: Fuerza cortante en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

De las figuras (3.13) y (3.14), obtenemos la fuerza cortante última $V_u = 3.32T$

De la ecuación 2.15 tenemos que: $\phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{210} * 100 * 12 = 4570Kg = 4.57T$

$\phi V_c > V_u$ entonces el espesor de la losa es adecuado.

3.6.2. Diseño por Flexión.

Para el diseño por flexión ver el ítem 2.9. Con la ayuda del programa SAFE 2014, se obtiene los momentos flectores sobre la losa típica.

De 2.8.3.2, sabemos que la cuantía mínima por cambio volumétrico es 0.0018, ya sea dispuesta en una o 2 capas.

De 2.9: Si dispones el refuerzo mínimo en 2 capas, la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0.0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 40 cm.

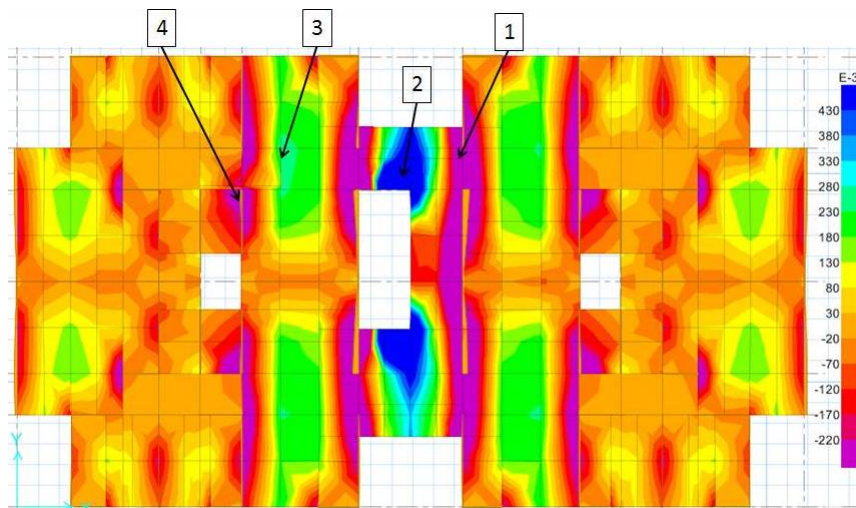
En base ello se decide colocar el refuerzo corrido en 2 capas: Una cuantía de 0.006 en la parte superior y 0.0012 en la parte inferior, haciendo un total de 0.0018.

Tabla 3.19: Refuerzo Mínimo $A_{s_{min}}$

| Losa e(m) | $\rho_{inf.}$ | $\rho_{sup.}$ | $A_{s_{inf.}} \left(\frac{cm^2}{m}\right)$ | $A_{s_{sup.}} \left(\frac{cm^2}{m}\right)$ | Ref.inf | Ref.sup | $\phi Mn_{inf.} \left(\frac{T-m}{m}\right)$ | $\phi Mn_{sup.} \left(\frac{T-m}{m}\right)$ |
|-----------|---------------|---------------|--|--|-----------------|-----------------|---|---|
| 0.10 | 0.0012 | 0.0006 | 1.2 | 0.6 | $\phi 8mm@0.30$ | $\phi 6mm@0.30$ | 0.43 | 0.24 |
| 0.15 | 0.0012 | 0.0006 | 1.8 | 0.9 | $\phi 8mm@0.25$ | $\phi 6mm@0.30$ | 0.90 | 0.42 |
| 0.20 | 0.0012 | 0.0006 | 2.4 | 1.2 | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 6mm@0.20$ | 1.50 | 0.89 |

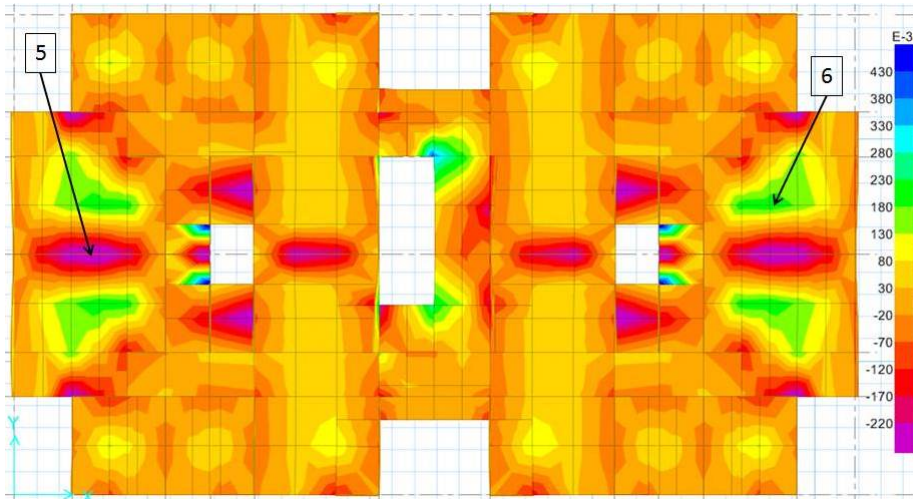
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.15: Momento Flector en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.16: Momento Flector en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.20: Diseño por Resistencia de la Losa Típica a Flexión

| Descripción | 1(sup.) | 2(inf.) | 3(inf.) | 4(sup.) | 5(sup.) | 6(inf.) |
|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Losa e(m) | 0.10 | 0.15 | 0.10 | 0.20 | 0.10 | 0.10 |
| $M_u(\frac{T-m}{m})$ | 0.75 | 1.00 | 0.26 | 0.50 | 0.30 | 0.22 |
| $As_{req.}(\frac{cm^2}{m})$ | 2.98 | 2.25 | 1.00 | 0.78 | 1.17 | 0.84 |
| <i>Ref.corrido</i> | $\phi 6mm@0.30$ | $\phi 8mm@0.25$ | $\phi 8mm@0.30$ | $\phi 6mm@0.30$ | $\phi 6mm@0.30$ | $\phi 8mm@0.30$ |
| Bastón | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 6mm@0.50$ | no requiere | no requiere | $\phi 6mm@0.60$ | no requiere |
| $As_{prov.}(\frac{cm^2}{m})$ | 3.43 | 2.56 | 1.67 | 0.93 | 1.40 | 1.67 |

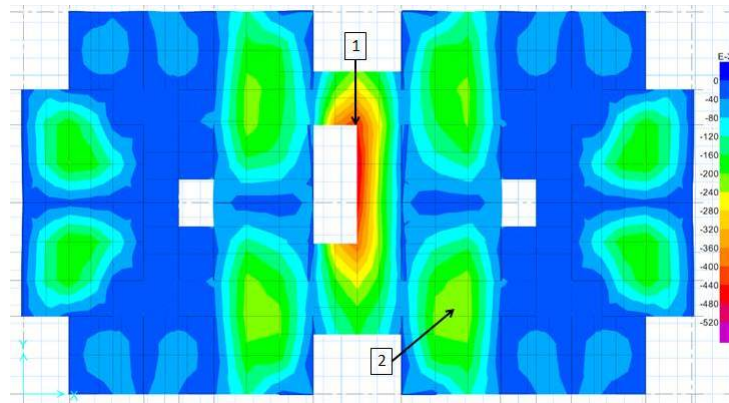
Fuente: Elaboración propia.

Sobre los muros donde no requiera bastón por resistencia, se colocará un bastón de $\phi 6mm@0.60$ para losas de espesor 10cm, $\phi 6mm@0.30$ para losas de espesor 15cm y $\phi 6mm@0.20$ para losas de espesor 20cm, pues dichas zonas están a tracción y como mínimo debe estar provista por una cuantía 0.0012.

3.6.3. Verificación de Deflexión de la losa.

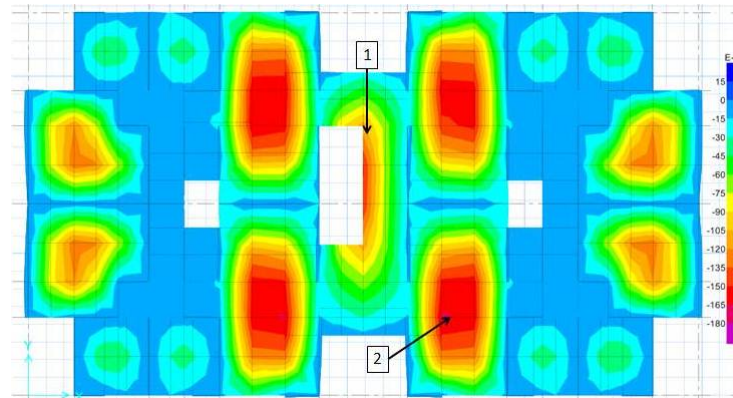
Para la verificación de las deflexiones ver item (2.8.3.1), con ayuda del programa SAFE 2014 calcularemos las deflexiones inmediatas.

Figura 3.17: Deflexión Inmediata por Carga Muerta(mm).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.18: Deflexión Inmediata por Carga Viva(mm).



Fuente: Elaboración propia.

Del ítem 2.8.3.1, con las ecuaciones (2.8) y (2.9) calculamos el momento de agrietamiento para una losa de 10 y 15cm de espesor.

Tabla 3.21: Verificación del Momento de Agrietamiento en los puntos 1 y 2

| Descripción | 1 | 2 |
|---------------------------------|----------|----------|
| Losa e(m) | 0.15 | 0.10 |
| $I_g(m^4)$ | 0.000281 | 8.33E-05 |
| y(m) | 0.075 | 0.05 |
| $M_{cr}(T - m)$ | 1.09 | 0.48 |
| $A_{s_{prov.}}(\frac{cm^2}{m})$ | 2.56 | 1.67 |
| $M_n(T - m)$ | 1.26 | 0.48 |

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 3.21 apreciamos que el momento nominal (M_n) es superior al momento de agrietamiento (M_{cr}), entonces para el cálculo de las deflexiones se utilizará la inercia

bruta (I_g).

Tabla 3.22: Deflexión Inmediata y Diferida en los puntos 1 y 2

| Descripción | 1 | 2 |
|--|---------|---------|
| Losa e(m) | 0.15 | 0.10 |
| Deflexión Inmediata por Carga Muerta(mm)(1) | 0.45 | 0.23 |
| Deflexión Inmediata por Carga Viva(mm)(2) | 0.13 | 0.17 |
| ρ' : Cuantía en compresión | 0.00062 | 0.00093 |
| $\xi = 5$ años a más | 2 | 2 |
| $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$ | 1.94 | 1.91 |
| Deflexión Diferida por Carga Muerta(mm)(3) | 0.87 | 0.44 |
| Deflexión Diferida por Carga Viva(mm)(4) | 0.25 | 0.32 |
| Deflexión Total por Carga Muerta(mm)(5)=(1)+(3) | 1.33 | 0.67 |
| Deflexión Total por Carga Viva(mm)(6)=(2)+(4) | 0.38 | 0.49 |
| Deflexión máxima(mm) (7)=(5)+(6) | 1.71 | 1.16 |
| Luz libre de la losa L(mm) | 1200 | 2700 |
| Deflexión admisible(mm) por C.viva (Ver tabla 2.1) | L/360 | L/360 |
| Deflexión admisible(mm) por C.viva | 3.33 | 7.50 |
| Deflexión máxima admisible(mm) (Ver tabla 2.1) | L/480 | L/480 |
| Deflexión máxima admisible(mm) | 2.50 | 5.63 |

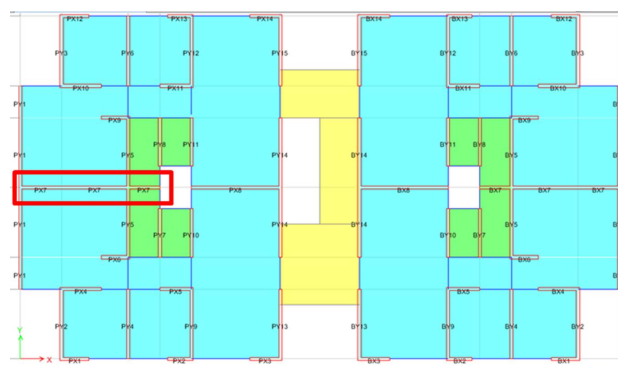
Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 3.22: Las deflexiones máximas obtenidas del análisis son inferiores a las deflexiones máximas admisibles para los dos puntos de control 1 y 2, por lo tanto las losas cumplen con lo requerido por deflexión.

3.7. Diseño de Muros de Ductilidad Limitada.

Para el diseño de los muros de ductilidad limitada ver ítem (2.11), se diseñará el muro(PX7) más esforzado el cual se muestran en la figura 3.19, para ello se hace uso del programa ETABS 2015.

Figura 3.19: Planta 1er piso con la ubicación del muro PX7 .



Fuente: Elaboración propia.

3.7.1. Diseño por Flexo-compresión.

Ver ítem(2.11.1). Asumimos $\rho_v = 0.0015$ para el refuerzo vertical, entonces el muro tendrá un refuerzo vertical igual $1.5 \frac{cm^2}{m} \approx \phi 8mm @ 0.30$, con ello generamos el diagrama de interacción para obtener los momentos nominales ver figura 3.20.

Tabla 3.23: Cargas para el Muro PX7 en el 1er piso(Resultados obtenidos del Programa ETABS 2015)

| Casos de Carga | 1er piso |
|----------------|----------|
| Pd(T) | 24.35 |
| Pv(T) | 6.08 |
| Psx(T) | 2.14 |
| Psy(T) | 0.14 |
| Md(T-m) | 0.61 |
| Mv(T-m) | 0.24 |
| Msx(T-m) | 65.97 |
| Msy(T-m) | 4.31 |

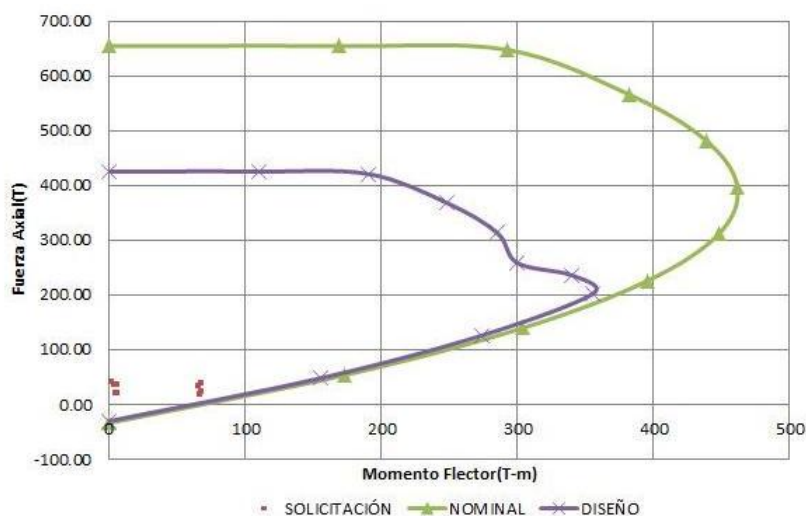
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.24: Diseño por Flexo-compresión.

| COMBINACIÓN DE CARGA | AXIAL $P_u(T)$ | M.FLECTOR $M_u(T - m)$ | M.NOMINAL $M_n(T - m)$ (fig.3.20) | FLEXION $M_{crf}(T - m)$ (ec.2.8) | VERIF. $M_n \geq M_{crf}$ | FLEXO-COMPRESION $M_{crfc}(T - m)$ (ec.2.18) | VERIF. $M_n \geq M_{crfc}$ |
|----------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------|---|-------------------------------|
| 1.4 CM + 1.7CV | 44.43 | 1.26 | 160 | 93.52 | OK | 126.10 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSx | 40.18 | 67.03 | 150 | 93.52 | OK | 122.98 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSx | 35.90 | -64.91 | 140 | 93.52 | OK | 119.84 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSy | 38.18 | 5.37 | 148 | 93.52 | OK | 121.51 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSy | 37.90 | -3.25 | 147 | 93.52 | OK | 121.31 | OK |
| 0.9 CM + CSx | 24.06 | 66.52 | 118 | 93.52 | OK | 111.16 | OK |
| 0.9 CM - CSx | 19.78 | -65.42 | 110 | 93.52 | OK | 108.02 | OK |
| 0.9 CM + CSy | 22.06 | 4.86 | 112 | 93.52 | OK | 109.69 | OK |
| 0.9 CM - CSy | 21.78 | -3.76 | 112 | 93.52 | OK | 109.49 | OK |

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.20: Diagrama de Interacción del muro PX7(1er piso).



Fuente: Elaboración propia.

3.7.2. Diseño por Cortante.

Ver ítem (2.11.2). Las fuerzas cortantes del muro PX7 en el 1er piso (ver tabla 3.25).

Tabla 3.25: Fuerzas Cortantes para el muro PX7 en el 1er piso (Resultados obtenidos del Programa ETABS 2015.)

| Casos de Carga | 1er piso |
|----------------|----------|
| Vd(T) | 0.42 |
| Vv(T) | 0.12 |
| Vsx(T) | 22.66 |
| Vsy(T) | 1.47 |

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos el refuerzo mínimo por cortante.

Tabla 3.26: Cuantía mínima de refuerzo por cortante.

| COMBINACIONES DE CARGA | CORTANTE $V_u(T)$ | CORTANTE RESISTENTE $0.5\phi V_c = 0.27bd\sqrt{f'c}$ | CUANTÍA MÍNIMA VERTICAL (ρ_v) Y HORIZONTAL (ρ_h) (ítem 2.11.6) |
|------------------------|-------------------|--|--|
| 1.4 CM + 1.7 CV | 0.792 | 13.77 | $\rho_v = 0.0015$ y $\rho_h = 0.0020$ |
| 1.25 (CM+CV) + CSx | 23.335 | 13.77 | $\rho_v = 0.0025$ y $\rho_h = 0.0025$ |
| 1.25 (CM+CV) - CSx | -21.985 | 13.77 | $\rho_v = 0.0025$ y $\rho_h = 0.0025$ |
| 1.25 (CM+CV) + CSy | 2.145 | 13.77 | $\rho_v = 0.0015$ y $\rho_h = 0.0020$ |
| 1.25 (CM+CV) - CSy | -0.795 | 13.77 | $\rho_v = 0.0015$ y $\rho_h = 0.0020$ |
| 0.9 CM + CSx | 23.038 | 13.77 | $\rho_v = 0.0025$ y $\rho_h = 0.0025$ |
| 0.9 CM - CSx | -22.282 | 13.77 | $\rho_v = 0.0025$ y $\rho_h = 0.0025$ |
| 0.9 CM + CSy | 1.848 | 13.77 | $\rho_v = 0.0015$ y $\rho_h = 0.0020$ |
| 0.9 CM - CSy | -1.092 | 13.77 | $\rho_v = 0.0015$ y $\rho_h = 0.0020$ |

Fuente: Elaboración propia..

De la Tabla 3.26 escogemos la cuantía $\rho_v = 0.0025$ y $\rho_h = 0.0025$, entonces se decide colocar un refuerzo de $\phi 8mm@0.20$ horizontal y vertical al centro, con este refuerzo verificamos la resistencia a la fuerza cortante para cada combinación de carga ver Tabla (3.27).

Tabla 3.27: Diseño del refuerzo por cortante.

| COMBINACIONES DE CARGA | SOLICITACIÓN $V_u(T)$ | REFUERZO $V_s(T)$ | CONCRETO $V_c(T)$ | CORTANTE RESISTENTE $\phi V_n = \phi(V_s + V_c)$ Ec.(2.19) | VERIFICACIÓN $\phi V_n \geq V_u$ |
|------------------------|-----------------------|-------------------|-------------------|--|----------------------------------|
| 1.4 CM + 1.7 CV | 0.79 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSx | 23.34 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSx | -21.99 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSy | 2.15 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSy | -0.80 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM + CSx | 23.04 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM - CSx | -22.28 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM + CSy | 1.85 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM - CSy | -1.09 | 36.96 | 27.04 | 54.40 | OK |

Fuente: Elaboración propia..

3.7.3. Diseño Sísmico por Capacidad.

Ver ítem (2.11.3). La verificación se muestra en la Tabla (3.28).

Tabla 3.28: Diseño Sísmico por Capacidad.

| COMBINACIONES DE CARGA | $P_u(T)$ (tab.3.24) | $V_{ua}(T)$ (tab.3.27) | $M_n(T - m)$ (fig.3.20) | $M_{ua}(T - m)$ (tab.3.24) | FACTOR $\frac{M_n}{M_{ua}}$ | FACTOR $\frac{M_n}{M_{ua}} \leq 4$ | $V_u(T)$ $\frac{M_n}{M_{ua}} V_{ua}$ | ϕV_n (tab.3.27) $\phi(V_s + V_c)$ | VERIFICACIÓN ($\phi V_n \geq V_u$) |
|------------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|---|--|---|
| 1.4 CM + 1.7CV | 44.426 | 0.79 | 160 | 1.26 | 126.78 | 4.00 | 3.17 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSx | 40.1775 | 23.34 | 150 | 67.03 | 2.24 | 2.24 | 52.22 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSx | 35.8975 | -21.99 | 140 | -64.91 | -2.16 | 2.16 | -47.42 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSy | 38.1775 | 2.15 | 148 | 5.37 | 27.55 | 4.00 | 8.58 | 54.40 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSy | 37.8975 | -0.80 | 147 | -3.25 | -45.27 | 4.00 | -3.18 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM + CSx | 24.055 | 23.04 | 118 | 66.52 | 1.77 | 1.77 | 40.87 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM - CSx | 19.775 | -22.28 | 110 | -65.42 | -1.68 | 1.68 | -37.47 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM + CSy | 22.055 | 1.85 | 112 | 4.86 | 23.05 | 4.00 | 7.39 | 54.40 | OK |
| 0.9 CM - CSy | 21.775 | -1.09 | 112 | -3.76 | -29.78 | 4.00 | -4.37 | 54.40 | OK |

Fuente: Elaboración propia..

3.7.4. Diseño por Corte-fricción.

Ver item (2.11.4), la longitud del muro PX7 es $L = 4.40m$. El diseño por corte-fricción se muestra en la Tabla (3.29).

Tabla 3.29: Diseño por Corte-fricción.

| COMBINACIONES DE CARGA | $V_u(T)$ (tab.3.27) | $Pd = Nm(T)$ (tab.3.23) | Ref. Vertical Asv (item 3.7.2) | Ref. Total(cm2) ($Asv * L$) | $\phi V_n(T)$ Ec.(2.26) | VERIFICACIÓN ($\phi V_n \geq V_u$) |
|------------------------|------------------------|----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---|
| 1.4 CM + 1.7CV | 0.79 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSx | 23.34 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSx | -21.99 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 1.25 (CM+CV) + CSy | 2.15 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 1.25 (CM+CV) - CSy | -0.80 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 0.9 CM + CSx | 23.04 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 0.9 CM - CSx | -22.28 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 0.9 CM + CSy | 1.85 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |
| 0.9 CM - CSy | -1.09 | 24.35 | $\phi 8mm@0.20$ | 11.00 | 34.74 | OK |

Fuente: Elaboración propia..

3.7.5. Verificación del Talón de Compresión.

Ver item (2.11.5), La verificación sirve para determinar si el muro necesita confinamiento en los bordes o no, dicha verificación se muestra en la Tabla (3.30).

Tabla 3.30: Verificación del Talón de Compresión.

| COMBINACIONES DE CARGA | $P_u(T)$ (tab. 3.28) | $M_u(T - m)$ (tab. 3.28) | $\sigma_c(T/m2)$ (Ec.2.28) | $\sigma_t(T/m2)$ (Ec. 2.28) | $0.2f'_c(T/m2)$ Resis. a Tensión | VERIFICACIÓN $\sigma_c, \sigma_t \leq 0.20f'_c$ |
|------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|--|
| 1.4 D + 1.7 L | 44.43 | 1.26 | 104.88 | 97.06 | 420 | no confinar |
| 1.25 (D+L) + SX | 40.18 | 67.03 | 299.06 | -116.43 | 420 | no confinar |
| 1.25 (D+L) - SX | 35.90 | -64.91 | -119.57 | 282.74 | 420 | no confinar |
| 1.25 (D+L) + SY | 38.18 | 5.37 | 103.42 | 70.12 | 420 | no confinar |
| 1.25 (D+L) - SY | 37.90 | -3.25 | 76.07 | 96.20 | 420 | no confinar |
| 0.9 D + SX | 24.06 | 66.52 | 260.82 | -151.48 | 420 | no confinar |
| 0.9 D - SX | 19.78 | -65.42 | -157.81 | 247.69 | 420 | no confinar |
| 0.9 D + SY | 22.06 | 4.86 | 65.18 | 35.07 | 420 | no confinar |
| 0.9 D - SY | 21.78 | -3.76 | 37.83 | 61.14 | 420 | no confinar |

Fuente: Elaboración propia..

3.8. Diseño de la Platea y Viga de Cimentación.

Para el diseño de la platea y viga de cimentación ver ítem 2.12. De acuerdo a al ítem 3.2.2.4 la platea de cimentación tiene 20 cm de espesor y la viga de cimentación será de 25 x 80 cm.

Para el diseño de la platea y viga de cimentación se toman los parámetros de la tabla 3.31.

Tabla 3.31: Parámetros de Suelo.

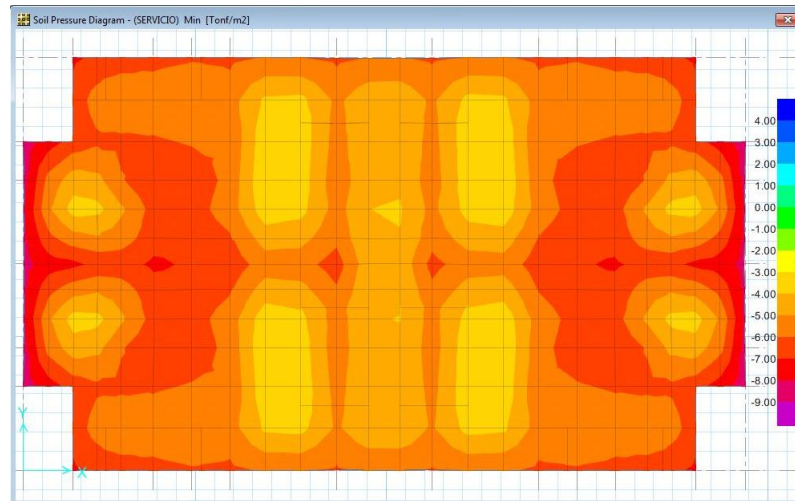
| DESCRIPCIÓN | PARAMETROS DE SUELO |
|--|--|
| Tipo de suelo | Arena limosa (SM)(De[23]) |
| Ceficiente de Balasto(Ks) | $7.0 \frac{Kg}{cm^3}$ (Tabla 2.2) |
| Capacidad portante (q_a) | $1.5 \frac{Kg}{cm^2}$ (De[23]) |
| Peso específico del suelo (γ_s) | $1900 \frac{Kg}{m^3}$ |
| Angulo de fricción interna (ϕ) | 27° |
| Coef. De empuje activo (Ka) | $Ka = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \phi \right) = 0.38$ |

Fuente: Elaboración propia..

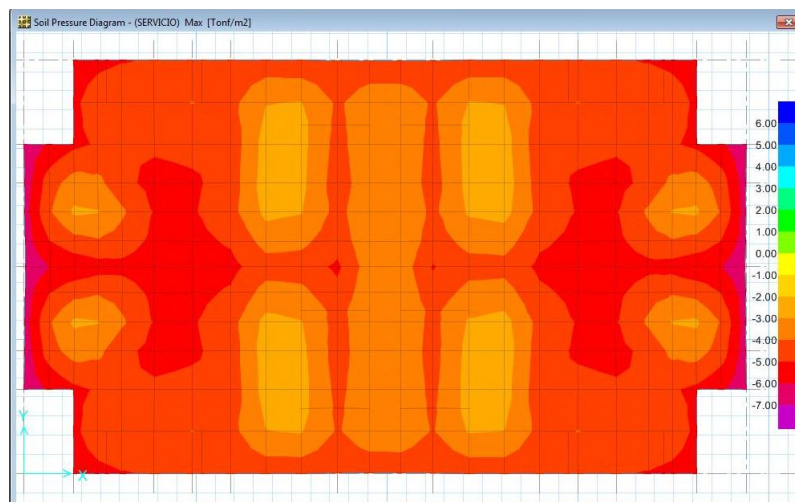
3.8.1. Diseño de la Platea de Cimentación.

3.8.1.1. Verificación de las Presiones.

Para la verificación de presiones ver ítem 2.12.3, el cálculo de las presiones se puede realizar con el programa ETABS 2015 o SAFE 2014, en este caso decidimos emplear el programa SAFE 2014 pues la visualización de los resultados es más didáctico respecto al ETABS 2015. Las combinaciones por servicio utilizadas son las ecuaciones (2.34),(2.35) y (2.36).

Figura 3.21: Presiones Mínimas de la Platea de Cimentación.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.22: Presiones Máximas de la Platea de Cimentación.

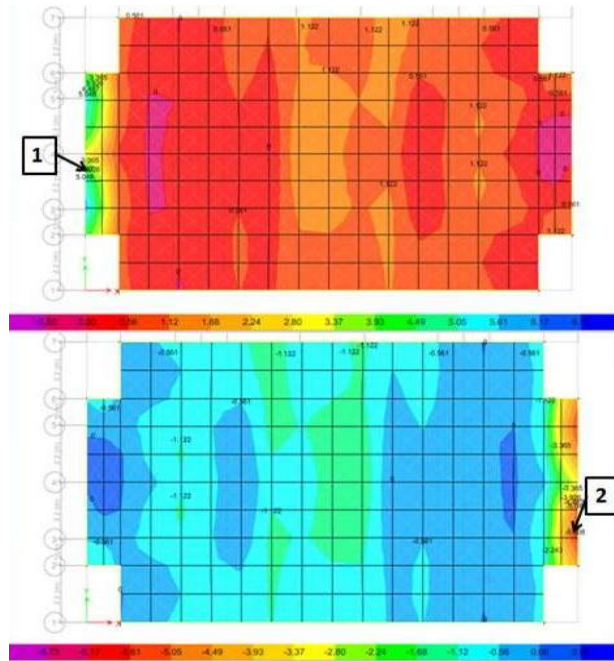
Fuente: Elaboración propia.

De las figuras (3.21) y (3.22) se aprecia que la presión máxima es igual a $9 \frac{T}{m^2} \approx 0.9 \frac{Kg}{cm^2}$, pero esta es inferior a la capacidad admisible del suelo $q_a = 1.5 \frac{Kg}{cm^2}$, entonces ahora proseguimos con el diseño.

3.8.1.2. Diseño por Cortante.

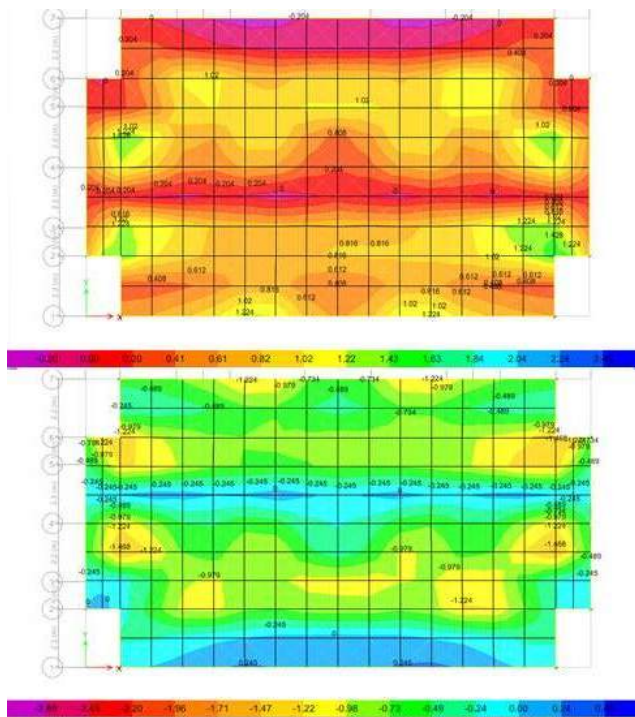
Ver ítem 2.10. La platea debe ser capaz de soportar los esfuerzos por cortante, para lo cual sólo se considera el aporte del concreto según ecuación (2.15). Para el cálculo de las fuerzas cortantes sobre la platea utilizamos el programa ETABS 2015.

Figura 3.23: Fuerza Cortante Inferior (Imagen superior) y Superior (Imagen inferior) en la Dirección X de la Placa de Cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.24: Fuerza Cortante Inferior (Imagen superior) y Superior (Imagen inferior) en la Dirección Y de la Placa de Cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

De las figuras (3.23) y (3.24), se obtiene la fuerza cortante máximo $V_u = 5.6T$

pertenece al punto de control $N^\circ 2$. De acuerdo a la ecuación (2.15), el cortante resistente del concreto $\phi V_c = 8.49T$, como $\phi V_c \geq V_u$ entonces el espesor de la platea de cimentación es adecuado.

3.8.1.3. Diseño por Flexión.

Para el diseño por flexión ver el ítem 2.9. Con la ayuda del programa ETABS 2015, se obtiene los momentos flectores sobre la platea de cimentación.

Para el diseño por resistencia y servicio ver el ítem 2.8, el " d " se considera 4cm para el cálculo del refuerzo superior y 6cm para el refuerzo inferior.

De 2.8.3.2, sabemos que la cuantía mínima por cambio volumétrico es 0.0018, ya sea dispuesta en una o 2 capas.

De 2.9: Si dispones el refuerzo mínimo en 2 capas, la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no debe ser menor de 0.0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 40 cm.

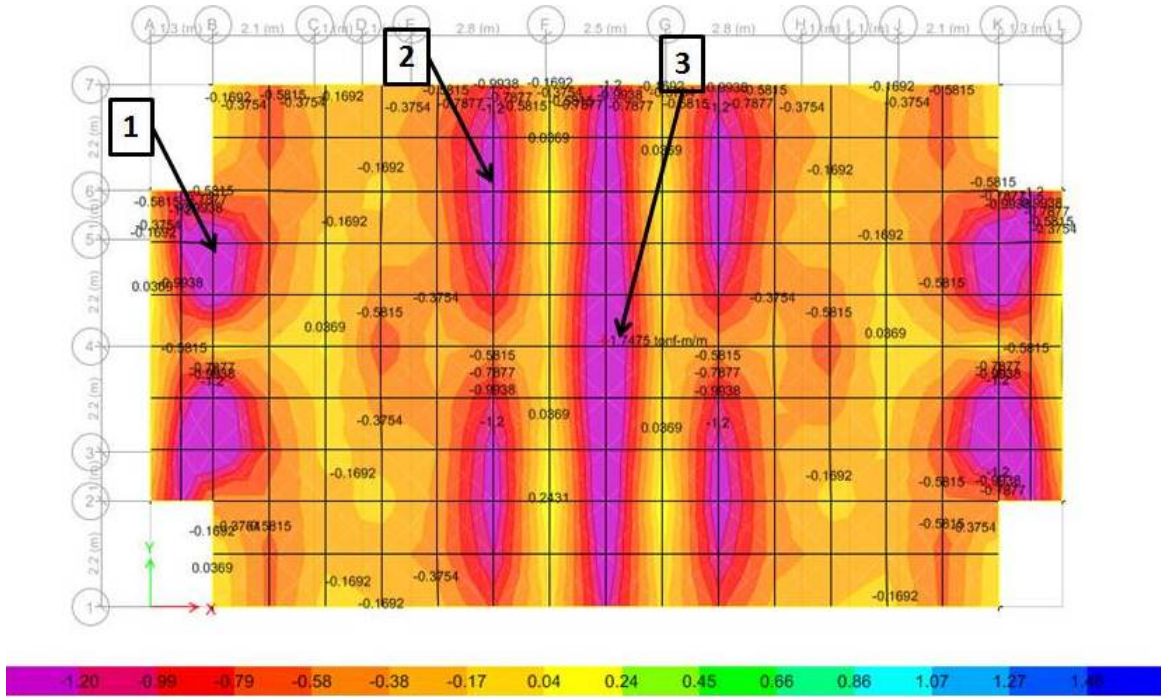
En base ello se decide colocar el refuerzo corrido en 2 capas, con una cuantía de 0.0012 superior e inferior, ya que la platea de cimentación recibe cargas de sismo a diferencia de la losa de techo que recibe sólo cargas de gravedad, las cargas de sismo hacen que haya inversiones de momentos.

Tabla 3.32: Refuerzo Mínimo para la Platea de Cimentación $A_{s_{min}}$

| Platea e(m) | $\rho_{inf.}$ | $\rho_{sup.}$ | $A_{s_{inf.}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right)$ | $A_{s_{sup.}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right)$ | $Ref.inf$ | $Ref.sup$ | $\phi Mn_{inf.} \left(\frac{T-m}{m}\right)$ | $\phi Mn_{sup.} \left(\frac{T-m}{m}\right)$ |
|-------------|---------------|---------------|--|--|------------------------|------------------------|---|---|
| 0.20 | 0.0012 | 0.0012 | 2.4 | 2.4 | $\phi 8\text{mm}@0.20$ | $\phi 8\text{mm}@0.20$ | 1.30 | 1.48 |

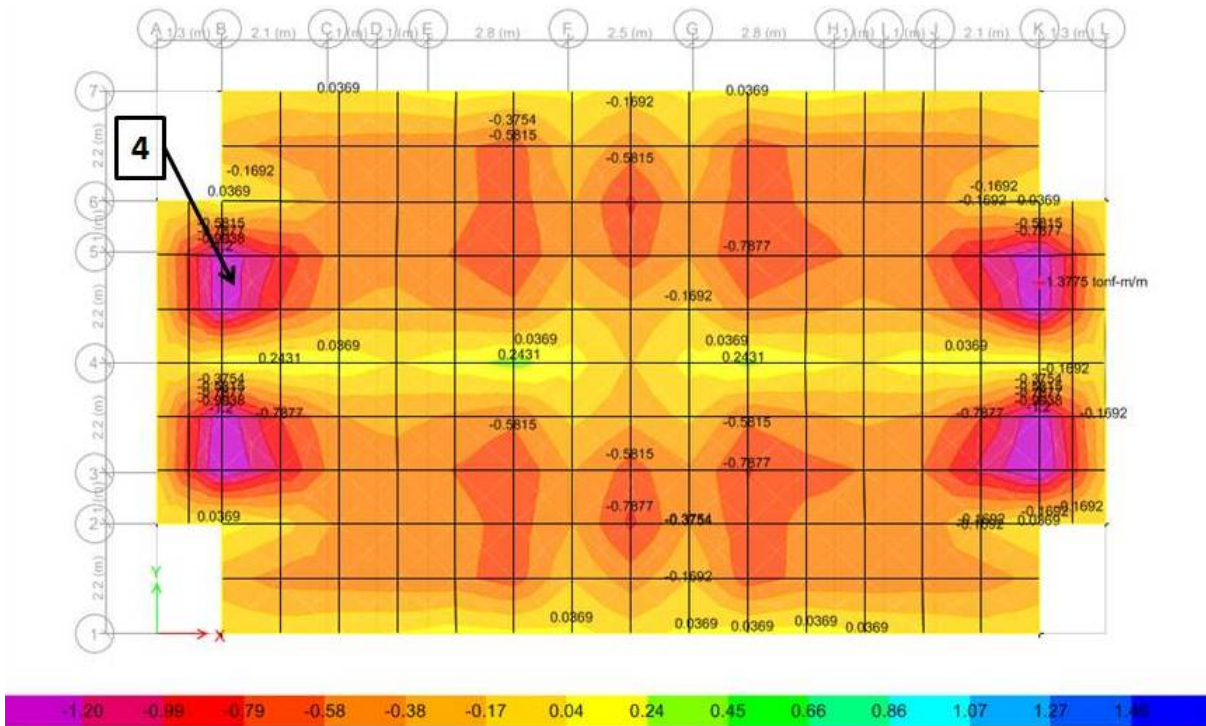
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.25: Momento Flector Superior en la Dirección X de la Platea de Cimentación(T-m).



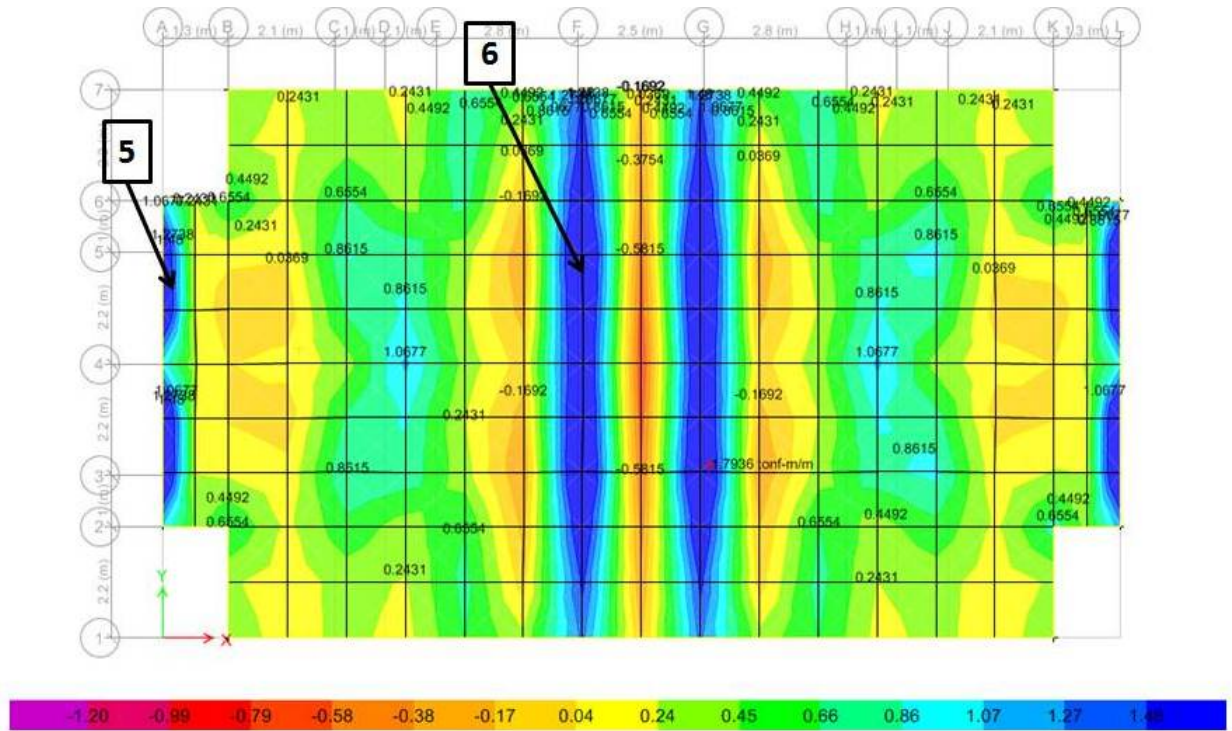
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.26: Momento Flector Superior en la Dirección Y de la Platea de Cimentación(T-m).



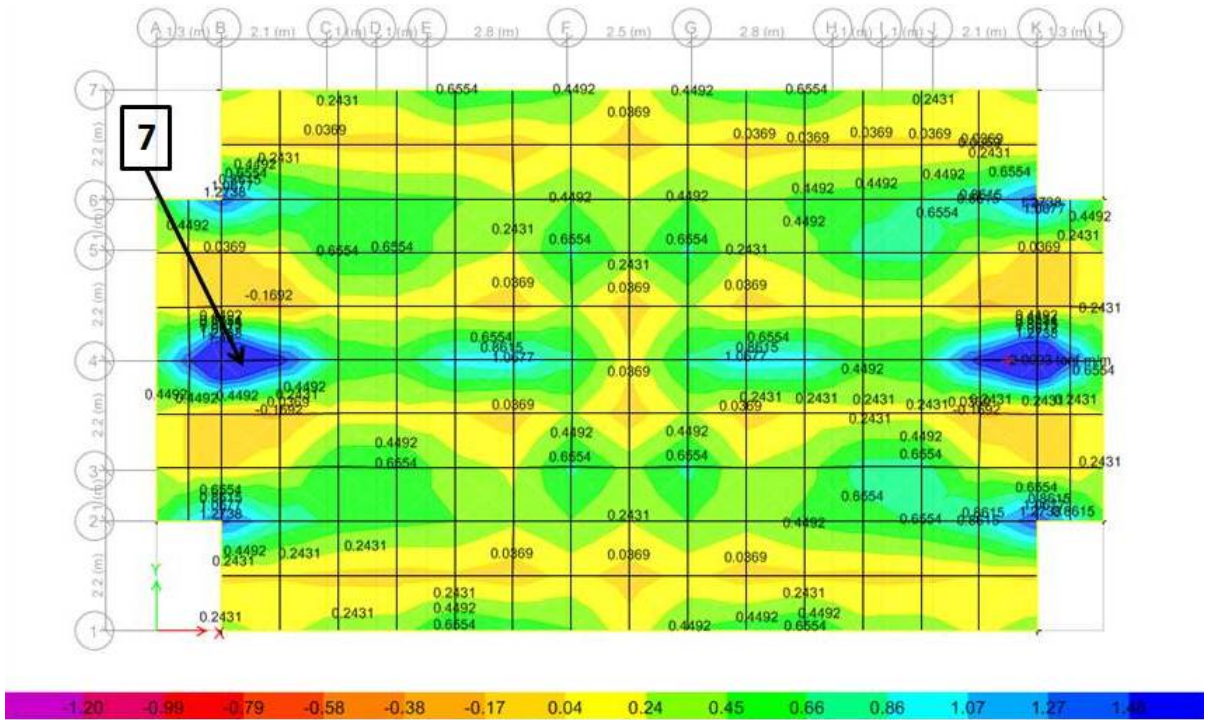
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.27: Momento Flector Inferior en la Dirección X de la Platea de Cimentación(T-m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.28: Momento Flector Inferior en la Dirección Y de la Platea de Cimentación(T-m).



Fuente: Elaboración propia.

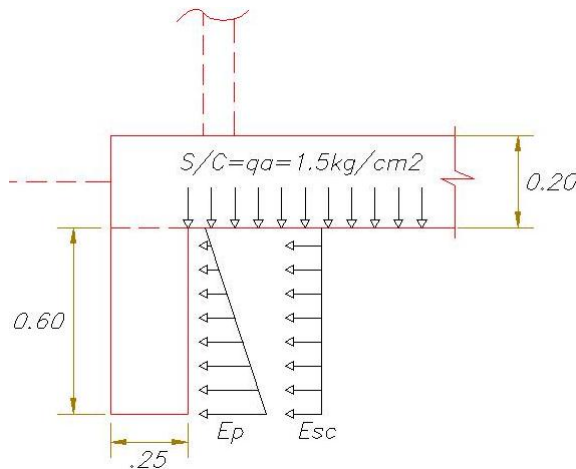
Tabla 3.33: Diseño por Resistencia de la Platea de Cimentación a Flexión.

| Descripción | 1(sup.) | 2(Sup.) | 3(Sup.) | 4(Sup.) | 5(Inf.) | 6(Inf.) | 7(Inf.) |
|-------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Platea e(m) | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| $M_u (\frac{T-m}{m})$ | 1.75 | 1.45 | 1.80 | 1.45 | 2.00 | 2.00 | 2.20 |
| $As_{req.} (\frac{cm^2}{m})$ | 2.96 | 2.44 | 3.04 | 2.44 | 3.91 | 3.91 | 4.32 |
| Ref. corrido | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ | $\phi 8mm@0.20$ |
| Bastón | $\phi 8mm@0.40$ | no requiere | $\phi 8mm@0.40$ | no requiere | $\phi 8mm@0.30$ | $\phi 8mm@0.30$ | $\phi 8mm@0.25$ |
| $As_{prov.} (\frac{cm^2}{m})$ | 3.75 | 2.50 | 3.75 | 2.50 | 4.17 | 4.17 | 4.50 |

Fuente: Elaboración propia.

3.8.2. Diseño de la Viga de Cimentación.

Del ítem (3.2.2.4) tenemos que las dimensiones de la viga de cimentación es $0.25m \times 0.80m$ incluido el espesor de la losa. Según Rivera Feijoo J.[15]: La viga de cimentación se diseña como una viga en voladizo empotrado en la losa y las cargas que actúan sobre ella son: El empuje del relleno bajo la platea y el empuje de la sobre carga, que para este caso se considera $q_a = 1.5 \frac{Kg}{cm^2} \approx 15 \frac{T}{m^2}$, la máxima presión con la cual podría reaccionar el suelo.

Figura 3.29: Fuerzas que Actúan sobre la Viga de Cimentación.

Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo del empuje del relleno (E_p) y el empuje de la sobre carga (E_{sc}).

$$E_p = K_a \gamma_s h = (0.38)(0.60)(1.9) = 0.43 \frac{T}{m^2}$$

$$E_{sc} = K_a s/c = (0.38)(15) = 5.7 \frac{T}{m^2}$$

- Cálculo de los momentos producidos por los empujes.

$$M_{E_p} = (E_p \frac{h}{2}) (\frac{h}{3}) = 0.05 \frac{T-m}{m}$$

$$M_{E_{sc}} = (E_{sc} h) (\frac{h}{2}) = 1.03 \frac{T-m}{m}$$

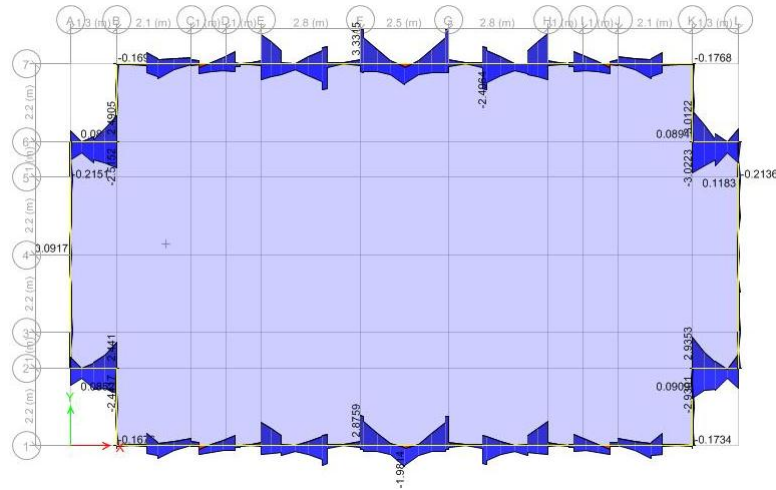
- Cálculo del momento máximo $M_u = 1.70(M_{Ep} + M_{Esc})$

$$M_u = 1.83 \frac{T-m}{m}$$

- El diseño por flexión lateral debido al empuje.

$$M_u = 1.83 \frac{T-m}{m} \Rightarrow A_s = 3.57 \frac{cm^2}{m} \approx \square \phi \frac{3''}{8} @ 0.25 + \neg \phi \frac{3''}{8} @ 0.50$$

Figura 3.30: Momentos flectores sobre la Viga de Cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

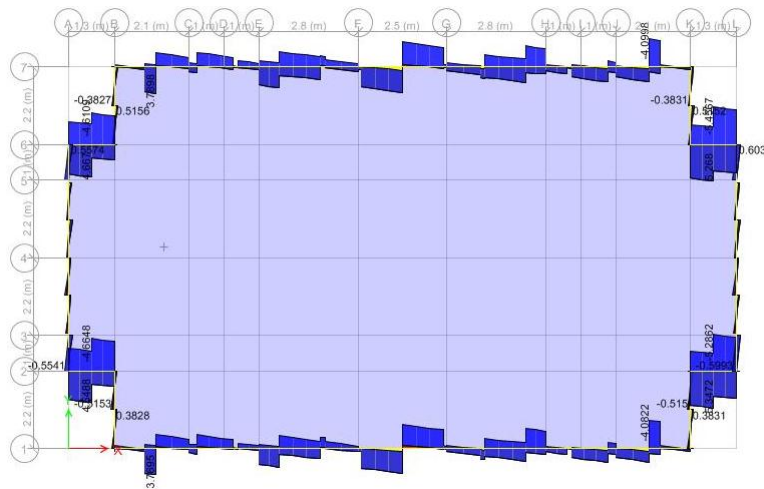
- El diseño por flexión Vertical debido a las cargas de la estructura.

De la figura (3.30):

$$M_u = 3.35(T - m) \Rightarrow A_s = 1.28 cm^2 \quad A_{s_{min}} = 14.10 \frac{bd}{f_y} = 14.1 \frac{(25)(70)}{4200} = 5.88 cm^2$$

Colocar $2\phi \frac{3''}{4} c/cara$

Figura 3.31: Fuerzas cortantes sobre la Viga de Cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

- El diseño por Fuerza cortante debido a las cargas de la estructura.

Según el numeral 21.12.3.2 de la NTE E-060[19]: Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 30 cm ni de 16 veces el diámetro de la barra (db).

De la Tabla (3.31) se toman los parámetros del suelo, de la figura (3.31), se obtiene la fuerza cortante máxima que actúa en la viga de cimentación $Vu = 4.10T$.

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(25)(70) = 11424.64 Kg = 11.42T.$$

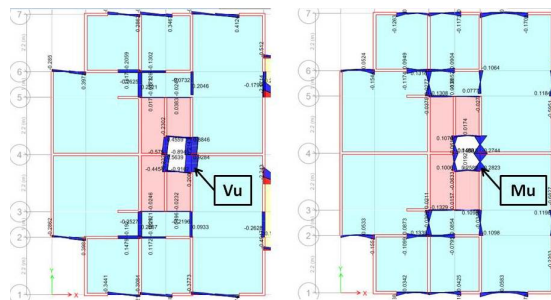
Se aprecia que $\phi Vc > Vu$, entonces la viga de cimentación tendrá refuerzo transversal mínimo y estará cubierto por el estribo que se calculó por flexión lateral.

3.9. Diseño del Refuerzo Concentrado en Ductos, Escaleras y Losas de Acoplamiento.

3.9.1. Refuerzo Concentrado en Ductos.

Según numeral 13.4.1 de la NTE E-060[19]. Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración (2.8.1) y (2.8.2), y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.

Figura 3.32: Imagen de la izquierda muestra las fuerzas cortantes $Vu(T)$ y la imagen de la derecha muestra los momentos flectores $Mu(T-m)$ en la zona de ductos.



Fuente: Elaboración propia.

De la figura (3.32) obtenemos las fuerzas cortantes y momentos flectores últimos que actúan en la zona de los ductos.

- Verificamos que la porción de la losa en la zona del ducto resista la Fuerza cortante última $Vu = 0.93T$.

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(40)(7) = 1828 Kg = 1.83T$$

Se aprecia que $\phi Vc > Vu$, La porción de losa en la zona del ducto no se cortará, el espesor es el adecuado.

- Calculamos el refuerzo necesario a flexión para que la porción de la losa resista el Momento flector último $Mu = 0.28T - m$.

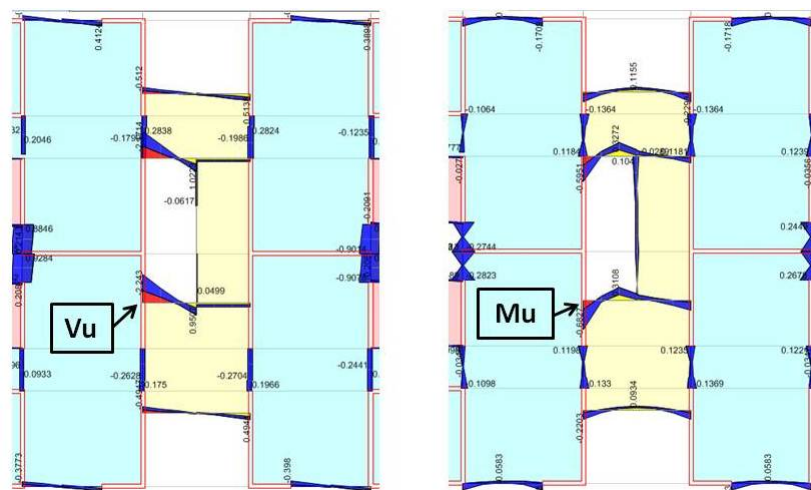
Con $d' = 3cm$, $h = 10cm$ y $b = 40cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión

$$As = 1.10cm^2 \Rightarrow \text{colocar } 2\phi \frac{3''}{8} / \text{cara.}$$

3.9.2. Refuerzo Concentrado en Escaleras.

Puesto que la escalera se apoyará en una porción de la losa, a la cual llamamos llegada de la escalera, esta porción debe ser capaz de resistir los esfuerzo de corte y momentos flectores asociados a la escalera.

Figura 3.33: Imagen de la izquierda muestra las fuerzas cortantes $Vu(T)$ y la imagen de la derecha muestra los momentos flectores $Mu(T-m)$ en la llegada de la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

De la figura (3.33) obtenemos las fuerzas cortantes y momentos flectores últimos

que actúan en la llegada de la escalera.

- Verificamos que la porción de la losa en la zona de la escalera resista la Fuerza cortante última $V_u = 2.25T$.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(40)(12) = 3130 \text{Kg} = 3.13T$$

Se aprecia que $\phi V_c > V_u$, La porción de losa en la zona de la llegada de la escalera no se cortará, el espesor es el adecuado.

- Calculamos el refuerzo necesario a flexión para que la porción de la losa resista el Momento flector último $M_u = 0.60T - m$.

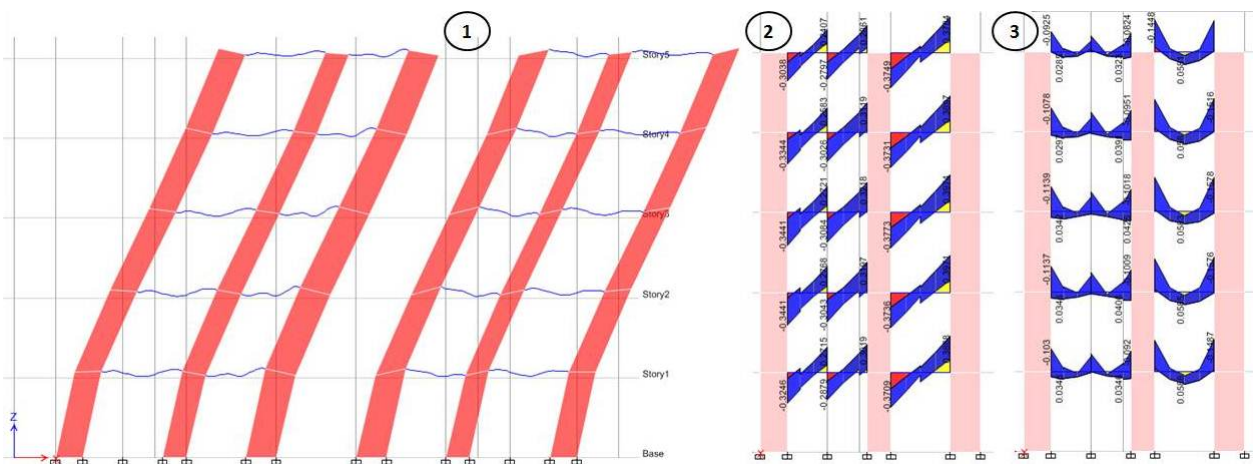
Con $d' = 3\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$ y $b = 40\text{cm}$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión

$$A_s = 1.37\text{cm}^2 \Rightarrow \text{colocar } 2\phi \frac{3''}{8} / \text{cara}.$$

3.9.3. Refuerzo Concentrado en Losas de Acoplamiento.

Existe una porción de losa que conecta los muros y que esta debe ser capaz de resistir esfuerzos cortantes y momentos flectores debido a la presencia de los muros, en la Figura (3.34) se muestra la deformación, fuerzas cortantes y momentos flectores en la porción de la losa que sirve de acoplamiento.

Figura 3.34: Imagen 1: Deformación debido al sismo en la dirección X. Imagen 2: Muestra las fuerzas cortantes $V_u(T)$. Imagen 3: Muestra los momentos flectores $M_u(T-m)$.



Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de la estructura con el programa ETABS 2015, se obtienen los máximos esfuerzos que actúan sobre las losa de acoplamiento para su respectivo dise-

ño(figura3.34) .

- Verificamos que la porción de la losa en la zona de la escalera resista la Fuerza cortante última $V_u = 0.45T$.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = (0.85)(0.53) \sqrt{210} (40)(7) = 1828 \text{Kg} = 1.83T$$

Se aprecia que $\phi V_c > V_u$, La porción de losa de acoplamiento no se cortará, el espesor es el adecuado.

- Calculamos el refuerzo necesario a flexión para que la porción de la losa resista el Momento flector último $M_u = 0.18T - m$.

Con $d' = 3\text{cm}$, $h = 10\text{cm}$ y $b = 40\text{cm}$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión

$$A_s = 0.66\text{cm}^2 \Rightarrow \text{colocar } 1\phi \frac{3}{8} \text{c/cara.}$$

3.10. Diseño de Escaleras.

Para el análisis de la escalera se considera que esta apoyada simplemente en los extremos(llegadas), las cargas a considerar se encuentran en la Tabla (3.2), donde la carga de acabados es 150Kg/m^2 , la sobre carga es 200Kg/m^2 .

Del ítem (3.2.2.3), La garganta $t = 0.15\text{m}$, el área transversal de la escalera es $A_t = 0.94\text{m}^2$ y la longitud total de la escalera $L = 3.50\text{m}$, con el programa ETABS 2015 se realiza el análisis para 1.00m de ancho de escalera. Metrado de Cargas para 1.00m de ancho de escalera.

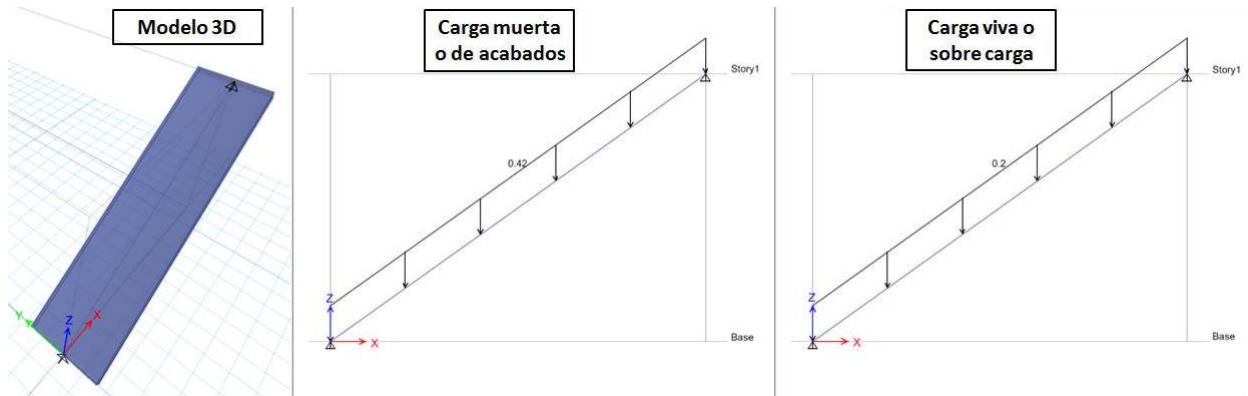
$$PP = \frac{(0.94)(1.00)}{3.50} = 0.27T/m$$

$$P_{\text{acabado}} = (0.15)(1.00) = 0.15T/m$$

$$P_{\text{muerto}} = PP + P_{\text{acabado}} = 0.47T/m$$

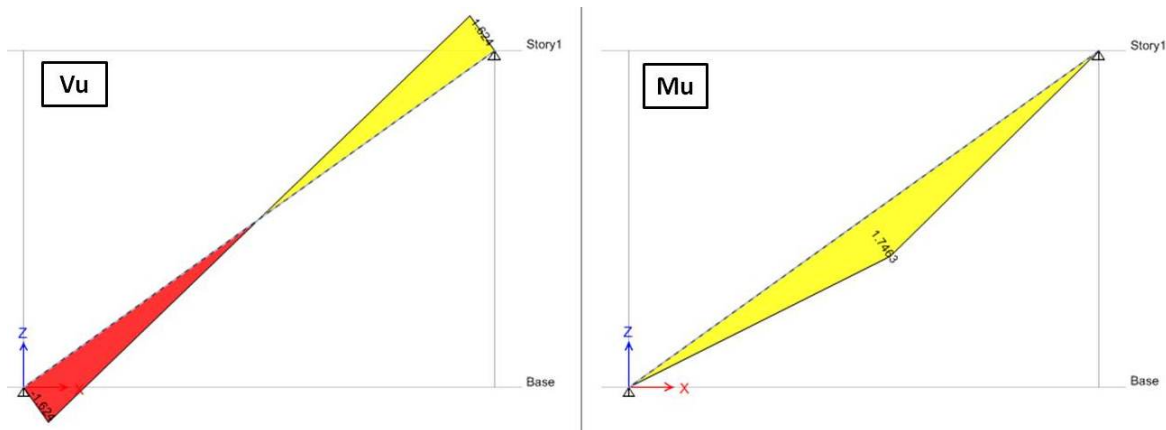
$$P_{\text{vivo}} = (0.20)(1.00) = 0.2T/m$$

Figura 3.35: Se muestra el modelo 3D, la carga muerta(T/m) y la carga viva(T/m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.36: Diagrama de Fuerzas Cortantes $V_u(T)$ y Diagrama de Momento Flector $M_u(T)$.



Fuente: Elaboración propia.

- Verificamos que la garganta de la escalera resista la Fuerza cortante última $V_u = 1.62T$.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = (0.85)(0.53) \sqrt{210} (100)(12) = 7834 Kg = 7.83T$$

Se aprecia que $\phi V_c > V_u$, La garganta de la escalera no se cortará, el espesor es el adecuado.

- Calculamos el refuerzo necesario a flexión para que la porción de la losa resista el Momento flector último $M_u = 1.75T - m$.

Con $d' = 3cm$, $h = 15cm$ y $b = 100cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión

$$A_s = 4.02 \frac{cm^2}{m} \Rightarrow \text{colocar } \phi \frac{3''}{8} @ 0.15c/cara.$$

El refuerzo transversal se asumirá la cuantía mínima por cambio volumétrico del

item(2.8.3.2), distribuida en 2 capas.

La cuantía mínima en 2 capas es $\rho_{min} = 0.0009 \Rightarrow A_s = (0.0009)(100)(15) = 1.35 \frac{cm^2}{m}$ colocar $\phi 8mm @ 0.30c/cara$

3.11. Diseño del Diafragma.

Para el diseño del diafragma se considera una carga lateral que actúa en el piso crítico ¹, que se obtiene mediante el análisis estático por ser más conservador frente al análisis modal espectral. De los parámetros sísmicos que se observa en la Tabla (3.10), Se realiza la distribución de el cortante basal en forma de fuerza lateral a cada entre piso según en numeral 4.5.3 de la NTE E-030 [17], los cuales se muestran en la tabla (3.34).

Tabla 3.34: Obtención de la Fuerza Lateral Última de Entrepiso

| Nivel | METRADOS | | Altura Hi(m) | carga muerta Hi*Pi | carga viva Hi*Pi | Coeficiente α carga muerta $\alpha=Hi*Pi/\Sigma$ | Coeficiente α carga viva $\alpha=Hi*Pi/\Sigma$ | Distribución carga muerta FM = α_i*V_m | Distribución carga viva FV = α_i*V_v | Distribución 25% carga viva (25%FV) | Fuerza última Fu(T) |
|--------------------------|-----------------|---------------|---|-----------------------|---------------------|---|---|---|---|---|------------------------|
| | C.Muerta (T) | C.Viva (T) | | | | | | | | | |
| TERRAZA | 9.17 | 3.74 | 15.00 | 137.59 | 56.16 | 0.03 | 0.04 | 3.50 | 1.38 | 0.34 | 5.49 |
| PISO 5 | 99.36 | 38.19 | 12.50 | 1242.01 | 477.43 | 0.27 | 0.32 | 31.60 | 11.71 | 2.93 | 49.22 |
| PISO 4 | 129.53 | 38.19 | 10.00 | 1295.32 | 381.94 | 0.28 | 0.26 | 32.96 | 9.37 | 2.34 | 50.12 |
| PISO 3 | 129.53 | 38.19 | 7.50 | 971.49 | 286.46 | 0.21 | 0.19 | 24.72 | 7.03 | 1.76 | 37.59 |
| PISO 2 | 129.53 | 38.19 | 5.00 | 647.66 | 190.97 | 0.14 | 0.13 | 16.48 | 4.68 | 1.17 | 25.06 |
| PISO 1 | 129.53 | 38.19 | 2.50 | 323.83 | 95.49 | 0.07 | 0.06 | 8.24 | 2.34 | 0.59 | 12.53 |
| PESO TOTAL (P)= | 626.66 | 194.71 | $\Sigma =$ | 4617.91 | 1488.44 | | | $\Sigma =$ | 117.50 | 9.13 | |
| Cortante Basal(V) | Vm | Vv | | | | | | | | | |
| V = ZUCS/R = | 0.19 | 0.19 | CV: Carga viva. CM: Carga muerta. | | | | | | | | |
| V = ZUCS/R*P = | 117.50 | 36.51 | Hi: Es la altura que se considera desde la planta 1 hasta el nivel i. | | | | | | | | |
| V = CM+25%CV = | 126.63 | | FM: Fuerza lateral debido a la carga muerta. | | | | | | | | |
| | | | FV: Fuerza lateral debido a la carga viva. | | | | | | | | |

Nivel i

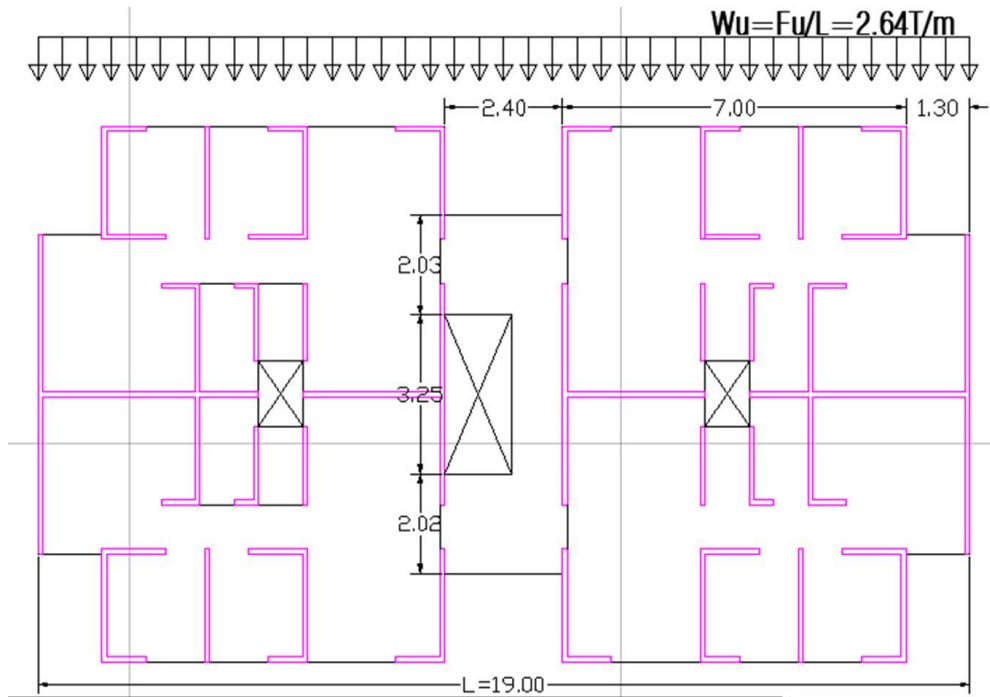
Planta 1

Fuente: Elaboración propia

De la tabla (3.34) se obtiene la fuerza lateral última $F_u=50.12T$ que actúa en el piso 4, esta fuerza lateral lo distribuimos a lo largo de la estructura en la dirección X, la cual se muestra en la figura 3.37 y con ello procedemos con la verificación por fuerza cortante y la determinación del refuerzo por tracción y compresión debido al momento flector.

¹Piso Crítico: Nivel en el cual actúa la mayor fuerza lateral.

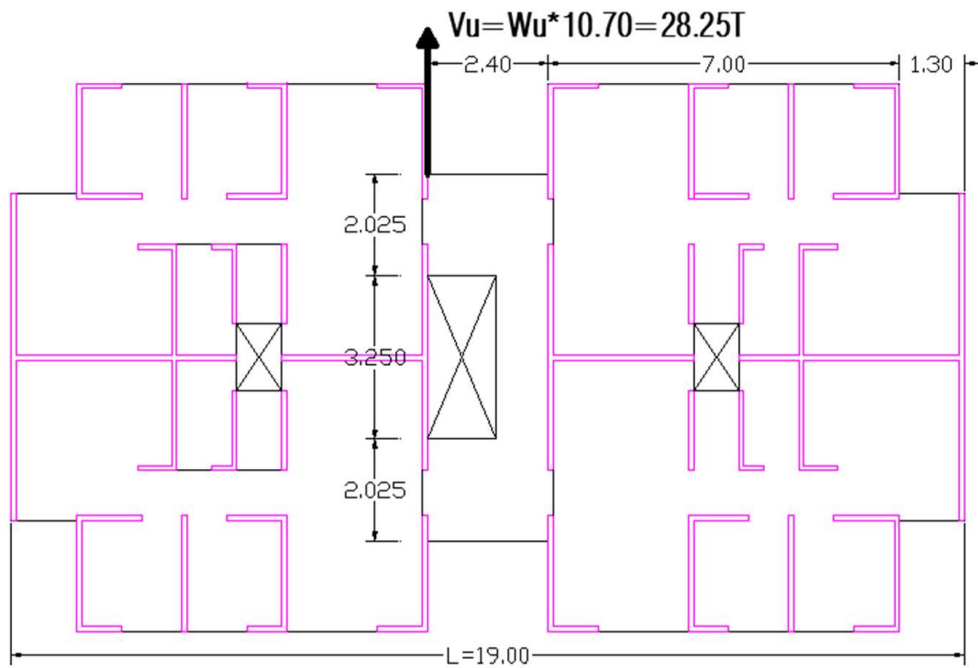
Figura 3.37: Fuerza Lateral en Condiciones Última Distribuida en el Piso 4.



Fuente: Elaboración propia.

- Verificación de la Fuerza Cortante en la zona de la escalera ver figura(3.38)².

Figura 3.38: Fuerza Cortante que Actúa en el Diafragma(V_u).



Fuente: Elaboración propia.

²La fuerza cortante V_u se obtuvo según el criterio impartido por el Ing. Rivera Feijoo J. [14], el cual se resume en la figura 3.38

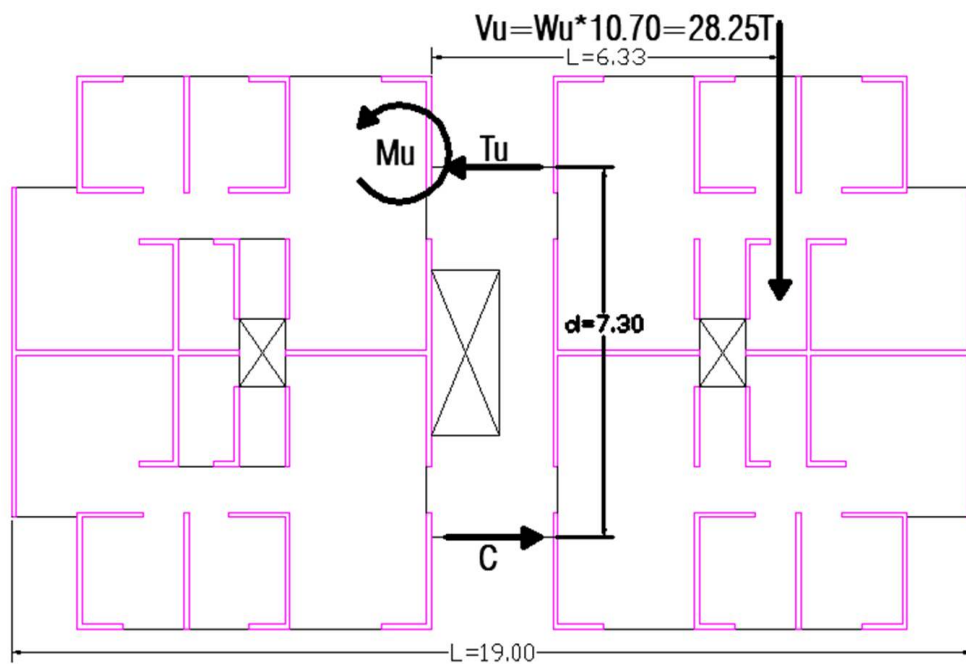
De la figura (3.38) obtenemos la fuerza cortante última $V_u = 28.25T$

De la ecuación 2.15 tenemos que: $\phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{210} * (2.025 * 2 * 100) * 15 = 39660Kg = 39.66T$

$\phi V_c > V_u$ entonces el ancho $L=2.025 \times 2=4.05m$ de la zona de escalera y el espesor $e=15cm$ son adecuados.

- Verificación del Momento Flector y determinación del refuerzo por tracción en la zona de la escalera ver figura(3.39).

Figura 3.39: Momento Flector que Actúa en el Diafragma(M_u).



Fuente: Elaboración propia.

De la figura(3.39). Calculamos el momento flector $M_u = L * V_u = 6.33 * 28.25 = 178.82T - m$, Según el numeral 21.11.8.1 de la NTE E-060 [19], este momento flector genera fuerzas de compresión y tracción en los bordes de la losa de la zona de la escalera, para lo cual descomponemos el momento en un par de fuerzas separados por una distancia $d=7.30m$, entonces $T_u = C = \frac{M_u}{d} = \frac{178.82}{7.30} = 24.50T$. Ahora determinamos el refuerzo que requiere por tracción despreciando el aporte del concreto. Sabemos que: $T_u = \phi A_s * f_y \Rightarrow A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{24.50 * 1000}{0.9 * 4200} = 6.48cm^2$ entonces colocamos $6\phi \frac{1}{2}$ en cada borde.

Capítulo 4

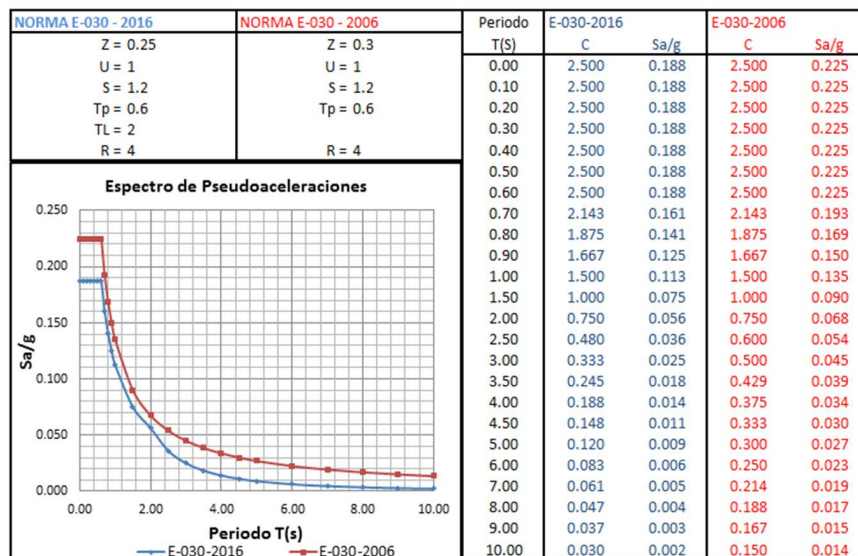
Resultados y Discusiones

4.1. Resultados.

4.1.1. Resultados del Análisis Sísmico.

1. Uno de los objetivos de la tesis es hacer la comparación entre los espectros de Pseudoaceleración de la NTE E-030-2016[17] con la NTE E-030-2006, la cual se puede apreciar gráficamente en la figura(4.1), los parámetros respectivos se encuentre en la tabla(3.13).

Figura 4.1: Comparación del Espectro de Pseudoaceleraciones entre la Norma E-030-2016[17] y E-030-2006.



Fuente: Elaboración Propia

2. **Control de Deriva de Entrepiso.** Del ítem 3.5.3.1, la máxima deriva de entrepiso ($\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$) que se obtuvo del análisis sísmico según la NTE E-030-2016[17], se ubica en el último nivel(ver tabla 3.15) y es igual a 0.000669 en la dirección X (3.13).
3. **Fuerza Cortante Mínima.** Del ítem 3.5.3.2, la fuerza cortante del análisis estático(ítem 3.5.2) es igual a 126.53 T para ambas direcciones, mientras que la fuerza cortante debido al análisis dinámico(ítem 3.5.3) es 103.00 T para la dirección X y 81.82 T para la dirección Y, este último produce un factor de escalamiento de 1.24, ver tabla (3.17).
4. **Separación de Edificios.** Del ítem 3.5.3.3:
la separación máxima entre módulos establecida por la NTE E-030[17] es $s_1 = 0.006(15) = 0.09m \geq 0.03m$.
la separación máxima entre módulos calculada a partir de los máximos desplazamientos es $b) \quad s_2 = \frac{2}{3}(\Delta_{max1} + \Delta_{max2}) = \frac{2}{3}(0.0064 + 0.0064) = 0.001m$ (Tabla 3.18).

4.1.2. Resultados del Diseño.

1. **Diseño de Losas Macizas.** Del ítem 3.6.
 - a) **Diseño por Cortante.** Del ítem 3.6.1, del análisis se observa que el cortante máximo se da en la zona de la llegada de la escalera. De las figuras (3.13) y (3.14), obtenemos la fuerza cortante última $V_u = 3.32T$. De la ecuación 2.15 tenemos que: $\phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{210} * 100 * 12 = 4570Kg = 4.57T$.
 - b) **Diseño por flexión.** Del ítem 3.6.2, del análisis se observa que los momentos flectores máximos (ver figuras 3.15 y 3.16), son controlados por el refuerzo colocado en cada punto de control(ver tabla 3.20).
 - c) **Deflexión Máxima de la Losa.** Del ítem 3.6.3, Las deflexiones máximas por carga viva al 100 % es 0.35 mm para la losa de e=15cm y 0.49 mm para la losa e=10 cm, las deflexiones máximas diferidas al 100 % es 1.71 mm

para la losa de $e=15\text{cm}$ y 1.16 mm para la losa $e=10\text{ cm}$, estos resultados se aprecian en la tabla(3.22).

2. Diseño de Muros de Ductilidad Limitada. Del ítem 3.7.

- a) **Diseño por Flexo-compresión.** Del ítem 3.7.1, se aprecia los resultados en la Tabla (3.26).
- b) **Diseño por Cortante.** Del ítem 3.7.2, se aprecia los resultados en la Tabla (3.24).
- c) **Diseño Sísmico por Capacidad.** Del ítem 3.7.3, se aprecia los resultados en la Tabla (3.28).
- d) **Diseño por Corte-fricción.** Del ítem 3.7.4, se aprecia los resultados en la Tabla (3.29).
- e) **Verificación del Talón de Compresión.** Del ítem 3.7.5, se aprecia los resultados en la Tabla (3.30).

3. Diseño de la Platea de Cimentación. Del ítem 3.8.

- a) **Verificación de las Presiones.** Del ítem 3.8.1.1, De las figuras (3.21) y (3.22) se aprecia que la presión máxima es igual a $9\frac{T}{m^2} \approx 0.9\frac{Kg}{cm^2}$.
- b) **Diseño por Cortante.** Del ítem 3.8.1.2, De las figuras (3.23) y (3.24), se obtiene la fuerza cortante máximo $V_u = 5.6T$ perteneciente al punto de control $N^\circ 2$. De acuerdo a la ecuación (2.15), el cortante resistente del concreto $\phi V_c = 8.49T$.
- c) **Diseño por Flexión.** Del ítem 3.8.1.3, se aprecia los resultados en la Tabla (3.33).

4. Diseño de la Viga de Cimentación. Del ítem 3.8.2.

- a) **Diseño por Flexión Lateral debido al Empuje.** Del ítem 3.8.2, el momento último por empuje que actúa sobre la viga es $M_u = 1.83\frac{T-m}{m}$ el cual requiere un área de refuerzo $A_s = 3.57\frac{cm^2}{m} \approx \square\phi\frac{3''}{8}@0.25 + \nabla\phi\frac{3''}{8}@0.50$.

- b) **Diseño por Flexión Vertical.** De la figura (3.30), el momento último vertical que actúa sobre la viga es $M_u = 3.35(T - m)$ el cual requiere un área de refuerzo $A_s = 1.28cm^2$ y un área de refuerzo mínimo $A_{s_{min}} = 14.10 \frac{bd}{f_y} = 14.1 \frac{(25)(70)}{4200} = 5.88cm^2$ de los dos escogemos el mayor y colocamos $2\phi \frac{3''}{4} c/cara$
- c) **Diseño por Cortante.** De la Tabla (3.31) se toman los parámetros del suelo, de la figura (3.31), se obtiene la fuerza cortante máxima que actúa en la viga de cimentación $V_u = 4.10T$.
- $$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_{cb}d} = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(25)(70) = 11424.64Kg = 11.42T.$$

5. Diseño del Refuerzo Concentrado en Ductos. Del item 3.9.

- a) **Diseño por Cortante en Ductos.** De la figura (3.32) obtenemos las fuerzas cortantes últimas que actúan en la zona de los ductos $V_u = 0.93T$.
- $$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_{cb}d} = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(40)(7) = 1828Kg = 1.83T$$
- b) **Diseño por Flexión en Ductos.** De la figura (3.32) obtenemos los momentos flectores últimas que actúan en la zona de los ductos $M_u = 0.28T - m$. Con $d' = 3cm$, $h = 10cm$ y $b = 40cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión $A_s = 1.10cm^2 \Rightarrow colocar \quad 2\phi \frac{3''}{8} c/cara$.

6. Diseño del Refuerzo Concentrado en Escaleras. Del item 3.9.2.

- a) **Diseño por Cortante en Zona de Escalera.** De la figura (3.33) obtenemos las fuerzas cortantes últimas que actúan en la zona de la escalera $V_u = 2.25T$.
- $$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_{cb}d} = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(40)(12) = 3130Kg = 3.13T.$$
- b) **Diseño por Flexión en Zona de Escalera.** De la figura (3.33) obtenemos los momentos flectores últimas que actúan en la zona de la escalera $M_u = 0.60T - m$. Con $d' = 3cm$, $h = 15cm$ y $b = 40cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión $A_s = 1.37cm^2 \Rightarrow colocar \quad 2\phi \frac{3''}{8} c/cara$.

7. **Diseño del Refuerzo Concentrado en Losas de Acoplamiento.** Del ítem 3.9.3.

- a) **Diseño por Cortante en la Losa de Acoplamiento.** De la figura (3.34) obtenemos las fuerzas cortantes últimas que actúan en la losa de acoplamiento $V_u = 0.45T$.

$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f'cbd} = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(40)(7) = 1828Kg = 1.83T.$$

- b) **Diseño por Flexión en la Losa de Acoplamiento.** De la figura (3.34) obtenemos los momentos flectores últimos que actúan en la losa de acoplamiento $M_u = 0.18T - m$. Con $d' = 3cm$, $h = 10cm$ y $b = 40cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión $A_s = 0.66cm^2 \Rightarrow$ colocar $1\phi_{\frac{3}{8}}c/cara$.

8. **Diseño Escaleras.** Del ítem 3.10.

- a) **Diseño por Cortante.** De la figura (3.36) obtenemos las fuerzas cortantes últimas que actúan en la losa de acoplamiento $V_u = 1.62T$.

$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f'cbd} = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(12) = 7834Kg = 7.83T.$$

- b) **Diseño por Flexión.** De la figura (3.36) obtenemos los momentos flectores últimos que actúan en la losa de acoplamiento $M_u = 1.75T - m$. Con $d' = 3cm$, $h = 15cm$ y $b = 100cm$, se obtiene un refuerzo de acero por flexión $A_s = 4.02\frac{cm^2}{m} \Rightarrow$ colocar $\phi_{\frac{3}{8}}@0.15c/cara$.

El refuerzo transversal se asumirá la cuantía mínima por cambio volumétrico del ítem(2.8.3.2), distribuida en 2 capas. La cuantía mínima en 2 capas es $\rho_{min} = 0.0009 \Rightarrow A_s = (0.0009)(100)(15) = 1.35\frac{cm^2}{m}$ colocar $\phi 8mm@0.30c/cara$.

9. **Diseño del Diafragma.** Del ítem 3.11.

- a) **Diseño por Cortante.** De la figura (3.38) obtenemos la fuerza cortante última $V_u = 28.25T$

$$\text{De la ecuación 2.15 tenemos que: } \phi V_c = (0.85)0.53\sqrt{210}*(2.025*2*100)*15 = 39660Kg = 39.66T$$

$\phi V_c > V_u$ entonces el ancho $L=2.025 \times 2=4.05\text{m}$ de la zona de escalera y el espesor $e=15\text{cm}$ son adecuados.

- b) **Diseño por Flexión en el Diafragma.** De la figura(3.39). Calculamos el momento flector $M_u = L * V_u = 6.33 * 28.25 = 178.82T - m$, Según el numeral 21.11.8.1 de la NTE E-060 [19], este momento flector genera fuerzas de compresión(C) y tracción(Tu) en los bordes de la losa de la zona de la escalera, para lo cual descomponemos el momento en un par de fuerzas separados por una distancia $d=7.30\text{m}$, entonces $Tu = C = \frac{Mu}{d} = \frac{178.82}{7.30} = 24.50T$.

Ahora determinamos el refuerzo que requiere por tracción despreciando el aporte del concreto.

Sabemos que: $Tu = \phi A_s * f_y \Rightarrow A_s = \frac{Tu}{\phi f_y} = \frac{24.50 * 1000}{0.9 * 4200} = 6.48\text{cm}^2$ entonces colocamos $6\phi \frac{11}{2}$ en cada borde.

4.2. Discusiones.

4.2.1. Discusión de los Resultados del Análisis Sísmico.

1. De la figura 4.1), apreciamos que el espectro de pseudoaceleraciones de la NTE E-030-2016[17] es menor que el de la NTE E-030-2006 para nuestro proyecto, en vista que la fuerza sísmica es menor quiere decir que a la estructura se exigirá más ductilidad para compensar esta disminución, esto ocurre principalmente por que el factor de zona $Z=0.25$ en la NTE E-030-2016[17], sin embargo en la norma anterior el factor de zona era $Z=0.30$.
2. **Control de Deriva de Entrepiso.** Del ítem 3.5.3.1, de la Tabla 3.15 se aprecia que todos los valores son inferiores a $0.5\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right) = 0.0025$, por lo tanto no es necesario considerar los efectos de la torsión, además estamos por debajo del límite de distorsión de entrepiso estipulado por la norma para edificios de muros de ductilidad limitada $\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right) = 0.0050$.

Podemos afirmar que nuestra estructura cumple con los requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad.

3. **Fuerza Cortante Mínima.** Del ítem 3.5.3.2, de la tabla (3.17), apreciamos que la relación del 80 % de la fuerza cortante basal estática entre la fuerza basal dinámica produce un $factor_{escala} = 80\%V_{est}/V_{din} = 1.24$, pero sólo para la dirección Y, con este factor escalamos todos los resultados del análisis, excepto los desplazamientos.
4. **Separación de Edificios.** Del ítem 3.5.3.3, la separación máxima entre módulos debe ser igual 10 cm, pues es lo mínimo establecido por la NTE E-030 [17] y es superior a lo obtenido del análisis.

4.2.2. Discusión de los Resultados del Diseño.

1. **Diseño de Losas Macizas.** Del ítem 3.6, Los espesores propuestos para las losas macizas cumplen con la verificación por servicio(Deflexiones) y con las solicitaciones de resistencia, por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.
2. **Diseño de Muros de Ductilidad Limitada.** Del ítem 3.7, Los espesores propuestos para los muros de ductilidad limitada cumplen con las distintas solicitaciones de resistencia como son: El diseño por flexo-compresión, fuerza cortante, capacidad sísmica, corte-fricción y la verificación del talón de compresión, este último que nos indica que el muro no requiere confinamiento en los extremos puesto que $\sigma_c, \sigma_t \leq 0.20f'_c$, por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado, además se hizo la validación de los resultados del programa ETABS 2015 versus la solución manual, por lo que para el resto de los muros se tomarán los resultados del programa.
3. **Diseño de la Placa de Cimentación.** Del ítem 3.8, el espesor propuesto para la placa de cimentación cumple con las solicitaciones por servicio(verificación de presiones presiones), ya que la máxima presión que se obtuvo del análisis es $9 \frac{T}{m^2} \approx 0.9 \frac{Kg}{cm^2}$ y esta es inferior a la capacidad admisible del suelo $q_a = 1.5 \frac{Kg}{cm^2}$. El

diseño también cumple con las solicitaciones de resistencia, por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.

4. **Diseño de la Viga de Cimentación.** Del ítem 3.8.2. Las dimensiones propuestas para la viga de cimentación cumplen con las solicitaciones, tanto por flexión lateral producida por el empuje del relleno bajo la platea de cimentación, la flexión y cortante vertical producida por las fuerzas de gravedad y fuerzas de sismo transmitidas por los muros, por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.
5. **Diseño del Refuerzo Concentrado en Ductos.** Del ítem 3.9. La porción de la losa en la zona de los ductos cumplen con los requisitos de servicio (deflexión) y resistencia (esfuerzos cortantes y momentos flectores). por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.
6. **Diseño del Refuerzo Concentrado en Escaleras.** Del ítem 3.9.2. La porción de la losa que recibirá la escalera cumple con las solicitaciones de servicio (deflexión) y resistencia (esfuerzos cortantes y momentos flectores). por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.
7. **Diseño del Refuerzo Concentrado en Losas de Acoplamiento.** Del ítem 3.9.3. Este refuerzo no está contemplado en las normas peruanas, sin embargo en el país vecino de Chile ya se tiene investigaciones sobre los esfuerzos que toman las losas que conectan los muros de corte, para nuestro análisis los representamos como vigas de 40 cm de ancho y de alto igual al espesor de la losa en cm, cuidando que este no modifique la rigidez de la estructura en general, se verificó que dicha porción cumpla con las solicitaciones de servicio y resistencia, por lo tanto podemos afirmar que el diseño es el adecuado.
8. **Diseño Escaleras.** Del ítem 3.10. El espesor de la garganta de la escalera propuesta cumple con las solicitaciones de fuerzas cortantes y momentos flectores, respecto al detallamiento, se decide colocar el refuerzo longitudinal en 2

capas con una cuantía mayor al mínimo 0.0018 y para el refuerzo transversal se coloca una cuantía de 0.0009 a cada cara, pues la escalera al ser un elemento simplemente apoyado trabaja en el sentido más largo(longitudinal).

9. **Diseño del Diafragma.** De los resultados y del ítem 3.11. El espesor de la losa en la zona de la escalera propuesta cumple con las solicitaciones de fuerzas cortantes y momentos flectores, respecto al detallamiento, se decide colocar el refuerzo longitudinal en 2 capas. 3 varillas de 1/2" superior e inferior en cada borde, con ello estaríamos cumpliendo con la demanda de tracción por flexión en el diafragma.

4.3. Contrastación de Hipótesis.

1. **Hipótesis General.** Del ítem 1.8.1, Si las distorsiones máximas obtenidas del análisis son inferiores a 0.005, entonces la edificación cumple con lo establecido por la NTE E-030 - 2016[17].

Del análisis se obtuvo que la deriva máxima de entre piso inelástico es 0.000669 y que está por debajo del límite de distorsión de entrepiso estipulado por la norma para edificios de muros de ductilidad limitada ($\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$) = 0.0050. Entonces podemos afirmar que la edificación cumple con lo establecido por la NTE E-030 - 2016[17].

2. **Hipótesis Específica 1.** Del ítem 1.8.2. El espectro de Pseudoaceleraciones bajo la NTE E-030 – 2016[17], reduce la fuerza sísmica frente a la NTE E-030 - 2006. Del análisis y discusión de los resultados, podemos observar que el espectro de Pseudoaceleraciones de la NTE E-030 - 2016[17] es menor respecto a la NTE E-030 - 2006, entonces podemos afirmar que la fuerza sísmica se reduce, esto debido principalmente al factor de zona(Z).
3. **Hipótesis Específica 2.** Del ítem 1.8.2. Si se elabora una guía de diseño de un edificio de 5 pisos de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Ayacucho, aplicando la NTE E-030 – 2106[17], entonces se puede tener una metodología de diseño que cumpla con los requerimientos establecidos por la norma en mención.

Luego del Análisis aplicando la NTE E-030 – 2106[17], se procedió con el diseño de cada elemento estructural bajo las normas vigentes cumpliendo con requerimientos estipulados en cada uno de ellos, entonces se puede considerar como una metodología de diseño que cumple con los requerimientos establecidos por la norma en mención.

4. **Hipótesis Específica 3.** Del ítem 1.8.2. Si se utiliza el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, entonces se puede tener una construcción más económica y eficiente en tiempos de construcción.

En el Perú existe diferentes investigaciones respecto a edificios con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada. Tomamos como referencia el análisis comparativo que se hizo en la tesis de investigación de Zavaleta Chumbiauca L. [22].

Figura 4.2: Cuadro Comparativo de entre Muros de Ductilidad Limitada vs Albañilería Confinada - Tujillo - La Libertá

| COMPARATIVO DE ÁREAS EN PLANTA | | |
|--------------------------------|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Área Neta (m ²) | 141,66 | 138,26 |
| Área Bruta (m ²) | 151,77 | 151,77 |
| Área que ocupan los Muros (%) | 6,67 | 8,90 |
| | 100,00% | 133,50% |

| COMPARATIVO DE COSTOS DIRECTOS DEL EDIFICIO | | |
|---|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Estructura U \$ (m ²) | 115,86 | 126,53 |
| Arquitectura U \$ (m ²) * | 17,83 | 38,59 |
| Total U \$ (m ²) | 133,68 | 165,12 |
| | 100,00% | 123,52% |

| COMPARATIVO DE COSTOS INDIRECTOS DEL EDIFICIO | | |
|---|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Relacionados con tiempo de ejecución * | 4,24 | 11,89 |
| No relacionados con tiempo de ejecución * | 0,35 | 0,77 |
| Total porcentaje de incidencia (%) | 4,59 | 12,66 |
| Monto total de gastos generales (S/.) | 11470,00 | 39070,00 |
| | 100,00% | 240,63% |

| COMPARATIVO DEL TIEMPO DE EJECUCIÓN DEL EDIFICIO | | |
|--|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Construcción del Edificio (días)** | 48 | 96 |
| | 100% | 200% |

| COMPARATIVO DEL COSTO TOTAL DEL EDIFICIO | | |
|--|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Costo Total del Edificio (U \$)* | 105.140,11 | 139.424,51 |
| Costos de Construcción (%) | 100,00 | 132,61 |

| COMPARATIVO DEL COSTO DIRECTO DE UN DEPARTAMENTO (75 m ²) | | |
|---|------------------------------|-----------------------|
| PARÁMETROS | Muros de Ductilidad Limitada | Albañilería Confinada |
| Costo Total del Edificio (U \$)* | 10.077,74 | 12.447,65 |
| | 100,00 | 123,52 |

Fuente: Zavaleta Chumbiauca L. [22].

De la figura 4.2 se aprecia que el costo total del edificio en el sistema de muros de ductilidad limitada sería de (US) \$105,140.11, mientras que para el sistema de albañilería confinada sería de (US) \$139,424.51, el costo con el sistema de albañilería confinada representa aproximadamente un 32.61 % más del costo del sistema de muros de ductilidad limitada, el tipo de cambio a la fecha de la investigación fue (US) \$ 1.00 = S/.3.10

se aprecia que el tiempo de ejecución del edificio en el sistema de muros de ductilidad limitada sería de 48 días, mientras que para el sistema de albañilería confinada sería de 96 días, el tiempo del sistema de albañilería confinada representa el doble del tiempo del sistema de muros de ductilidad limitada. Entonces si se puede tener una construcción más económica y eficiente en tiempos de construcción.

Capítulo 5

Conclusiones, Recomendaciones y Líneas Futuras de Investigación

5.1. Conclusiones.

5.1.1. De los Objetivos.

1. La estructura tuvo una adecuada rigidez lateral, ya que los desplazamientos relativos de entrepiso resultaron menores a los máximos valores permitidos. En la dirección X se tuvo una deriva de 0.000669 y en la dirección Y se tuvo una deriva de 0.000426. En ambas direcciones se cumple con la exigencia de la NTE E-030-2016[17] que limita la distorsión máxima a 0.0050 para este sistema propuesto, las cuales se muestra en tabla 3.14.
2. De la figura 4.1. Comparando los espectros de pseudoaceleraciones, podemos concluir que para este proyecto específico la fuerza sísmica se reduce frente a la norma anterior por modificaciones en la norma vigente, principalmente en factor de zona "Z" y la inclusión del periodo " T_L ".
3. El diseño de cada elemento estructural bajo las normas vigentes cumplen con requerimientos estipulados en cada uno de ellos, entonces la tesis de investigación se puede considerar como una guía cuya metodología de diseño cumple con los

requerimientos establecidos por la NTE E-030-2016[17].

4. El sistema estructural de muros de ductilidad limitada si es una alternativa frente a los sistemas tradicionales dentro de la ciudad de Ayacucho.

5.1.2. De la Arquitectura.

1. Debido a que el Sistema de Muros de Albañilería(sistema tradicional en Ayacucho), como mínimo puede tener un espesor entre $e=12.5\text{cm}$ a 15cm , mientras que en el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada propuesto se obtienen muros de espesor $e=10\text{cm}$ a todo lo alto, se estaría ganando 2.5cm por cada muro de albañilería de $e=12.5\text{cm}$ y 5cm por cada muro de $e=15\text{cm}$, esto se traduce en la disminución del área total de la edificación y la reducción del área de la platea de cimentación.
2. El Sistema de Muros de Ductilidad Limitada no requiere un tarrajeo como acabado, sólo requiere solaqueo, sin embargo en el Sistema de Albañilería es necesario proveer de acabado como el tarrajeo en una o ambas caras.
3. En el Sistema de Muros de Albañilería se puede empelar losas aligeradas de un espesor mínimo $e=17\text{cm}$. Sin embargo en el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada propuesto se obtienen losas macizas de un espesor $e=10\text{cm}$ y sólo en los baños un espesor $e=20\text{cm}$, por que se alojarán tuberías de hasta 4".
4. Actualmente existe muchas empresas que proveen encofrados de acuerdo a los requerimientos, con los cuales se puede dar el acabo a los muros de ductilidad limitada.

5.1.3. Del Proceso Constructivo.

1. De la tesis de investigación de Zavaleta Chumbiauca L. [22]. El sistema de Muros de Ductilidad Limitada tiene un tiempo de ejecución igual a la mitad del tiempo de ejecución del Sistema de Muros de Albañilería.

2. Según la NTE E-070 Albañilería [20]. Cada muro de Albañilería se debe construir como máximo una altura de $h=1.30\text{m}$ en la primera etapa y completar el muro en una segunda etapa. Mientras que en el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada se puede vaciar la altura total del muro debido al refuerzo y al encofrado, ya que no hay peligro de aplastamiento del concreto como sucedería en el Sistema de Albañilería.
3. Debido a la tipicidad y simetría de los pisos del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada es posible incrementar la velocidad de construcción frente al Sistema Tradicional en Ayacucho.

5.1.4. Del Predimensionamiento.

1. Una buena aproximación se tiene con el predimensionamiento (Perímetro/180 y Luz libre/28 de ítem 3.2.2.2) para las losas macizas de espesor de 10cm, pues estos nos permitieron controlar las solicitaciones de servicio y resistencia.
2. La decisión de considerar una losa de espesor de 15cm en la llegada de las escaleras, nos permitió controlar las solicitaciones de servicio y resistencia.
3. La decisión de considerar una losa de espesor de 20cm en la zona de los baños y lavandería, nos permitió controlar las solicitaciones de servicio y resistencia, además de ser funcional para las tuberías que albergará que son de hasta 4".
4. El predimensionamiento del espesor de los muros por esbeltez ($h/25$), fue adecuado ya que logramos controlar las solicitaciones de servicio y resistencia, de aquí la altura máxima para que los muros de ductilidad limitada tengan un espesor de 10cm es de 2.50m.
5. El predimensionamiento (el promedio de $L_n/20$ y $L_n/25$ de ítem 3.2.2.3) para la garganta de la escalera nos permitió controlar las solicitaciones de servicio y resistencia.

6. El predimensionamiento de la platea y viga de cimentación, considerando una losa de $e=0.20\text{m}$ de acuerdo a Delgado Ehni, R. y Peña Rodríguez-Larraín, C.[7] y una viga de cimentación de $25\text{cm} \times 80\text{cm}$ de acuerdo a la NTE E-050 [18] y NTE E-060 [19], nos permitieron controlar las solicitaciones de servicio y resistencia.

5.1.5. Del Análisis Sísmico.

1. La regularidad y simetría de la estructura nos permitió un adecuado comportamiento ante fuerzas laterales, evitando así efectos adicionales por torsión.
2. La gran densidad y rigidez de los muros de ductilidad limitado, permitieron controlar los desplazamientos, logrando así cumplir con los límites estipulados por la NTE E-030-2016 [17].
3. El ordenador es una gran herramienta para el procesamiento de datos, pues este nos permite realizar un sin fin de planteamientos estructurales hasta encontrar el adecuado.

5.1.6. Del Diseño Estructural.

1. Los resultados que brinda el programa ETABS 2015 para los muros son similares a los calculados manualmente, esto se realizó para el muro más esforzado(PX7), de esta manera para el resto de los muros se hace uso de los resultados del ETABS 2015, los cuales se muestran en el Anexo A.
2. Para este proyecto los muros de ductilidad no requieren confinamiento en los extremos, ya que los esfuerzos de compresión del muro más esforzado son inferiores al $20\%f'c$ ($\sigma_c, \sigma_t \leq 0.20f'c$).
3. El diseño por capacidad hace que reforcemos el muro más por cortante que por flexión, ya que la falla por cortante en los muros de ductilidad limitada es del tipo frágil y es muy peligroso porque en la mayoría de los casos llega al colapso.

4. De la tesis de investigación de Zavaleta Chumbiauca L. [22]. Entonces si se puede tener una construcción más económica y eficiente en tiempos de construcción.

5.1.7. Desventajas.

1. Estos edificios de Muros de Ductilidad Limitada tienen limitación en la altura, actualmente la NTE E-030-2016[17] lo limita a 8 pisos.
2. Estos edificios de Muros de Ductilidad Limitada tienen limitación en las modificaciones después de ser construidas, pues cada muro forma parte del sistema resistente ante eventos sísmicos.
3. Cuando son necesarios sótanos o primeros pisos para estacionamientos, no se pueden usar los muros portantes pues son necesarias columnas y vigas por los espacios requeridos para los vehículos.

5.2. Recomendaciones.

1. Para la estructuración de los muros de ductilidad, se recomienda que sólo se considere como muros estructurales aquellos por los cuales no pasan tuberías de instalación, y hacer tabiques todos aquellos por donde pasan tuberías, coordinar con el Ing. de Instalaciones para que el recorrido sea lo más corto y afecte lo menos posible al muro, tratar de llevar toda las instalaciones por los ductos.
2. Para el diseño de la platea de cimentación es conveniente solicitar el coeficiente de balasto al especialista del Estudio de Mecánica de Suelos, pues como se vio en el desarrollo de la investigación este coeficiente es muy sensible y depende del tipo cimentación y los parámetros del suelo.
3. Analizar y diseñar las losas de acoplamiento debido a los esfuerzos que transmiten los muros ya que estos no están contemplados en las normas peruanas.
4. El análisis, diseño y detallamiento de los elementos estructurales deben ser consecuentes.

5. Evitar el uso de sistemas de losas de transferencia, procurar que todos los muros arranquen desde la cimentación.
6. Evitar toda clase de irregularidad en la estructura para tener un buen comportamiento en ante eventos sísmicos.

5.3. Líneas Futuras de Investigación.

1. Optimización del diseño de la estructura propuesta, considerando incursiones en el rango no lineal.
2. Hacer un análisis comparativo entre este edificio de muros de ductilidad limitada con la propuesta de albañilería confinada, en la ciudad de Ayacucho.
3. Hacer una investigación sobre la influencia de las losas de acoplamiento en la rigidez de edificios con el sistemas de muros de ductilidad limitada.

Referencia Bibliográfica

- [1] ACI. “**Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural(ACI 318S-14)**”; [pág. 2], 2014.
- [2] ACI. “**Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones**”; [págs. 29–32], 1988.
- [3] Aliaga Arcos, J. “**Proyecto de Estructuras de Muros Delgados de Concreto Armado para un Edificio Multifamiliar de Cinco Pisos**”; [págs. 4, 6–9], 2007.
- [4] Blanco Blasco, A. “**Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado**”; [págs. 16, 36–39], 2011.
- [5] Blanco Blasco, A. “**Los Edificios de Muros Delgados de Concreto y las Nuevas Normas para su Diseño**”; [págs. 2–4].
- [6] COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ. “**Normas para el Diseño con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada**”; [págs. 10, 25, 27], 2004.
- [7] Delgado Ehni, R. y Peña Rodriguez-Larraín, C. “**Edificios Peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada**”; [págs. 4, 9, 41, 95], 2006.
- [8] Gálvez Villacorta, A. “**Propuesta del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica para Sistemas Estructurales en Concreto Armado con Muros Reforzados por Barras Dúctiles y Mallas Electrosoldadas**”; [pág. 4], 2008.
- [9] Granados Sáenz, R. y López Wong, J. “**Diseño de un Edificio de Muros de Ductilidad Limitada de Cinco Niveles**”; [págs. 4–6, 9–10], 2012.

- [10] Maco Sarmiento H. “**Análisis y Diseño de una Edificación Multifamiliar de Siete Pisos con Muros de Ductilidad Limitada**”; [págs. 4–5], **2014**.
- [11] Morales Morales R. “**Diseño de Concreto Armado**”; [pág. 41], **2012**.
- [12] Muñoz Pelaez A. “**Apuntes de Clase de Ingeniería Antisísmica**”; [pág. 16], **2011**.
- [13] R. Park y T. Paulay. “**Estructuras de Concreto Reforzado**”; [págs. 14–15], **1988**.
- [14] Rivera Feijoo J. “**Apuntes de Análisis de Diafragma en Edificaciones de Muros de Ductilidad**”; [pág. 80], **2015**.
- [15] Rivera Feijoo J. “**Apuntes de Diseño de Cimentación de Edificaciones**”; [pág. 72], **2015**.
- [16] SENCICO. “**Norma Técnica de Edificaciones E-020 Cargas**”; [pág. 43], **2006**.
- [17] SENCICO. “**Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismo Resistente**”; [págs. 1, 7–8, 11, 27, 44–56, 79, 83, 87–88, 90–91, 93–97], **2016**.
- [18] SENCICO. “**Norma Técnica de Edificaciones E-050 Suelos y Cimentaciones**”; [págs. 42, 95], **2006**.
- [19] SENCICO. “**Norma Técnica de Edificaciones E-060 Concreto Armado**”; [págs. 14, 17–29, 32–33, 39–42, 74, 81, 87, 95], **2009**.
- [20] SENCICO. “**Norma Técnica de Edificaciones E-070 Albañilería**”; [pág. 94], **2006**.
- [21] Villegas Gonzales, C. “**Diseño de un Edificio de Seis Pisos con Muros de Concreto Armado**”; [págs. 4–6], **2010**.
- [22] Zavaleta Chumbiauca L. “**Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada**”

de una Vivienda Multifamiliar en la ciudad de Trujillo"; [págs. 5, 91, 94, 96], **2009**.

[23] INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL **"Mapa de Peligros de la Ciudad de Ayacucho, Planos 06 y 07"**; [págs. 8, 66], **2003**.

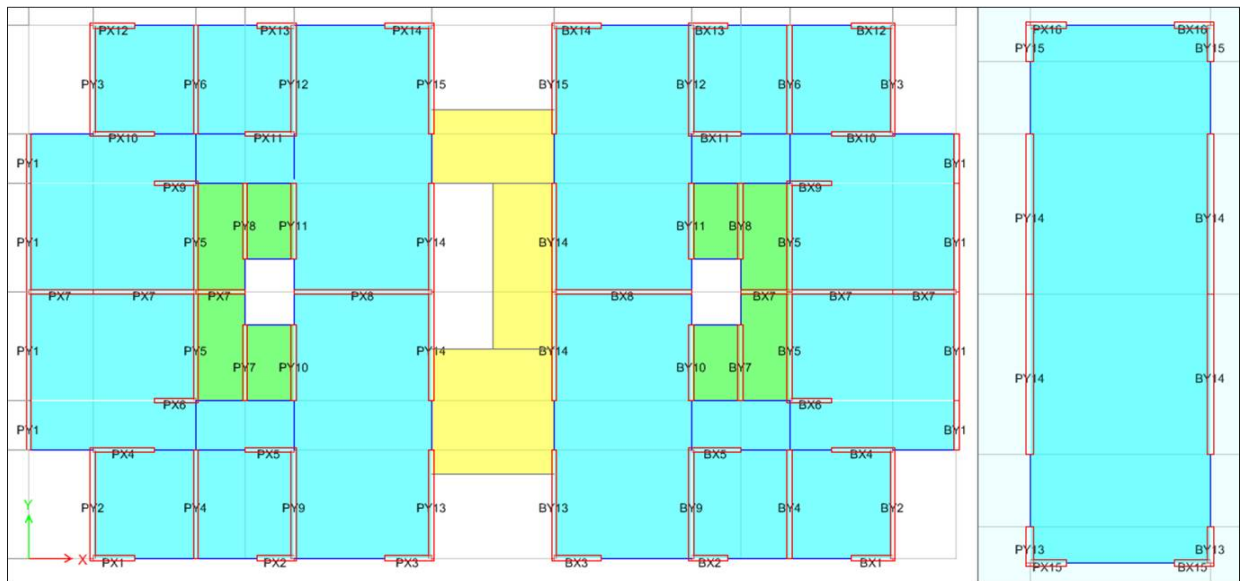
Parte I

ANEXOS

Anexo A

RESULTADOS DE DISEÑO DE MUROS - ETABS 2015

Figura A.1: Planta Con los Nombres de los Muros - ETABS 2015.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla A.1: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.2: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX8 | Bottom | Uniform | 0.20 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.3: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf% | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|-----------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PX12 | Bottom | Uniform | 0.21 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | PX15 | Top | Uniform | 0.33 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | PX15 | Bottom | Uniform | 0.37 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | PX16 | Top | Uniform | 0.35 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | PX16 | Bottom | Uniform | 0.39 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.4: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY1 | Top | Uniform | 0.21 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY1 | Bottom | Uniform | 0.21 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.5: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.6: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf% | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|-----------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | PY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | PY13 | Top | Uniform | 0.25 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.20 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story5 | PY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story6 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | PY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story6 | PY15 | Top | Uniform | 0.27 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.24 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story5 | PY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | PY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.7: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX1 | Top | Uniform | 0.22 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX1 | Bottom | Uniform | 0.24 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.8: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX8 | Bottom | Uniform | 0.21 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.9: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf% | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|-----------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BX12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX12 | Top | Uniform | 0.20 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BX12 | Bottom | Uniform | 0.23 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BX14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | BX15 | Top | Uniform | 0.33 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | BX15 | Bottom | Uniform | 0.37 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | BX16 | Top | Uniform | 0.35 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | BX16 | Bottom | Uniform | 0.39 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.10: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY1 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY1 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY1 | Top | Uniform | 0.22 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY1 | Bottom | Uniform | 0.23 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY2 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY2 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY3 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY3 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY4 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY4 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY5 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY5 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |

Fuente:Elaboración propia

Tabla A.11: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf % | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|------------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY6 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY6 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY7 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY7 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY8 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY8 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY9 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY9 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY10 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY10 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |

Fuente:Elaboración propia

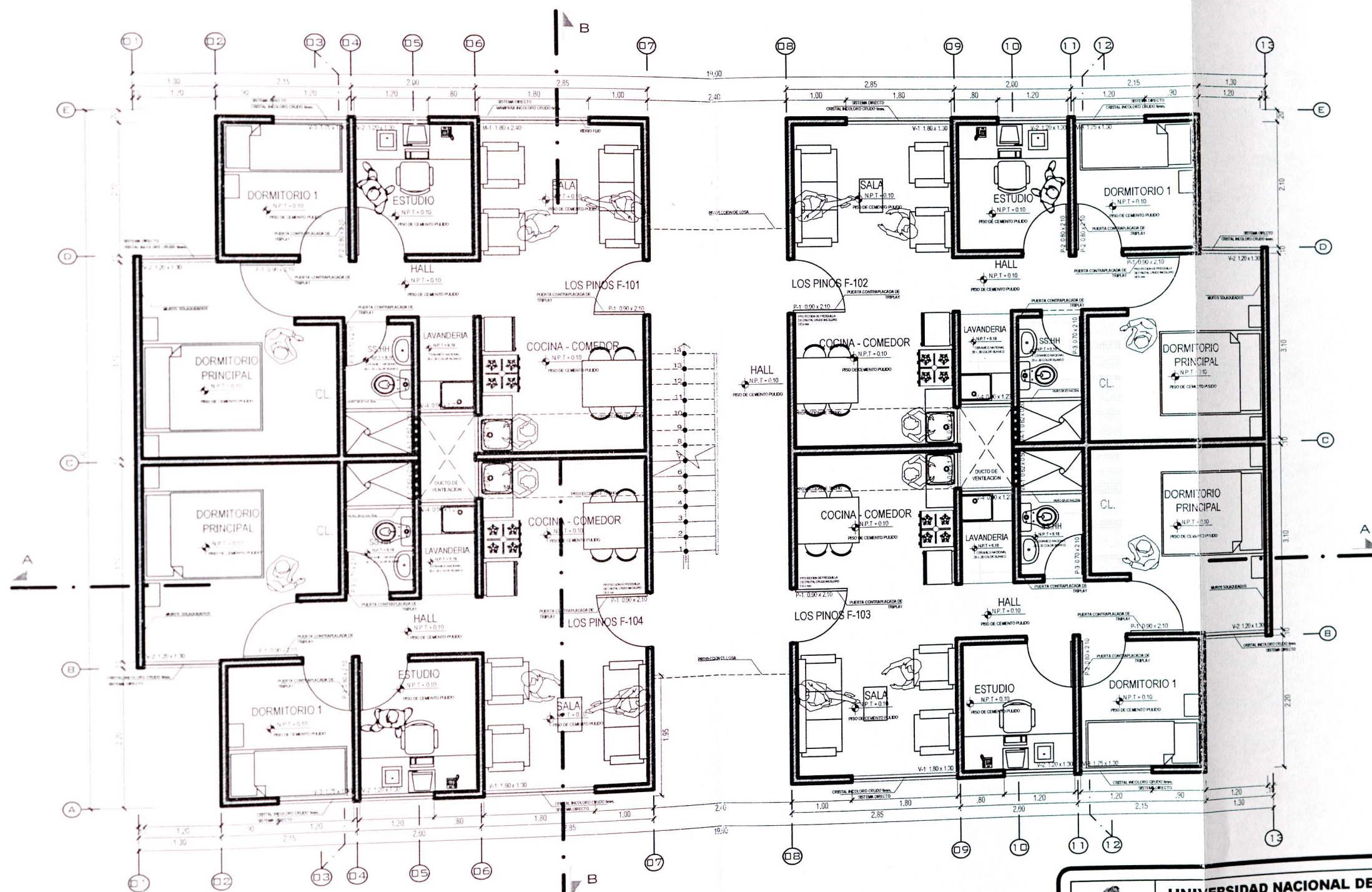
Tabla A.12: Resultados del diseño de muros - ETABS 2015

| Story | Pier Label | Station | Design Type | Required Reinf% | Shear Rebar cm2/m | Vertical % | Horizontal cm2/m |
|--------|------------|---------|-------------|-----------------|-------------------|------------|------------------|
| Story5 | BY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY11 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY11 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY12 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY12 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | BY13 | Top | Uniform | 0.25 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.20 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY13 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY13 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story6 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story6 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story5 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story4 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story3 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story2 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY14 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story1 | BY14 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.25 | 2.50 |
| Story6 | BY15 | Top | Uniform | 0.27 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story6 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.24 | 2.50 | 0.47 | 3.60 |
| Story5 | BY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story5 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story4 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story3 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story2 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY15 | Top | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |
| Story1 | BY15 | Bottom | Uniform | 0.15 | 2.50 | 0.15 | 2.00 |


Fuente:Elaboración propia

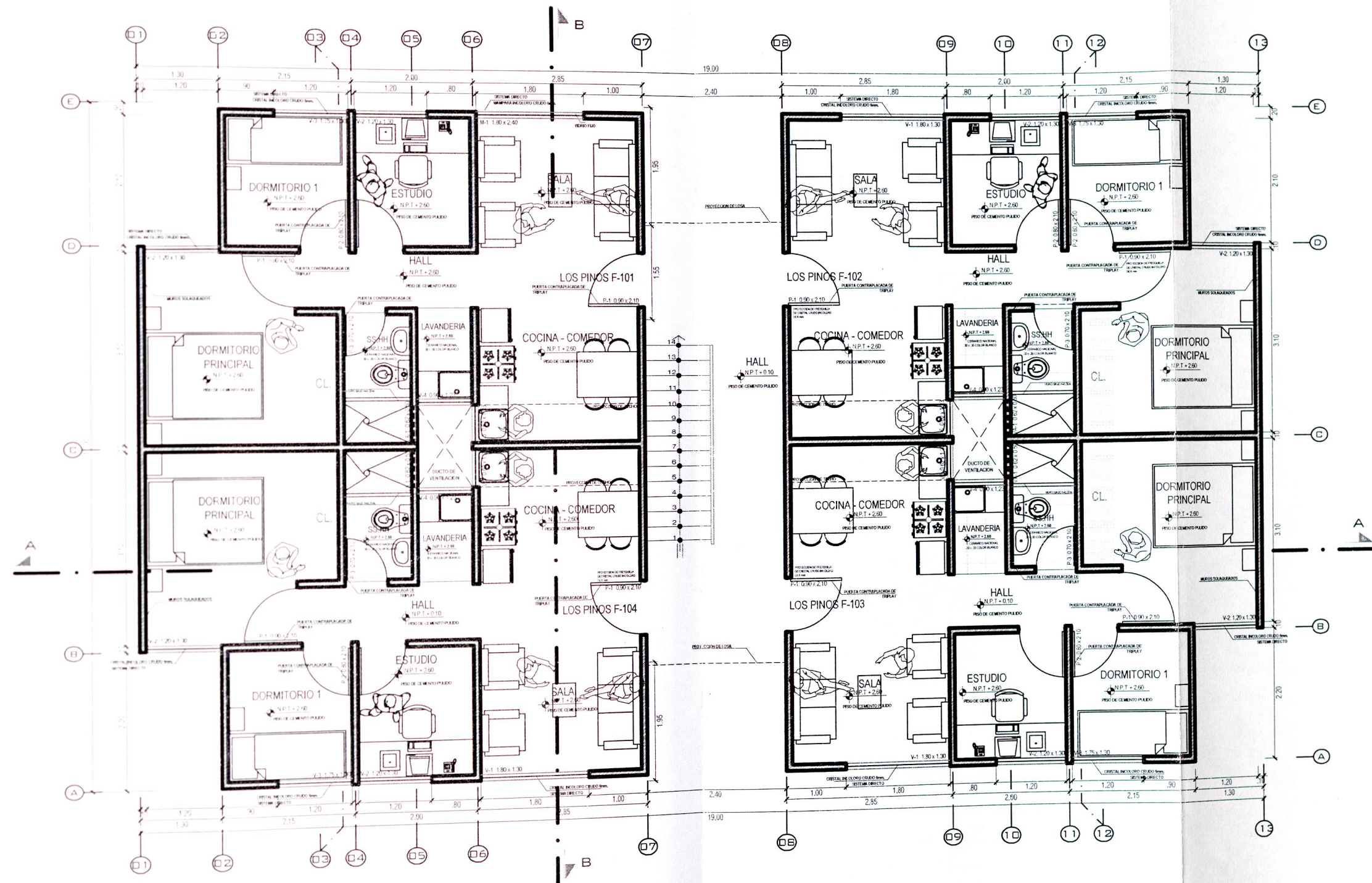
Anexo B

PLANOS DE ARQUITECTURA




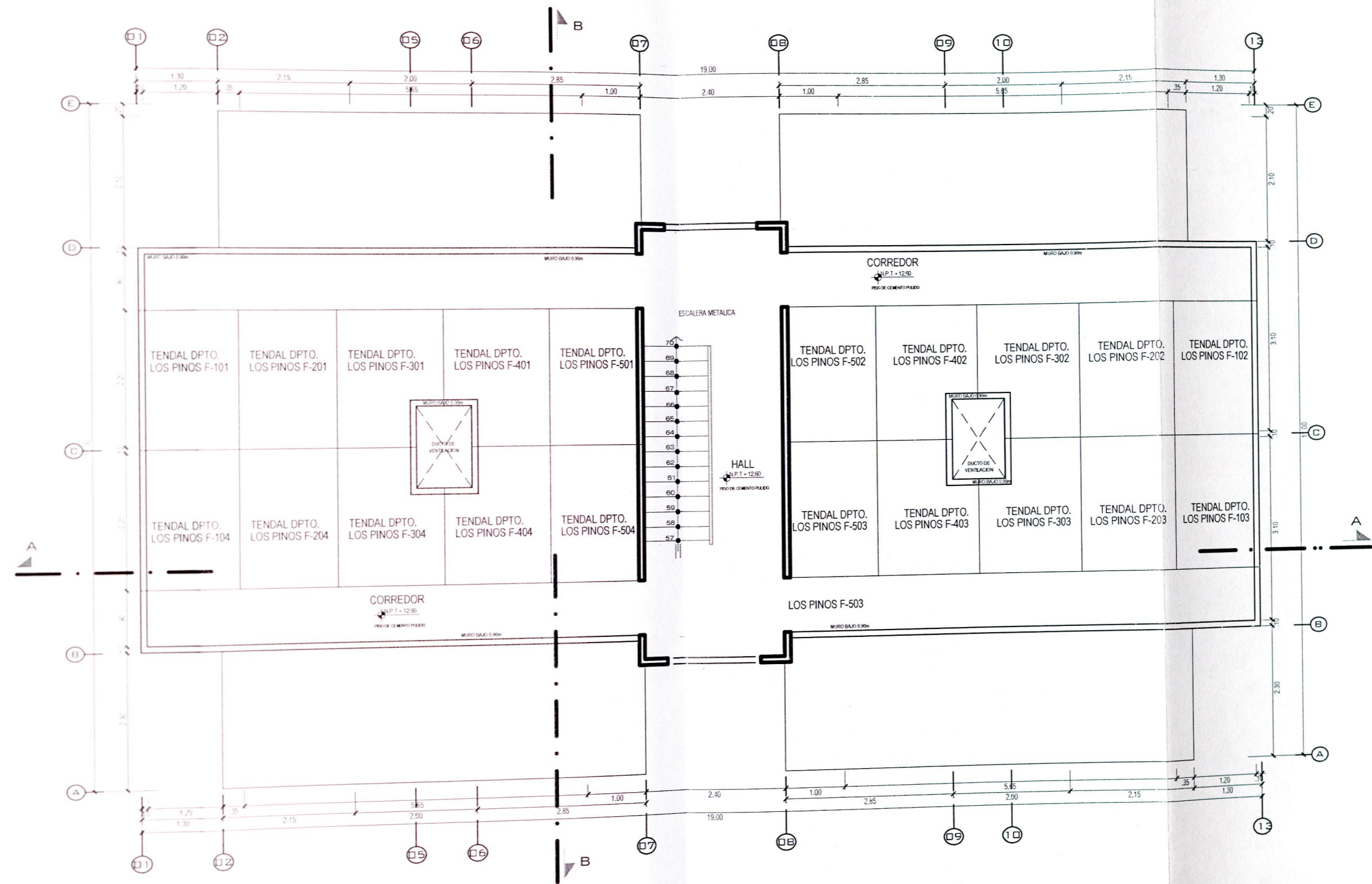
DISTRIBUCION PLANTA 1° PISO
 ESC: 1/75

| | | | |
|---|-------------------------------------|--|----------------------------|
|  | | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | |
| | | Proyecto de tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquín | Plano: PRIMERA PLANTA |
| Asesor: | MSc. Ing. Cristian, Castro Perez | Tesisista: Bach. Abraham M. Ochante Tineo | Lamina: A-01 |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: Indicada | Fecha: Setiembre 2, 016 |




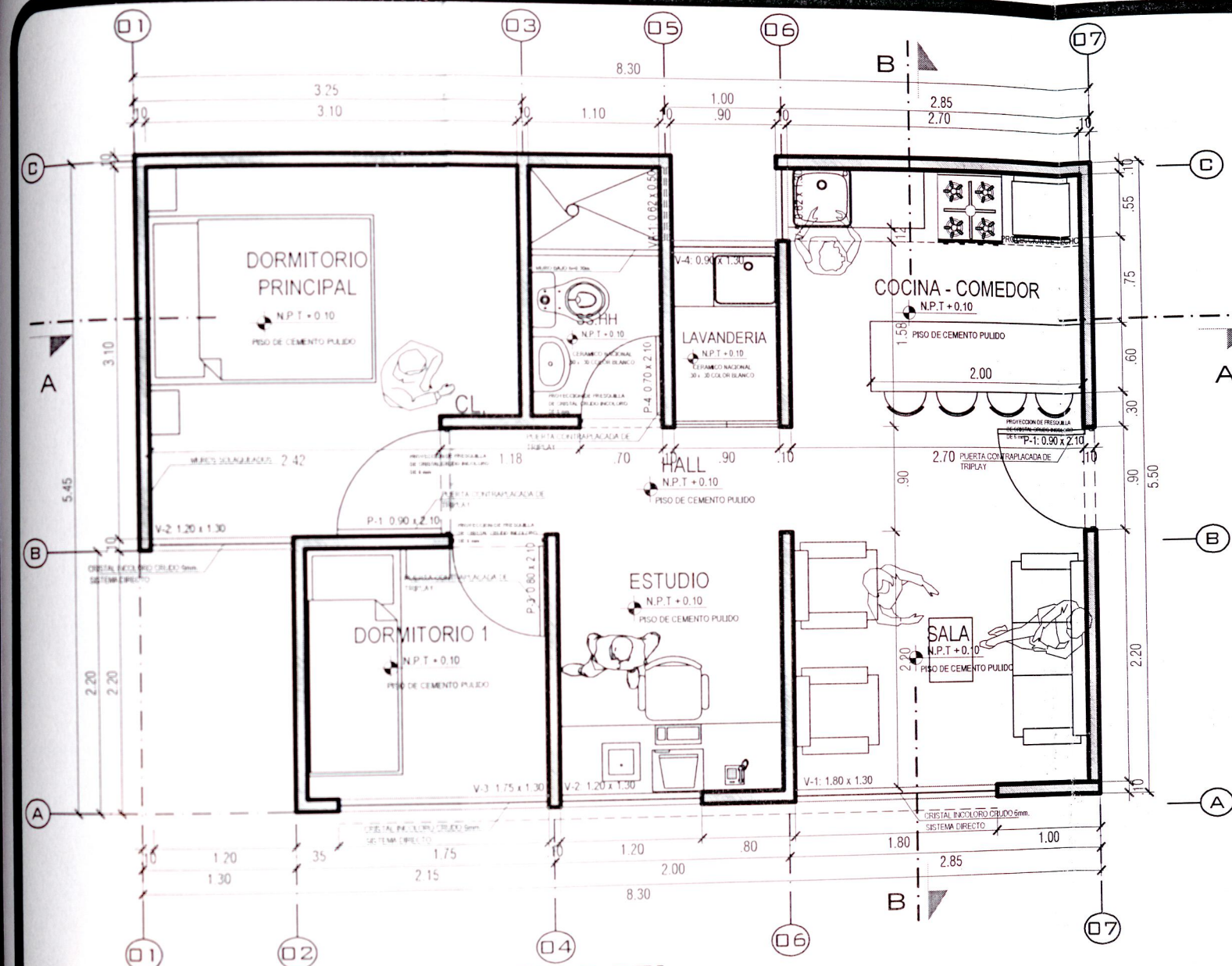
DISTRIBUCION PLANTA 1°, 2°, 3° Y 4° PISO.
 ESC: 1/75

| | | | |
|---|--|-----------------------------|------------------------|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | | |
| | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | | |
| Ubicación: Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquín | Plano: 2°, 3°, 4° PLANTA | |
| Asesor: MSc. Ing. Cristian, Castro Perez | Tesisista: Bach. Abraham M. Ochante Tineo | | Lamina: A-02 |
| Revisión: Comisión Evaluadora | Escala: Indicada | Fecha: Setiembre 2016 | |



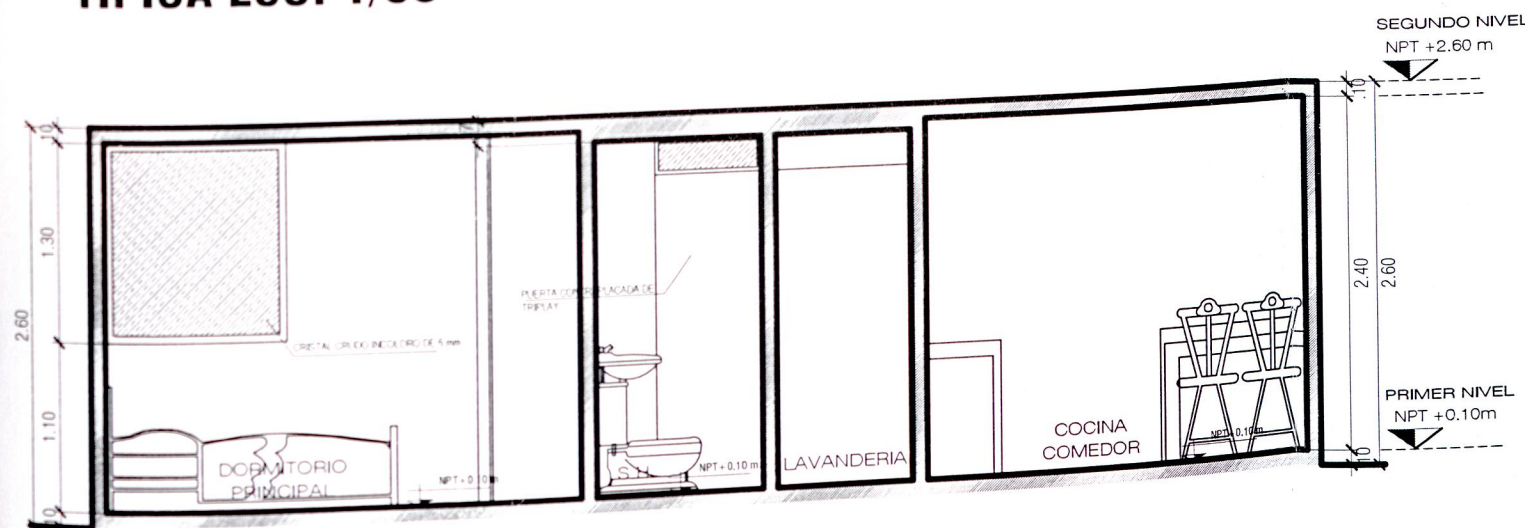
DISTRIBUCION PLANTA AZOTEA
 ESC: 1/75

| | | | |
|---|--|---------------------|----------------------------|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | | |
| | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | | |
| Ubicación: Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquin | Plano: AZOTEA | |
| Asesor: MSc. Ing. Cristian, Castro Perez | Tesisista: Bach. Abrahan M. Ochante Tineo | Escala: Indicada | Fecha: Setiembre 2, 016 |
| Revisión: Comisión Evaluadora | | | A-03 |

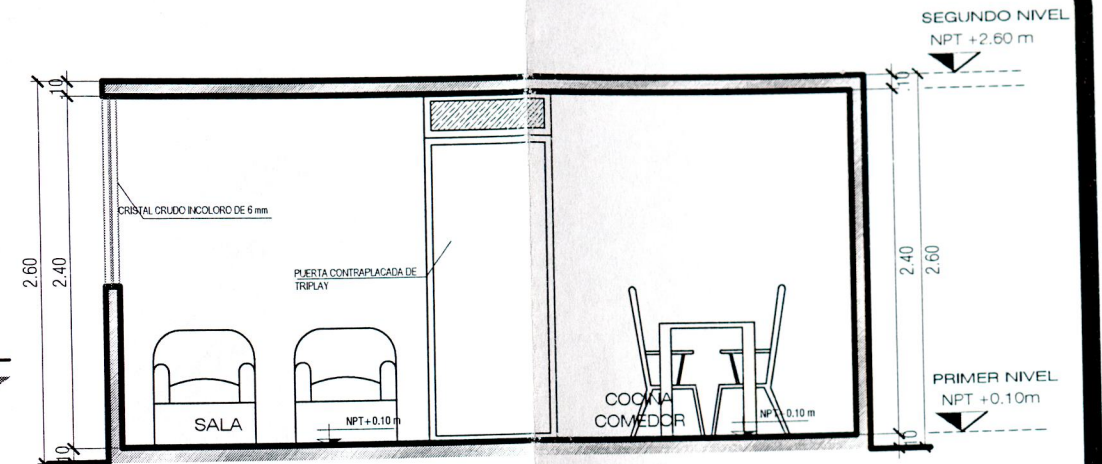


VARIACION DEPARTAMENTO DEL PRIMERO AL QUINTO NIVEL - PLANTA TIPICA ESC: 1/50

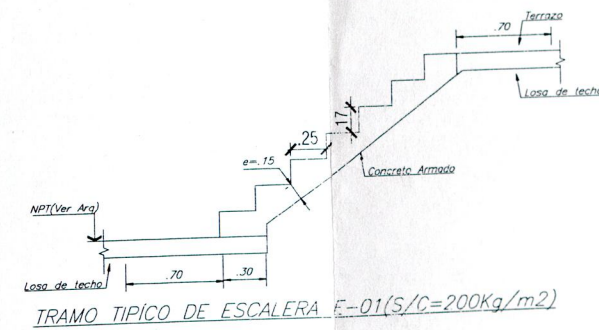
TIPO 2




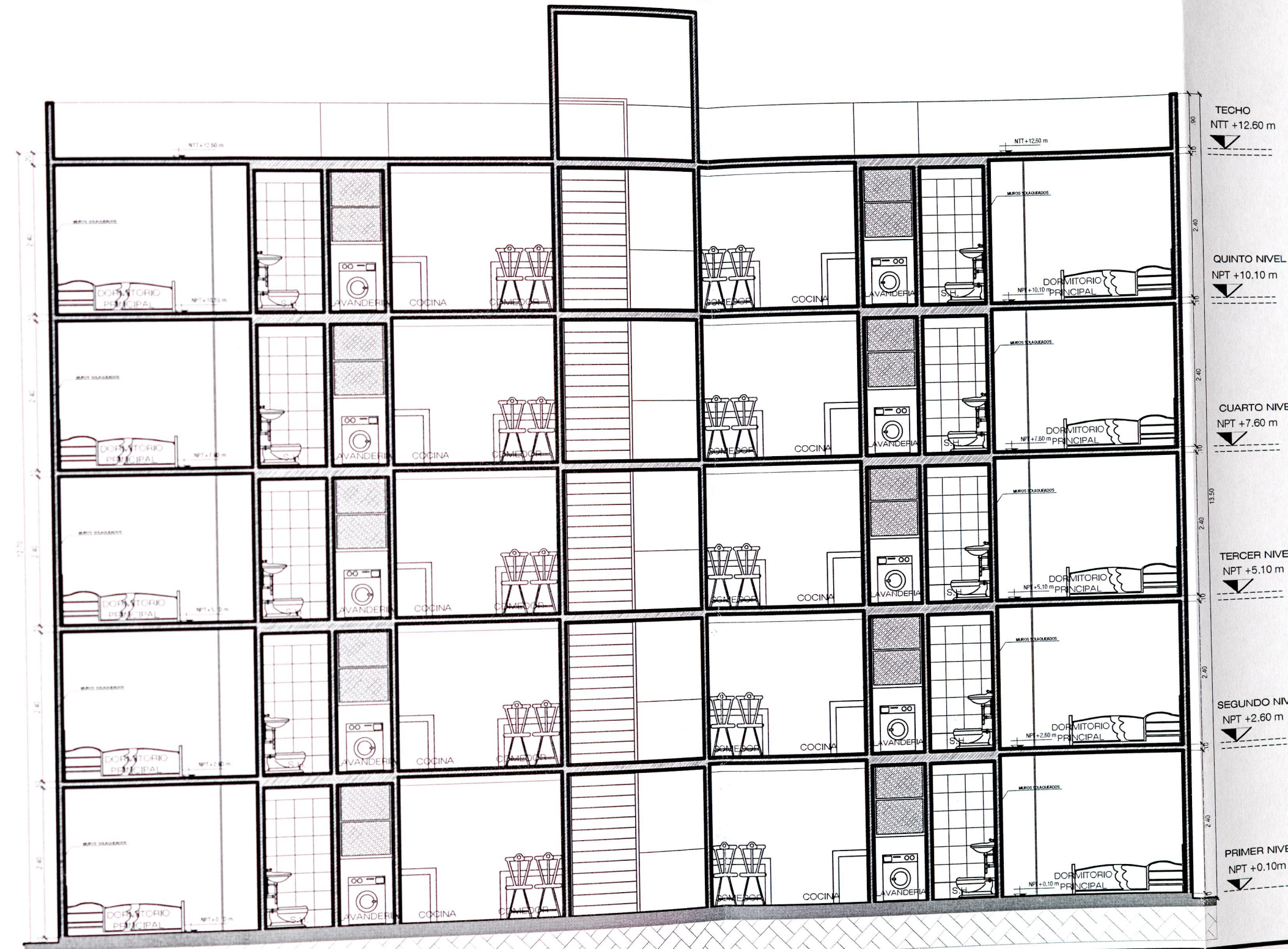
DISTRIBUCION DEPARTAMENTO DEL PRIMERO AL QUINTO NIVEL - CORTE A-A ESC: 1/50




DISTRIBUCION DEPARTAMENTO DEL PRIMERO AL QUINTO NIVEL - CORTE B-B ESC: 1/50



| | | | |
|---|---------------------------------|--------------------|--------------------------------|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | | | |
| Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | | | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho | Distrito: Ayacucho | Plano: |
| | Prov.: Huamanga | Lugar: San Joaquín | PLANO DE DETALLE |
| Asesor: | MSc.Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: | Bach. Abraham M. Ochante Tineo |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: | Indicada |
| | | Fecha: | Setiembre 2,016 |
| | | | A-04 |




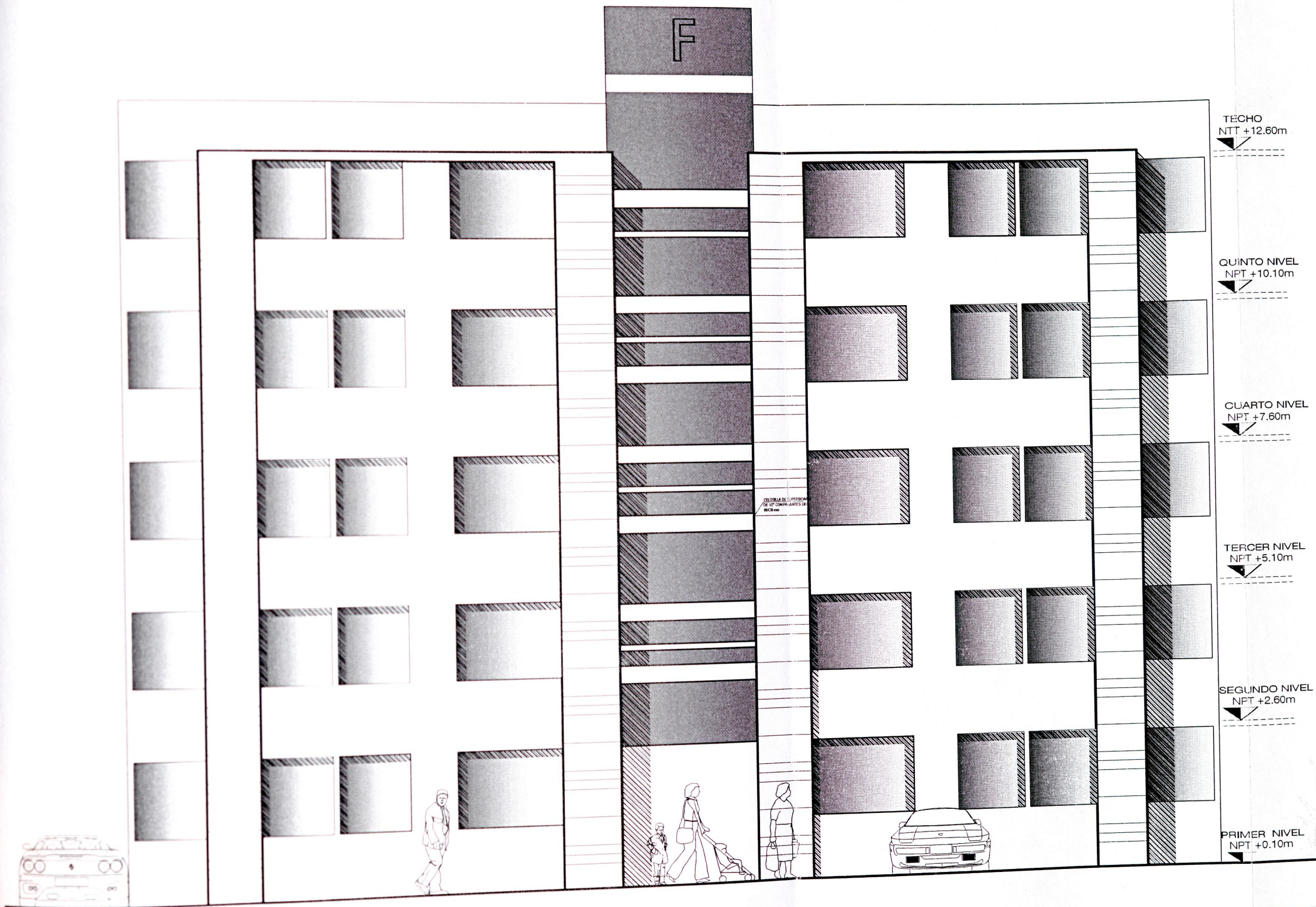
CORTE AA
ESC: 1/75

| | | | |
|---|---|--|--------------------------------|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | | |
| | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquin | Plano: CORTE A-A |
| Asesor: | MSc.Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: | Bach. Abrahan M. Ochante Tineo |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: | Indicada |
| | | Fecha: | Setiembre 2,016 |
| | | | A-05 |




CORTE BB
ESC: 1/75

| | | | |
|---|-------------------------------------|--|--------------------------------|
|  | | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | |
| | | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquin | Plano: CORTE B-B |
| Asesor: | MSc. Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: | Bach. Abrahan M. Ochante Tineo |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: | Indicada |
| | | Fecha: | Setiembre 2,016 |
| | | | A-06 |

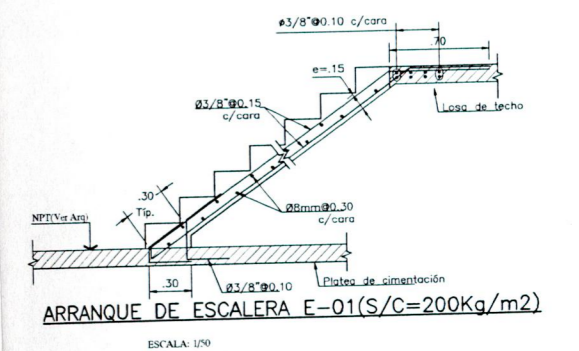
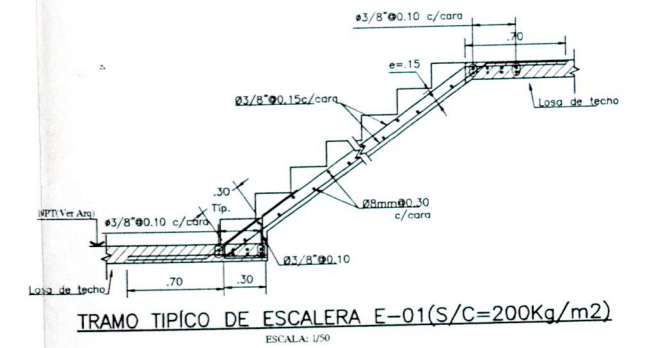
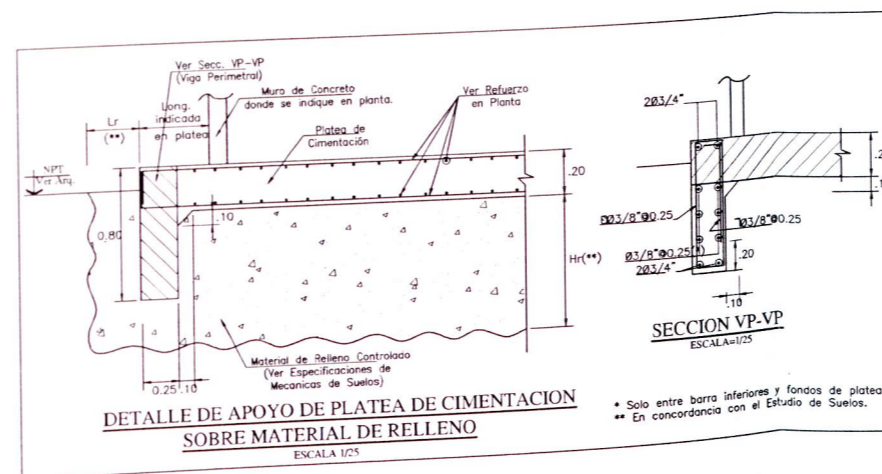
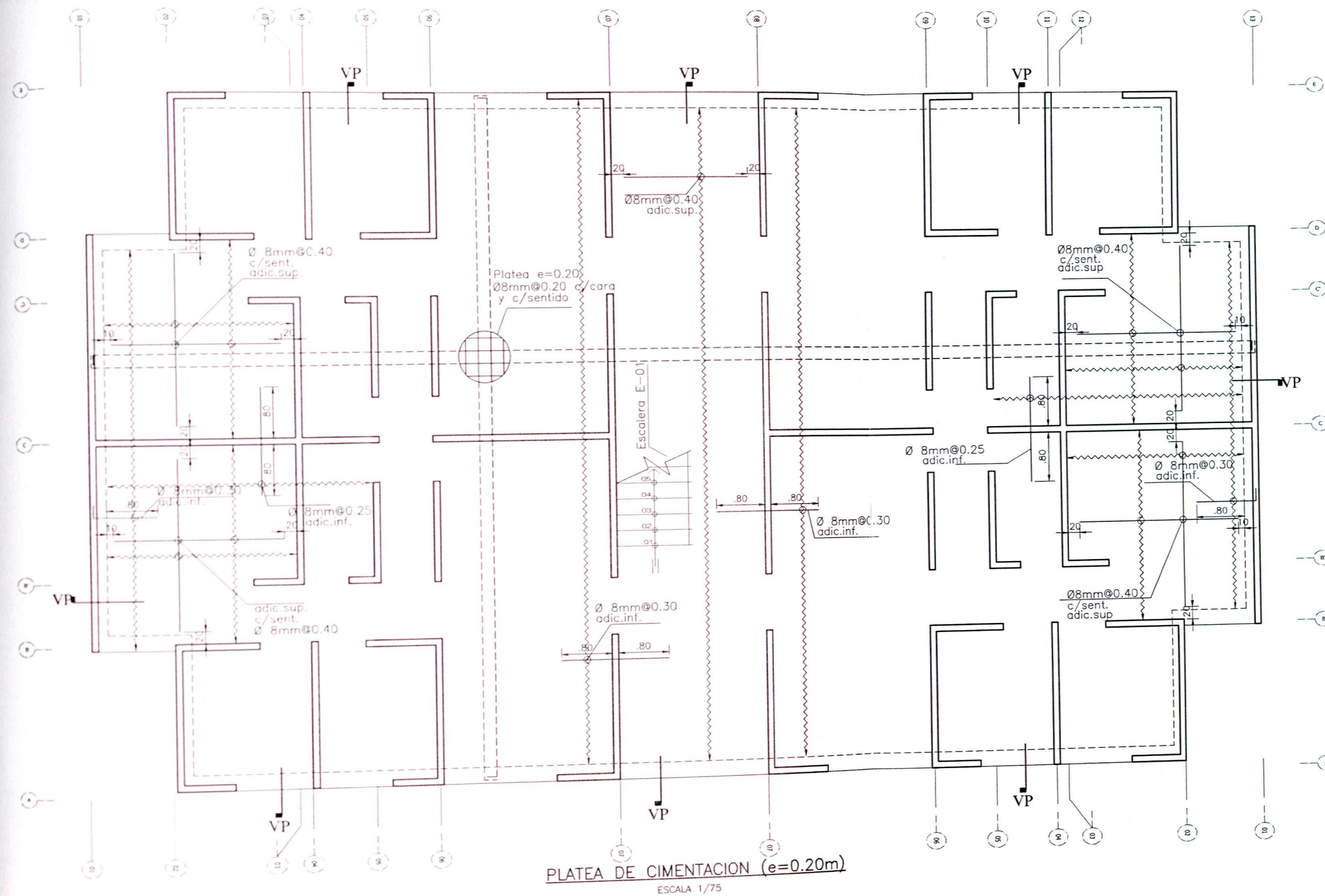



ELEVACION PRONCPAL
ESC: 1/75

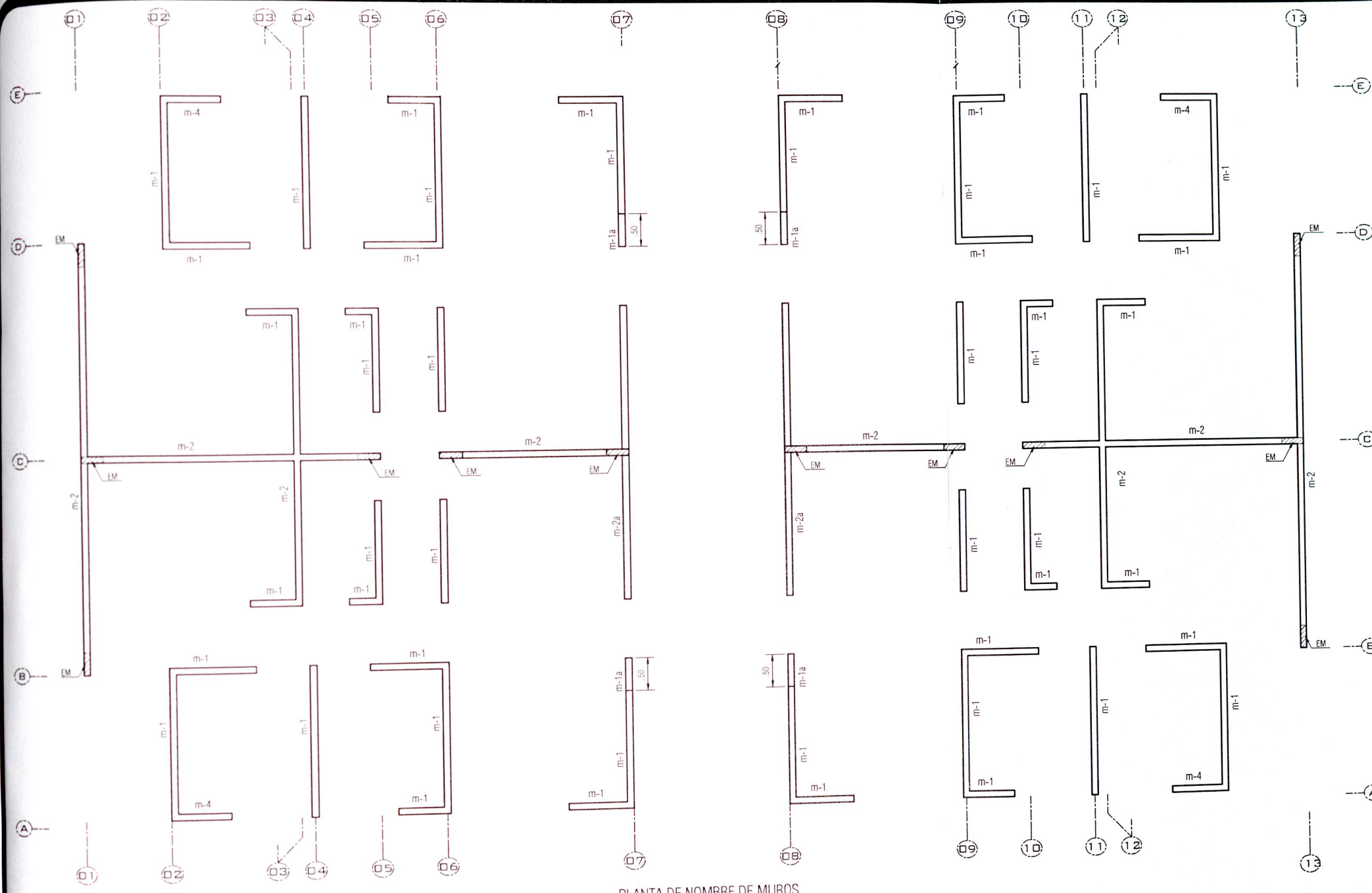
| | | | |
|---|--------------------------------------|--|--------------------------------|
|  | | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | |
| | | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho Prov. : Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar : San Joaquin | Plano: ELEVACIÓN |
| Asesor: | MSc.Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: | Bach. Abrahan M. Ochante Tineo |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: | Indicada |
| | | Fecha: | Setiembre 2,016 |
| | | | A-07 |

Anexo C

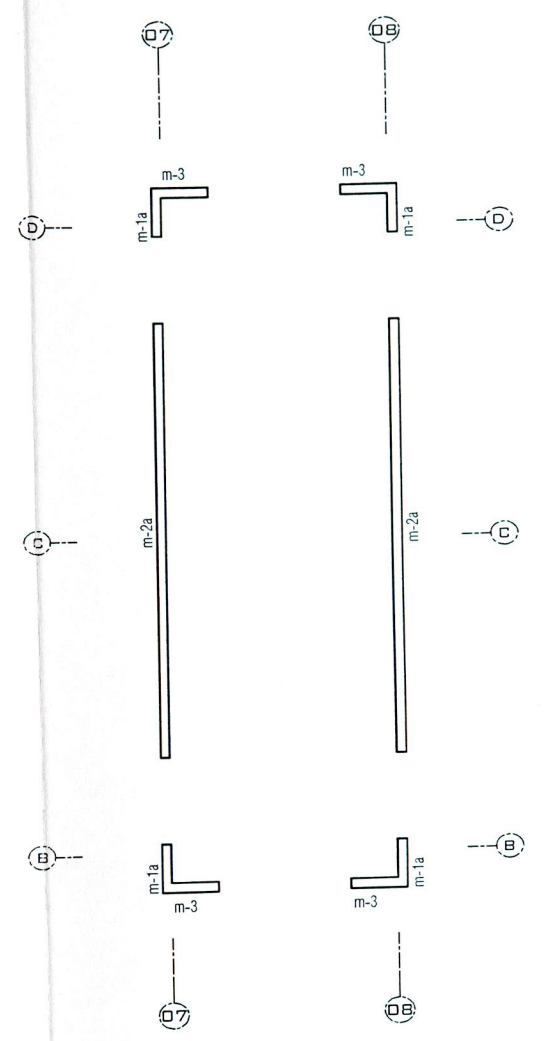
PLANOS DE ESTRUCTURAS



| | | | |
|---|-------------------------------------|--|--|
|  | | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA | |
| | | Proyecto de Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016 | |
| Ubicación: | Región: Ayacucho Prov.: Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar: San Joaquin | Plano: PLATEA DE CIMENTACIÓN Y ESCALERA |
| Asesor: | MSc.Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: Bach. Abraham M. Ochante Tineo | Lamina: E-01 |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: Indicada | Fecha: Setiembre 2,016 |

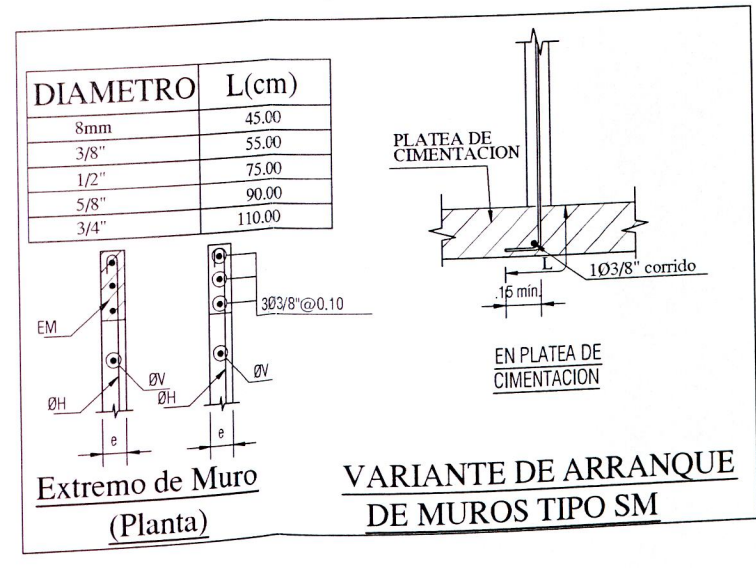
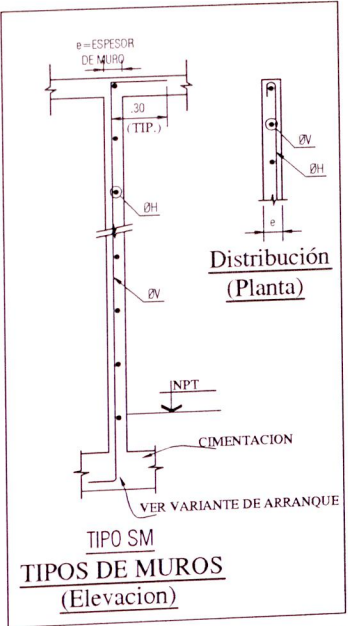


PLANTA DE NOMBRE DE MUROS
ESCALA 1/75



PLANTA DE NOMBRE DE MUROS 6to Nivel
ESCALA 1/75

| CUADRO DE MUROS DE CONCRETO | | | | | |
|-----------------------------|-----|-----|------|------|-----|
| PERO | m-1 | m-2 | m-1a | m-2a | m-4 |
| TECHO | | | | | |
| ESCALERA | | | | | |
| 5TO PISO | | | | | |
| 4TO PISO | | | | | |
| 3ER PISO | | | | | |
| 2DO PISO | | | | | |
| 1ER PISO | | | | | |

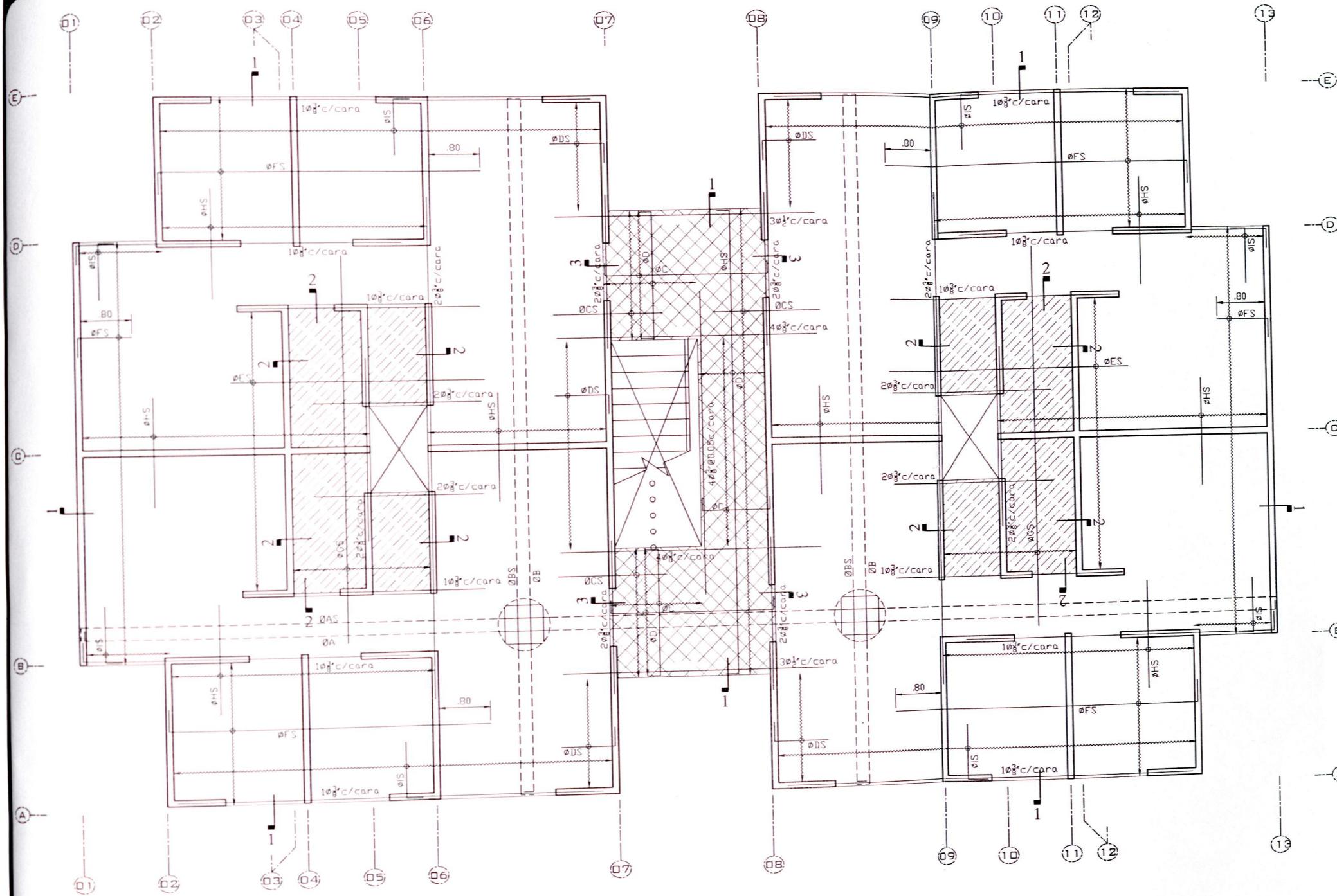


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

Proyecto de Tesis:
ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016

| | | | |
|------------|---------------------------------------|---|-------------------------------------|
| Ubicación: | Región : Ayacucho Prov. : Huamanga | Distrito: Ayacucho Lugar : San Joaquin | Plano: PLANO DE MUROS Y DETALLES |
| Asesor: | MSc.Ing. Cristian, Castro Perez | Tesista: | Bach. Abrahan M. Ochante Tineo |
| Revisión: | Comisión Evaluadora | Escala: | Indicada |
| | | Fecha: | Setiembre 2,016 |

E-02



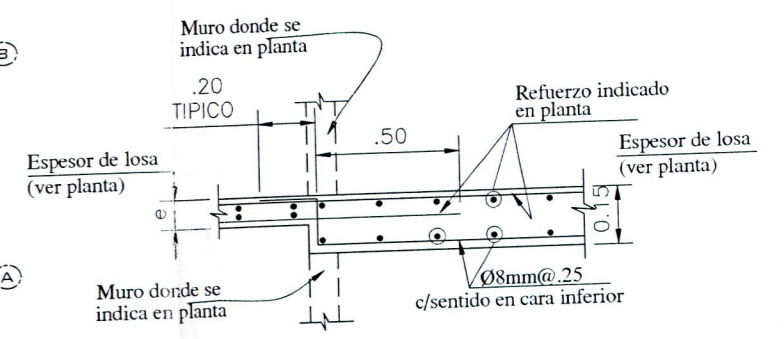
| CUADRO DE REFUERZO DE LOSA | | | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------|-------------------|-----------|--------------------|
| REFUERZO INFERIOR | | | REFUERZO SUPERIOR | | |
| TIPO | REFUERZO | LONGITUD/UBICACION | TIPO | REFUERZO | LONGITUD/UBICACION |
| 1A | 10#3/0.30 | metido 1 | 1AAS | 10#3/0.30 | metido 4 |
| 1B | 10#3/0.30 | metido 2 | 1BES | 10#3/0.30 | metido 3 |
| 1C | 10#3/0.30 | Ver planta 1 | 1CES | 10#3/0.30 | 1.70** 4 |
| 1D | 10#3/0.30 | Ver planta 2 | 1DES | 10#3/0.30 | 0.80 4 |
| | | | 1EES | 10#3/0.30 | 3.00** 4 |
| | | | 1FES | 10#3/0.30 | Ver planta 4 |
| | | | 1GES | 10#3/0.30 | 6.00** 3 |
| | | | 1HES | 10#3/0.30 | 1.70** 3 |
| | | | 1IES | 10#3/0.30 | 0.80 3 |



NOTA:
 1-PARA TITULAR LAS VARELLAS DE LA CARA SUPERIOR, CUANDO SOLO EXISTE REFUERZO EN UNA DIRECCION, EL PUNTO DE TIPO 1.
 2-LAS VARELLAS INDICADAS CON TIPO 2 SON CONTRALASAS CON RESPECTO A LOS APOYOS.

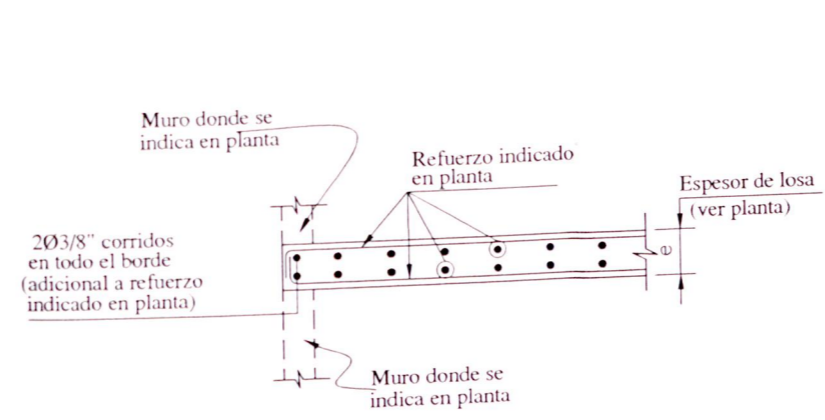
CLAVE DE LOSAS

| Losa | Expresión | Espesor |
|------|-----------|---------|
| L1 | | 0.10 |
| L2 | | 0.15 |
| L3 | | 0.20 |



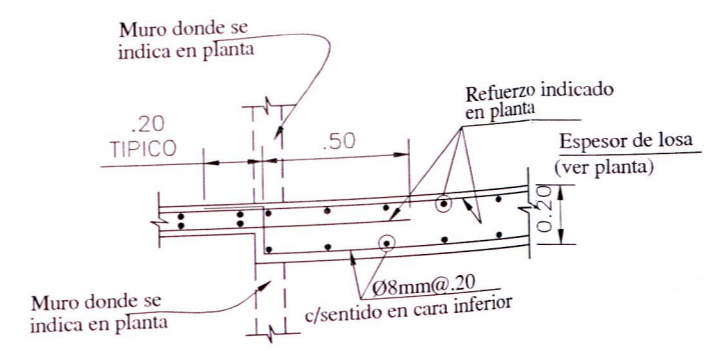
SECCIÓN 3-3

ESCALA=1/25



SECCIÓN 1-1

ESCALA=1/25



SECCIÓN 2-2

(Refuerzo en losas de baños)
 ESCALA=1/25

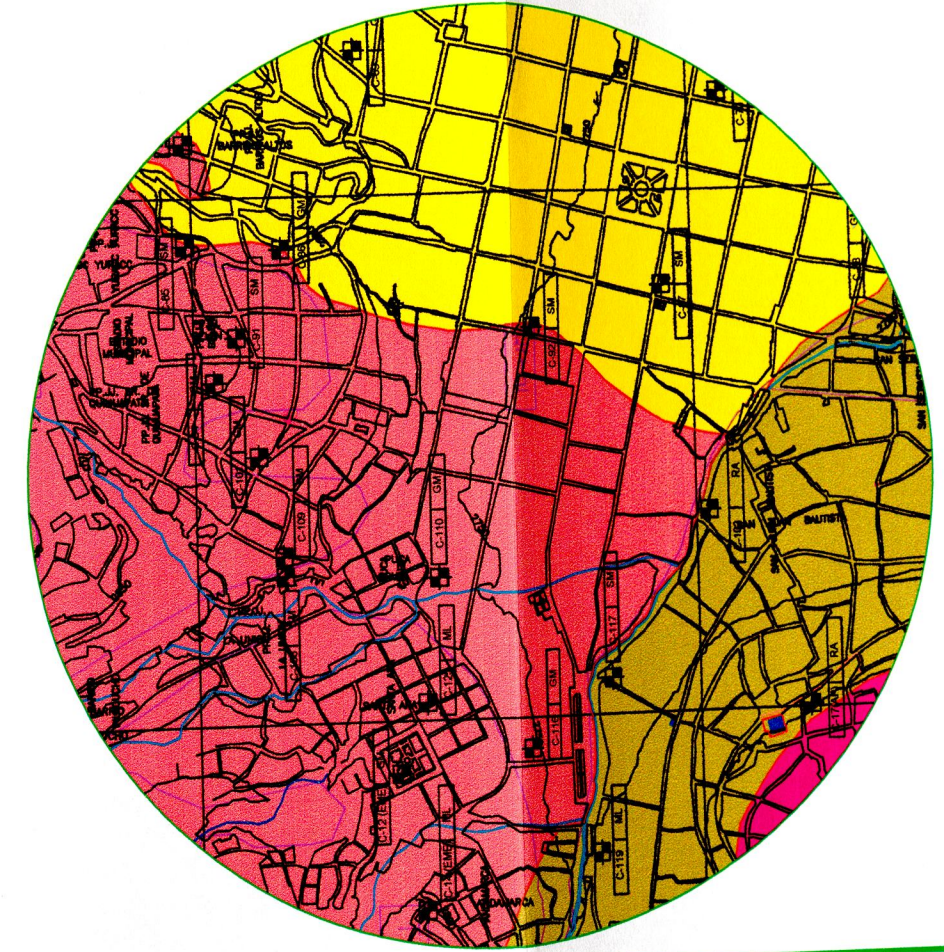
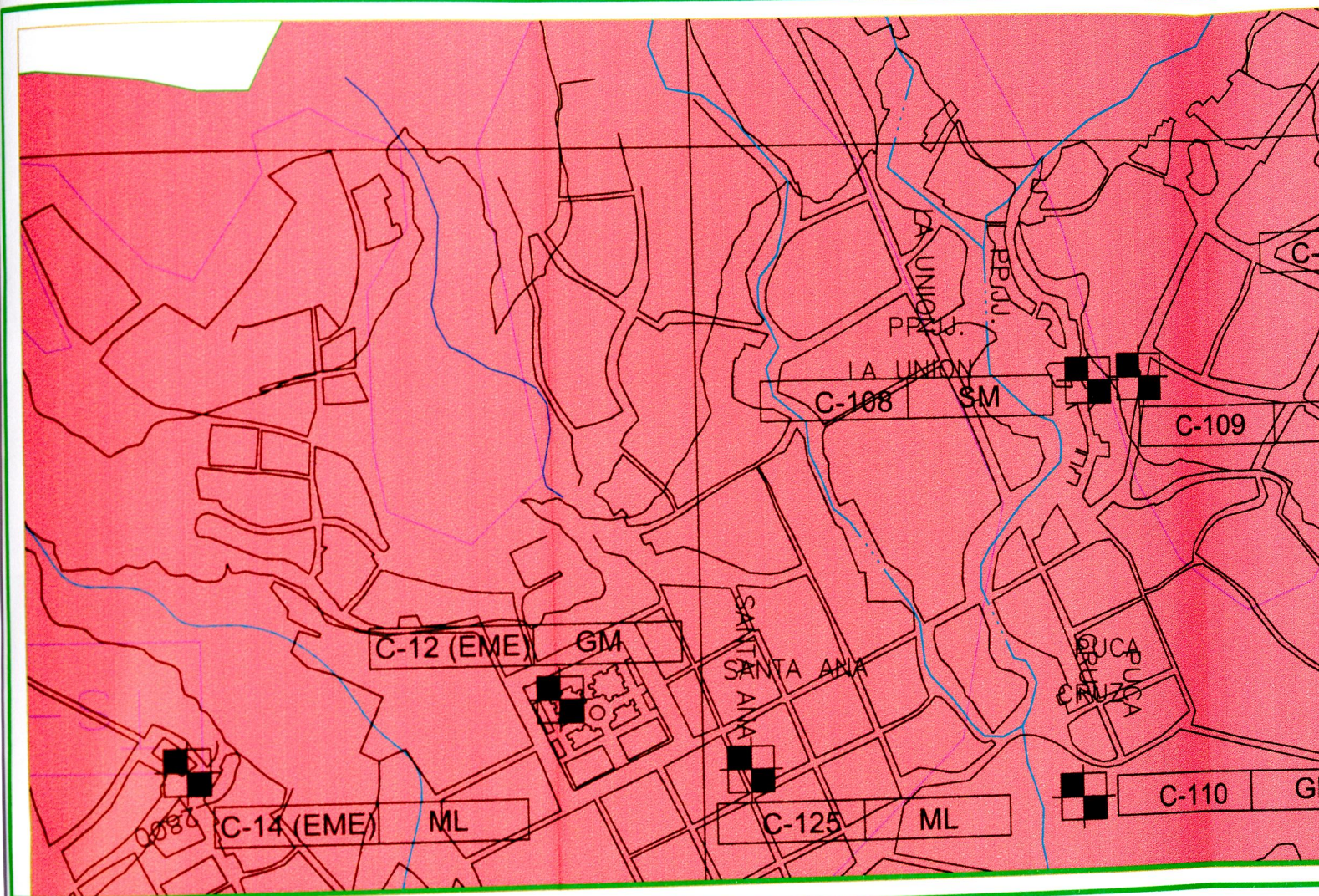
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

Proyecto de Tesis: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO, APLICANDO LA NTE E-030-2016**

| | | |
|--|---|----------------------------------|
| Ubicación: Región: Ayacucho | Distrito: Ayacucho | Plano: ENCOFRADO DE TECHO TIPICO |
| Asesor: MSc. Ing. Cristian, Castro Perez | Tesisista: Bach. Abraham M. Ochante Tineo | Lamina: E-03 |
| Revisión: Comisión Evaluadora | Escala: Indicada | Fecha: Setiembre 2, 016 |

Anexo D

PLANOS DE MECÁNICA DE SUELOS



UBICACIÓN DE CALICATAS (PROYECTOS ANTECEDENTES)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

UBICACIÓN DE CALICATAS (PROYECTOS ANTECEDENTES)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

UBICACIÓN DE CALICATAS (PROYECTOS ANTECEDENTES)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

UBICACIÓN DE CALICATAS (PROYECTO ACTUAL)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

UBICACIÓN DE CALICATAS (PROYECTO ANTECEDENTES)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

UBICACIÓN DE PUNTOS DE MUESTREO DE ROCA (PROYECTO ACTUAL)

| UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR | UBICACIÓN | PROYECTO | SECTOR |
|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... |

| SÍMBOLO | DESCRIPCIÓN |
|---------|-------------|
| □ | ... |
| □ | ... |

LEYENDA

| SÍMBOLO | COLOR | SUCS | DESCRIPCIÓN |
|---------|-------|-------|---|
| □ | ... | GW | Grava arenosa bien graduada de origen aluvial y fluvial (Sedimentario reciente) |
| □ | ... | GM | Grava limosa de origen Sedimentario antiguo y reciente. |
| □ | ... | SM | Arena Limosa |
| □ | ... | ML | Limo inorgánico de baja plasticidad |
| □ | ... | MH | Limo inorgánico de alta plasticidad |
| □ | ... | RA | Agglomerado volcánico |
| □ | ... | RB | Basalto volcánico envuelto en matriz limosa |
| □ | ... | Ay | Andesita volcánico Acuchimay |
| □ | ... | GW-GM | Grava arenosa limosa bien graduada de origen sedimentario antiguo |
| □ | ... | GM | Grava limosa de origen volcánico |

INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL

PROYECTO: PER/02/051 CIUDADES SOSTENIBLES

ESTUDIO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE AYACUCHO

MAPA: CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y ROCAS

PLANO: 06

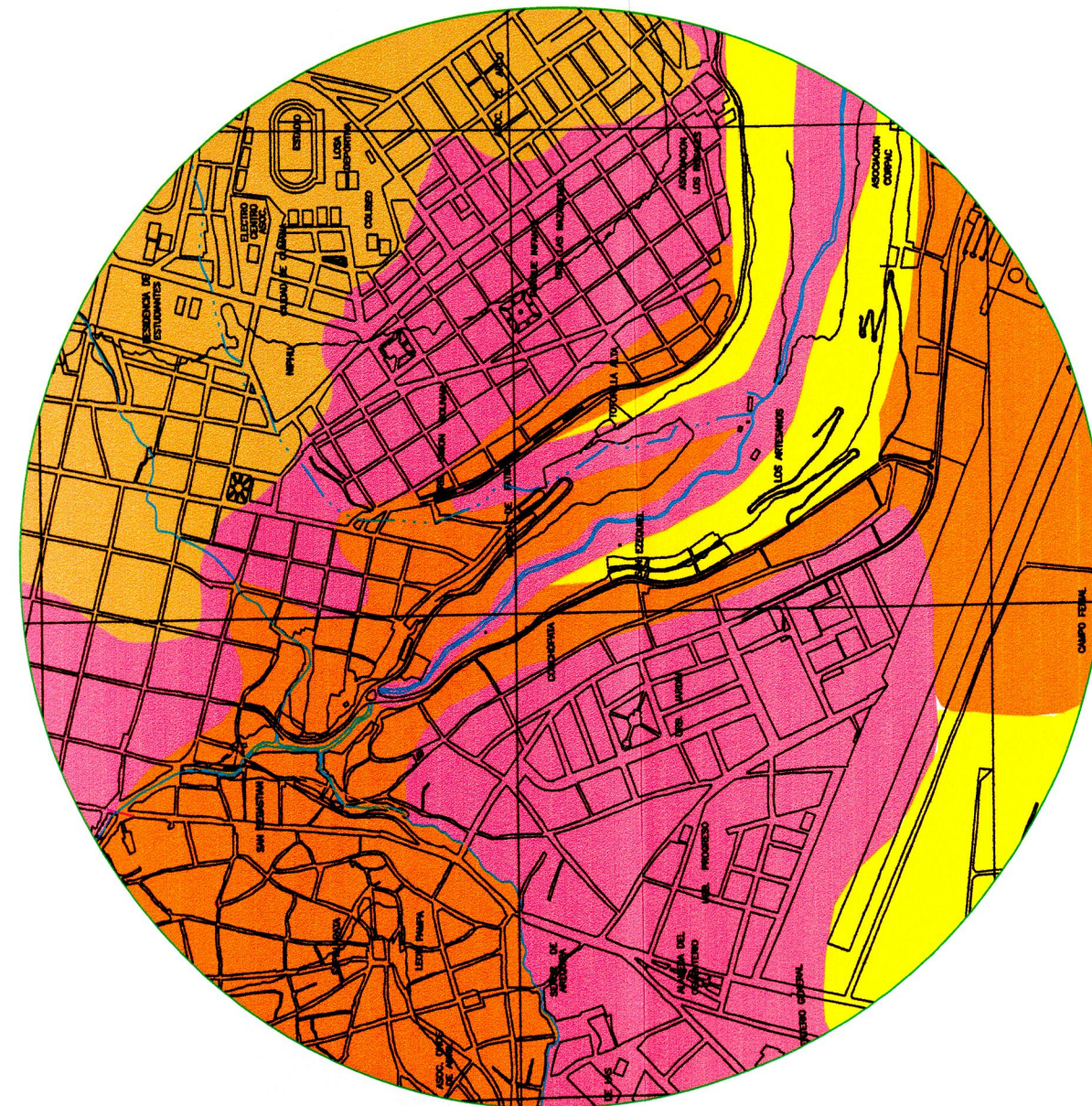
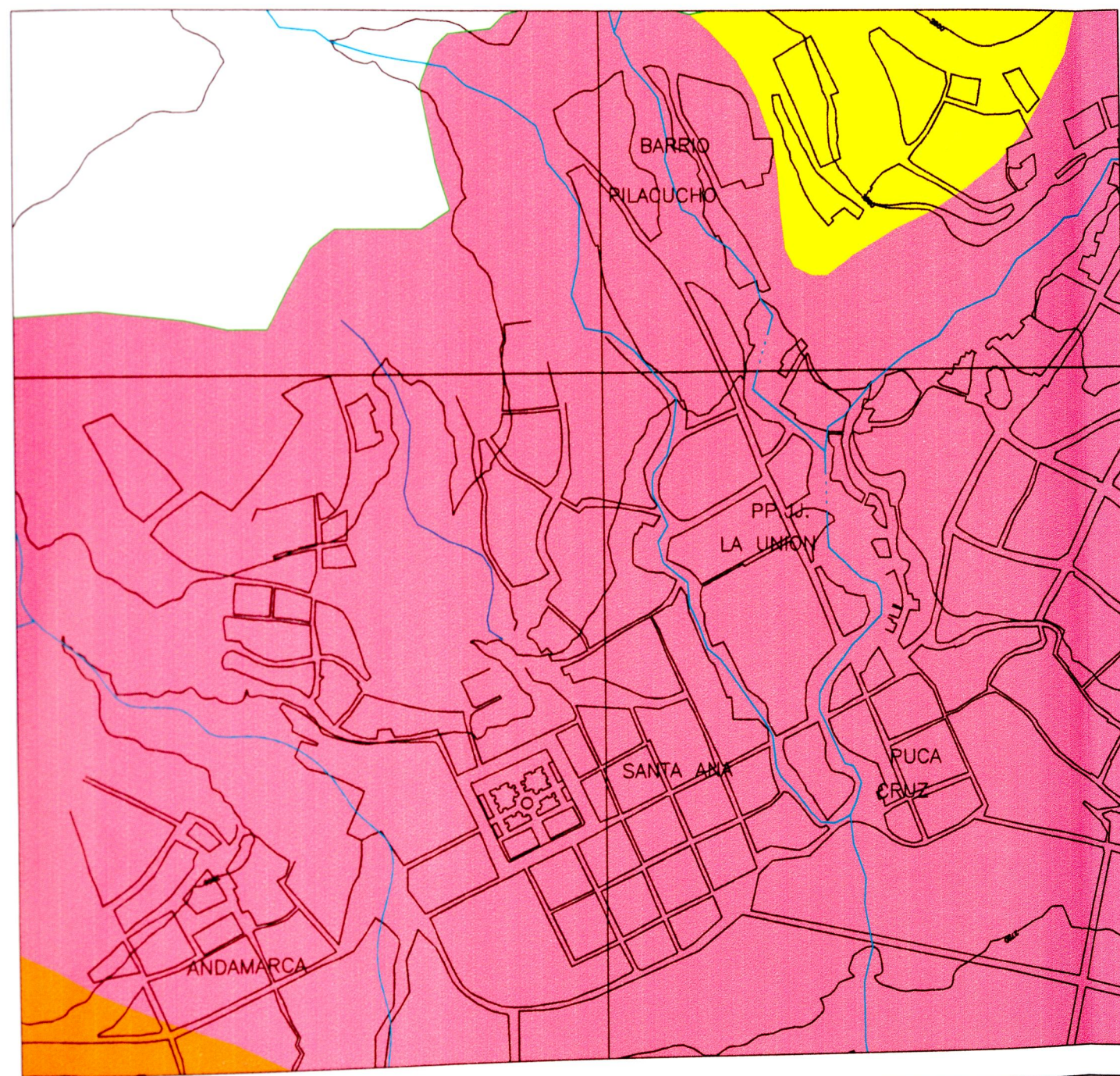
FECHA: JUNIO 2003

ESCALA: 1/15 000

APROBADO: EME

REVISADO: R.C.G.

DISEÑO: E.M.E.



LEYENDA:

| SÍMBOLO | DESCRIPCIÓN |
|---------|---|
| | Zona fuera del área de estudio. Zona donde por sus características topográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas no se ha previsto expansión urbanística. |

| COLOR | CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO |
|-------|---------------------------------|
| | 1.00 a 1.50 Kg/cm ² |
| | 1.50 a 2.00 Kg/cm ² |
| | 2.00 a 2.50 Kg/cm ² |
| | 2.50 a 3.00 Kg/cm ² |
| | Mayor a 4.00 Kg/cm ² |

PARÁMETROS DE CÁLCULO
 Profundidad de cimentación = 1.00 m
 Ancho de zapata = 1.00m
 Asentamiento total permisible = 1"
 Carga vertical máxima = 30 Tn

INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL

PROYECTO: PER/02/051 CIUDADES SOSTENIBLES

ESTUDIO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE AYACUCHO

MAPA: CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

DISEÑO: E.M.E. DIBUJO: R.C.G. REVISADO: E.M.E. APROBADO: ESCALA: 1/15 000 FECHA: JUNIO 2013

PLANO: **07'**

BIBLIOTECA E INFORMACION
 U.N.S.C.H.