UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO

Facultad de Ingeniería Civil

ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DE ALBAÑILERÍA DE UN EDIFICIO DE MENOR ENVERGADURA CON RELACIÓN LARGO ANCHO MAYOR A 5, EN LA URBANIZACIÓN LOS OLIVOS-HUARAZ-2015

Tesis para optar el Título de **Ingeniero civil,** presentado por el bachiller:

JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

HUARAZ - 2017

DEDICATORIA

A Dios, por iluminar mi camino, por darme constantes bendiciones sabiduría y gran apoyo espiritual.

A MIS PADRES, Raúl Sifuentes Vino y Yolanda Castillo Rosas de quienes me siento orgulloso por la preocupación que tuvieron en brindarnos educación adecuada a todos mis hermanos, agradecerle por el sacrificio que hicieron en brindarnos todo lo necesario en nuestra etapa de formación profesional; también agradecer a mis hermanos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser mi guía en todo momento.

Agradecer a mis padres y hermanos por sus consejos y apoyo incondicional y adecuado a lo largo de toda mi vida.

Agradecer al Ingeniero Richard Alberto Depaz Blácido, por el apoyo y orientación brindados en la realización de este proyecto de investigación, desde la etapa de Plan de Tesis hasta el desarrollo final del proyecto.

Agradecer también a los Docentes de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la UNASAM por el apoyo brindado en la etapa de nuestra formación profesional.

INDICE

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DE INVESTIGACIÓN Y METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 12

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 12

1.3. JUSTIFICACIÓN: 12

1.4. HIPÓTESIS Y VARIABLES 13

1.5. OBJETIVOS DE LA TESIS ..... .13

1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN 14

1.7. PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN 14

1.8. LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN 15

1.9. CONTEXTO Y UNIDAD DE ANÁLISIS: POBLACIÓN Y MUESTRA 15

1.10. MÉTODOS Y RECURSOS EMPLEADOS 16

1.11. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS 16

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 19

2.1.1CONCEPTOS BÁSICOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 19

2.1.1.1MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 19

2.1.2 REQUISITOS BÁSICOS REGLAMENTARIOS PARA DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 20

2.1.2.1CUANTÍA MÍNIMA DE REFUERZO 20

2.1.2.2 DISEÑO POR FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN…….. 20

2.1.2.3RESISTENCIA NOMINAL 21

2.1.2.4PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO 22

2.1.2.5DISEÑO POR FUERZA CORTANTE 23

2.1.2.6REFUERZO DE MUROS 24

2.1.2.6.1REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE 24

2.1.2.6.2REFUERZO VERTICAL POR CORTE 24

2.1.2.6.3LA RESISTENCIA A CORTE POR FRICCIÓN DEBERÁ CALCULARSE

COMO.....24
2.1.3DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS..... 25
2.1.3.1DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL..... 25
2.1.3.2DISEÑO POR CORTANTE..... 27
2.1.3.3DISEÑO DE VIGAS POR CORTE Y POR TORSIÓN..... 28
2.1.3.4DISEÑO DE COLUMNAS..... 29
2.1.3.4.1MÉTODO DE BRESLER PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS..... 29
2.1.3.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN…….32
2.1.3.5.1 CIMIENTO CORRIDO……..…..…….…….32
2.1.3.5.2 PLATEA DE CIMENTACIÓN……..……..…..34
2.2. MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA..... 36
2.2.1 MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA…...……..……36
2.2.2REQUISITOS REGLAMENTARIOS (RNE) PARA EL DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA…...……..…37
2.2.3DISEÑO ESTRUCTURAL EN ALBAÑILERIA CONFNADA..... 39
2.2.3.1VERIFICACIONES NECESARIAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS CONFINADOS ANTE SISMOS MODERADOS Y SEVEROS..... 39
2.2.3.1.1RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL..... 39
2.2.3.1.2CONTROL DE FISURACIÓN 40
2.2.3.1.3VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO 41
2.2.4DISEÑO DE LOS MUROS DEL PRIMER PISO ANTE SISMO SEVERO (AGRIETAMIENTO POR CORTE) 42
2.2.4.1VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN LOS MUROS 42
2.2.4.2DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS POR CORTE 43
2.2.4.3DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS 44
2.2.5 DISEÑO DE COLUMNAS…….45
2.2.6 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO (PLACAS)……...45
CAPÍTULO III DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO 50
3.1.1DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO..... 50

3.1.2INFORMACIÓN GENERAL 53
3.1.3CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 53
3.1.4NORMAS EMPLEADAS 54
3.1.5CARGAS DE DISEÑO 54
3.1.6CARGAS UNITARIAS..... 55
3.2 DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA……..56
3.2.1.CRITERIOS BÁSICO DE ESTRUCTURACIÓN 56
3.2.2.PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. 58
3.2.2.1MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA..... 58
3.2.2.2PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA 58
3.2.2.3PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA MACIZA 58
3.2.2.4PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS PERALTADAS 59
3.2.2.5PREDIMENSIONAMIENTO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO 59
3.2.2.6PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESCALERA..... 61
3.2.3CALCULO DE PESOS Y MASAS DE LA EDIFICACIÓN 61
3.2.4CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL (REGULARIDAD) DE LA EDIFICACIÓN..... 62
3.2.5CRITERIOS PARA EL MODELO MATEMÁTICO 62
3.2.6CARACTERÍSTICAS DEL MODELO MATEMÁTICO 63
3.2.7ANÁLISIS SÍSMICO EN EL ETABS PARA EL MODELO MATEMÁTICO 64
3.2.7.1CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO 64
3.2.7.2PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO 65
3.2.7.3ANÁLISIS DINÁMICO..... 66
3.2.7.3.1ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL 66
3.2.7.3.2DESPLAZAMIENTO DE RESPUESTA..... 66
3.2.7.3.3FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE 67
3.2.7.3.4VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE DE MUROS ESTRUCTURALES……..……68
3.2.7.3.5JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO68
3.2.7.4MOMENTO DE VOLTEO..... .69
3.2.8DISEÑO EN CONCRETO ARMADO 71
3.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA 72

3.3.1CRITERIOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN……..72
3.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 73
3.3.2.1 MUROS DE ALBAÑILERÍA……...73
3.3.2.2 ESPESOR EFECTIVO…….....73
3.3.2.3 VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL POR CARGA DE GRAVEDAD……74
3.3.2.4 DENSIDAD MÍNIMA DE MUROS EN CADA DIRECCIÓN……77
3.3.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA……80
3.3.2.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS…….....80
3.3.2.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO……..…..80
3.3.2.8 PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA……..…..……80
3.3.3 CALCULO DE MASAS Y PESO DE LA EDIFICACIÓN 80
3.3.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL (REGULARIDAD) DE LA EDIFICACIÓN..... 80
3.3.5 CRITERIOS PARA EL MODELO MATEMÁTICO 80
3.3.6 CARACTERISTICAS DEL MODELO MATEMÁTICO 81
3.3.7 ANÁLISIS SÍSMICO EN EL ETABS PARA EL MODELO MATEMÁTICO 83
3.3.8 CARACTERISTICAS DINÁMICAS DEL MODELO 83
3.3.8.1PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO 84
3.3.8.2DESPLAZAMIENTO DE RESPUESTA 85
3.3.8.3FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE 86
3.3.8.4VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE EN MUROS ESTRUCTURALES...……..……..86
3.3.9JUNTA DE SEPARACION SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO 86
3.3.10MOMENTO DE VOLTEO 87
3.3.11DISEÑO EN CONCRETO ARMADO 89

CAPÍTULO IV

4.1 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS……91
4.2 ANÁLSIS COMPARATIVO.....…… … ..91
4.2.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA……...……91
4.2.1.1 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA……91
4.2.1.2 SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA……93

4.2.2 ANALISIS ECONÓMICO…….96
4.2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA…… …..96
4.2.2.2 MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA……..…… 104
4.2.3 CUADRO COMPARATIVO……..113
4.2.4 EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA…….114
4.2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA…...……..117
4.2.5.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA…….…… 117
4.2.5.2 MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA ……...…….……...……..117
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
5.1 CONCLUSIONES……...……...120
5.1.1 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL……...……...……..120
5.1.2 DEL ASPECTO ECONÓMICO……...…….…...123
5.2 RECOMENDACIONES……...…124
5.2.1 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL..……..……124
5.2.1.1 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA…….124
5.2.1.2 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA..124
ANEXOS……126

RESUMEN

La presente investigación tiene por objetivo, realizar el análisis comparativo, técnico económico, entre los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y de Albañilería Confinada de un edificio unifamiliar de 4 niveles más un semisótano, ubicado en la Urbanización los Olivos, Distrito de Independencia, Región Ancash, Sobre un terreno de área 87.37m2, cimentada sobre un suelo gravo arcilloso, que posee una relación largo ancho mayor a 5.

Para el primer sistema estructural se usan muros de Ductilidad Limitada de 130mm de espesor a lo largo del eje Y-Y y muros estructurales en el eje X-X, por la escasa densidad de muros en se sentido; las losas son aligeradas en una dirección con un espesor de 170mm, vigas chatas para apoyar a escalera y una parte del aligerado, vigas peraltadas en la fachada y el ducto de iluminación, una platea de cimentación con vigas de cimentación.

Para el segundo sistema estructural se usan Muros de Albañilería confinada de 130mm de espesor en la dirección y-y, y placas estructurales en la dirección x-x, vigas soleras de 130x400mm, vigas de 250x350mm en la fachada y el ducto de iluminación de la edificación, vigas soleras de 130x300mm, vigas chatas para apoyar la escalera y una parte del aligerado, vigas peraltadas de 250x400mm en la parte media de la edificación y 300x350mm en la fachada de la edificación y el ducto de iluminación, las losas son aligeradas de 170mm de espesor, y una platea de cimentación con vigas de cimentación.

El análisis estructural se desarrolló mediante modelos de elementos finitos mediante el Software EABS y el programa SAFE para el diseño de la cimentación.

Al diseñar los muros por flexo compresión se verifico que no fue necesario confinar sus extremos.

En este proyecto se encontró que era insuficiente usar cimiento corrido, por la escasa densidad de muros, fue necesario el uso de plateas de cimentación con vigas de cimentación de acuerdo a cálculos justificados que hacían necesario el uso de estas.

INTRODUCCIÓN

Cualquier edificación que tenga una relación largo ancho mayor a cinco, deberá de ser dividido en dos bloques para obtener un mejor comportamiento ante un evento sísmico.

La mayor parte de las edificaciones de vivienda de entre tres a cinco niveles, que se viene construyendo en La urbanización los olivos, son de forma alargada con relación largo ancho mayor a cinco, son en su mayor parte de Albañilería Confinada, sistemas que se suelen usar con una gran densidad de muros en ambas direcciones, razón por la cual realizamos un estudio comparativo técnica y económicamente entre los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y de Albañilería Confinada, mostrando un sistema innovador como son los Muros de Ductilidad Limitada rápidos en construcción.

En este proyecto realizaremos la comparación de cuál de los dos sistemas estructurales tiene mejor comportamiento estructural ante un evento sísmico, y también cuál de ellos resulta ser económicamente más rentable en cuanto a su construcción. El edificio cuenta con cuatro niveles (tres de los cuales son viviendas y uno destinado a vivienda comercio), el semisótano también destinado a vivienda. Además cuenta con servicios de escalera, Cisterna y Tanque Elevado.

Todas las partes que integran el análisis en Concreto Armado, se hicieron cumpliendo las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones y siguiendo las diferentes recomendaciones prácticas recogidas de la experiencia de varios profesionales.

En los primeros capítulos se determina la estructuración del edificio en análisis de los dos sistemas estructurales, tratando de obtener una estructura lo más simple y ordenado posible, de manera que todo los modelos utilizados para el análisis de cargas sísmicas y de gravedad representen el mejor comportamiento real de la estructura. Luego pasamos a predimensionar de manera tentativa todo los elementos estructurales. En los capítulos siguientes se realiza el diseño de los elementos estructurales como son: Losas (Aligerada y maciza), Vigas (Peraltadas y chatas), Vigas de confinamiento, columnas de amarre, muros de corte, cimentación, para por ultimo concluir con el presupuesto y análisis comparativo, técnico y económicamente entre los dos sistemas estructurales en cuestión.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

Y METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La construcción de edificios para vivienda unifamiliar o multifamiliar ha sido desatendida durante años, generando construcciones de viviendas inseguras y deficientes propias de la autoconstrucción especialmente en la Urbanización los Olivos, en la que se observa construcciones desarrolladas sin lineamientos técnicos o alternativas para la construcción de viviendas seguras, razón por la cual debe de analizarse nuevos sistemas constructivos que garanticen la vida de sus habitantes. Así mismo, las edificaciones que son comunes en esta urbanización son de 6x15m, 7x20m, 4x22m, 5x20m, etc y aún más críticas las que tienen una relación en planta de largo ancho mayor a 5, y son las que poseen menor densidad de muros en un sentido. Frente a ello se nos presentan dos alternativas frente a los problemas antes mencionados, ya sea construido por el sistema convencional (Albañilería Confinada) o el sistema industrializado (Muros de Ductilidad Limitada).

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué sistema de Muros de Ductilidad Limitada o Muros de Albañilería Confinada resulta ser técnica y económicamente más adecuado en la construcción de edificios de menor envergadura con relación largo ancho mayor a 5, en la Urbanización los Olivos- Huaraz-2015?

1.3. JUSTIFICACIÓN:

Específicamente en Huaraz no hay información para los constructores sobre los dos sistemas de construcción que aun siendo tan diferentes, se deben analizar como puntos de referencia para la construcción de edificios unifamiliares y multifamiliares en nuestra ciudad-Huaraz; ya que cabe mencionar que son los sistemas más

difundidos en nuestro país uno por ser tradicional (Edificios de Albañilería Confinada) y el otro por su innovación (Edificios con Muros de Ductilidad Limitada), ya que a la hora de construir un edificio se debe entender que es importante tomar como base el Diseño y costo de la edificación.

1.4. HIPÓTESIS Y VARIABLES

- **HIPÓTESIS**

  El Sistema de Muros de Ductilidad Limitada es técnica y económicamente más adecuada que el sistema de Muros de Albañilería Confinada en un edificio de menor envergadura con relación largo ancho mayor a 5., en la Urbanización los Olivos- Huaraz-2015.

- **VARIABLES**

- Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada
- Sistema de Muros de Albañilería Confinada

1.5. OBJETIVOS DE LA TESIS

- **GENERAL**

Analizar técnica y económicamente los sistemas de muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada en un edificio de menor envergadura con relación largo ancho mayor a 5.

- **ESPECÍFICOS**

- Diseñar el Edificio con el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada.
- Diseñar el Edificio con el Sistema de muros de Albañilería Confinada.
- Realizar el análisis comparativo técnica y económicamente de los dos sistemas estructurales.

1.6. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Existen numerosas investigaciones, sobre el Sistema de Albañilería Confinada en nuestro medio, siendo las más importantes: “Construcciones de Albañilería” del ingeniero Ángel San Bartolomé y “Albañilería Estructural” del ingeniero Héctor Gallegos “, a la fecha continúan las investigaciones.

En lo que se refiere al Sistema de Muros de Ductilidad Limitada sólo existen algunos artículos en revistas como la del Ingeniero Civil, “El Constructivo”. Recién, en diciembre del 2004, el Servicio de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorpora pautas específicas para las Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) en las Normas de Diseño Sismo resistente y de Concreto Armado.

Cabe resaltar que desde el año 2004 se viene empleando en forma masiva el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada para la construcción de edificios multifamiliares en la ciudad de Lima. En nuestra ciudad Huaraz, no existen edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada, lo cual hace adecuado como investigación el diseño de este sistema de construcción; y en el caso de Albañilería Confinada la gran parte de las edificaciones son de este sistema, pero empleadas de manera incorrecta. Sin respetar las Normas de Diseño y parámetros de construcción que se debe de tener en cuenta.

1.7. PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

- ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación será cuantitativa.

- TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación es Descriptiva y Aplicativa porque se solucionara problemas empleando conocimientos ya conocidos

- DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

ML

O → C

MC

ML: Muros de Ductilidad Limitada

MC: Muros de Albañilería Confinada

O: Observación y Evaluación

C: Comparación

1.8. LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN

En la presente investigación se desarrolla la comparación técnico económico entre ambos sistemas, otros análisis como el tiempo de ejecución no se consideran, para el caso del Presupuesto de Obra se analizaran las partidas de Estructuras y parte de las partidas de Arquitectura. No se incluyen instalaciones sanitarias, eléctricas, escaleras, cisterna, tanque elevado, pintura, carpintería de madera, vidrios, cerrajería, etc., ya que representan costos fijos e igual proceso constructivo en ambos casos, por lo que su incidencia es mínima en los resultados finales de la investigación.

1.9. CONTEXTO Y UNIDAD DE ANÁLISIS: POBLACIÓN Y MUESTRA

- CONTEXTO

El presente trabajo se efectuará en el Barrio de los Olivos, Provincia: Huaraz, Distrito: Independencia, Región: Ancash.

- UNIDAD DE ANÁLISIS: POBLACIÓN Y MUESTRA

La muestra en estudio está constituida por un edificio de departamentos de cinco niveles, un departamento por nivel, con un área construida de aproximadamente 87.37 m2 por nivel, con una relación largo ancho mayor a 5. Esta será técnica y económicamente analizada por los Sistemas Estructurales de Muros de Ductilidad Limitada y de Albañilería Confinada, en la Urbanización los Olivos-Huaraz

1.10. MÉTODOS Y RECURSOS EMPLEADOS

- **ANÁLISIS DE CONTENIDO**

Esta técnica se aplicará a toda la documentación, como técnica de recolección de datos se utilizara la observación directa documental.

Para realizar el trabajo de investigación se revisara Bibliografía existente referente a los dos sistemas de construcción, esta biografía estará conformada por diferentes estudios que se han realizado tanto para el sistema de Muros de Ductilidad Limitada y de Albañilería Confinada, libros del Ing. Ángel San Bartolomé referida a los dos sistemas de construcción y cualquier otro material que sea relevante para los temas en cuestión y que tengan un respaldo académico adecuado.

1.11. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

Para la ejecución de las técnicas y análisis de datos se requerirá la instalación e equipo de cómputo implementado con software y hardware especializado de análisis de edificios, el procedimiento seguido para la realización de esta tesis es la siguiente:

- Se empezó con el planteamiento Arquitectónico, distribución en planta y elevación.

- Luego se procedió con la estructuración de los elementos estructurales en ambos sistemas, de acuerdo a Norma Peruana en ambos sistemas estructurales.
- Se realizó la idealización del modelo en el Software Etabs, para verificaciones que exige la Norma antes de realizar el Diseño.
- Luego de realizar las verificaciones que exige la Norma Peruana, verificada y cumplida las exigencias previas al diseño, se empezó con el diseño estructural de ambos sistemas estructurales.
- Luego de obtenido el refuerzo de cada elemento estructural, se realizó el metrado de ambos sistemas estructurales, para luego realizar el presupuesto.
- Finalmente, luego de obtenida todo los elementos estructurales, presupuestado y diseñado, se realizó el análisis técnico económico, de ambos sistemas estructurales

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.1. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

2.1.1 CONCEPTOS BÁSICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

2.1.1.1 Muros de Ductilidad Limitada

- **Definición del sistema**

Los muros delgados de concreto se caracterizan por tener espesores de 10cm, emplear una malla de refuerzo electro soldado en su zona central con barras dúctiles en sus extremos y utilizar un concreto de alta fluidez para llenar los intersticios internos del muro. Sin que exista ninguna reglamentación, este tipo de estructura empezó a utilizarse en Lima (Perú) a partir del año 2001, construyéndose incluso edificios de hasta 15 pisos y diseñándose con parámetros sísmicos que correspondían a los muros tradicionales de concreto, donde por su mayor espesor es posible confinar los extremos y usar doble malla. En este contexto, en la Pontificia Universidad Católica del Perú se inició un programa de investigación experimental que contó con el apoyo de algunas entidades peruanas. Los resultados de estos proyectos fueron considerados en Adendas que en el 2006 se incorporaron a las normas peruanas de Diseño Sismo resistente y de Concreto Armado. Estas investigaciones aún continúan y 6 de estos proyectos aparecen en este libro, donde además se hace énfasis a la construcción, debido a que se han notado defectos que afectan a la estructura. (San Bartolomé. 2013)

- **Importancia del sistema**

El sistema de Muros de Ductilidad Limitada en la actualidad está siendo muy utilizado en el Perú, debido a la facilidad que la industrialización ha traído para este sistema, mediante el uso de encofrados metálicos estructurales y el uso de concreto premezclado, haciendo más ágil y económico el proceso constructivo de las obras.

La importancia estructural de este sistema radica en el uso de muros de concreto, lo cual nos asegura que no se produzcan cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces.

2.1.2. REQUISITOS BÁSICOS REGLAMENTARIOS PARA DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

2.1.2.1 Cuantía Mínima de Refuerzo

La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros deberá cumplir con las siguientes limitaciones.

Si:

$V_u > 0.5 \times \emptyset V_c$ Entonces $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v = 0.0025$ **... (2.1)**

$V_u < 0.5 \times \emptyset V_c$ Entonces $\rho_h \geq 0.002$ y $\rho_v = 0.0015$ **... (2.2)**

Si $\frac{h_m}{l_m} \leq 2$ la cuantía vertical de refuerzo no deberá ser menor que la cuantía horizontal

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la resistencia del acero (Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

2.1.2.2 Diseño por Flexión o Flexo compresión

Para muros esbeltos H/L ≥1, serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexo compresión, se investigara la resistencia en base a una relación Carga Axial – Momento.

Teniendo dimensionadas las secciones del muro de corte, el cálculo del acero se efectuara simplemente haciendo una interacción entre las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b} \qquad \textbf{(2.3)}$$

Donde:

Mu=Momento de Diseño, calculado por carga máxima y sismo.

Φ=Factor de Reducción de resistencia = 0.9

Fy=Esfuerzo de fluencia a usar

d = Peralte efectivo

a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto

As=Área de acero por flexión

F´c=Resistencia del concreto a Compresión

b = Espesor de la sección

2.1.2.3 Resistencia Nominal

En edificios de más de tres 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 de su sección. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos. (Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

De lo anterior se sabe que el momento de agrietamiento resulta de las ecuaciones básicas de Resistencia de materiales el cual obedece a la siguiente ecuación:

$$\sigma_{tracción} = \frac{M_{cr}}{s} - \frac{P}{A} = 2 \times \sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(2.4)}$$

Despejando el momento de agrietamiento tenemos:

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A}) \qquad \textbf{(2.5)}$$

Deberá de cumplirse la siguiente ecuación de acuerdo a la norma de diseño con muros de ductilidad limitada: $M_n \geq 1.2 \times M_{cr}$ **(2.6)**

2.1.2.4 Profundidad del eje Neutro

La profundidad del eje Neutro, “c”, de los muros de ductilidad limitada deberá de satisfacer la siguiente relación:

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})} \quad \textbf{(2.7)}$$

Donde:

Lm: es la longitud del muro en el plano horizontal

hm: es la altura del muro

Δm: es el desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente a hm, y que debe de ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030 Diseño Sismo resistente

Para el cálculo de “c” se deberá considerar el aporte de los muros perpendiculares (aletas) usando como longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo. Deberá usarse el mayor valor de “c” que se obtenga de considerar compresión a cada lado del muro.

Cuando el valor de “c” no cumpla con lo indicado anteriormente, los extremos del muro deberán de confinarse con estribos cerrados, para lo cual deberá incrementarse el espesor del muro aun mínimo de 8mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20.

Cuando de acuerdo a lo anteriormente explicado no sea necesario confinar los extremos de un muro, el refuerzo deberá espaciarse de manera tal que su cuantía este por debajo de 1% del área en el cual se distribuye. (Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

2.1.2.5 Diseño por fuerza Cortante

La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times V_c + \varphi \times V_s = \varphi\left(A_c \times \propto \times \sqrt{f_c{}'}\right) + \varphi \times (A_c \times \rho_h \times f_y) \quad \textbf{(2.8)}$$

Donde φ=0.85, "Ac" representa el área de corte en la dirección analizada, "ρh" la cuantía del muro y "α" es un valor que depende del cociente entre la altura total de muro "hm" (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en planta lm.

Si $\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$ $\propto = 0.8$

Si $\frac{h_m}{l_m} \geq 2.5$ $\propto = 0.53$

Si $1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.5$ α se obtieen interpolando entre 0.8 y 0.53

El valor máximo de "Vn" será $V_n < 2.7 \times \sqrt{fc'} \times Ac.$ **(2.9)**

También la fuerza cortante última de diseño (Vu) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (Vua) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (Mn) y el momento proveniente del análisis (Mua), es decir:

$$V_u \geq V_{ua}\left(\frac{Mn}{Mua}\right) \quad \textbf{(2.10)}$$

Para el cálculo de Mn se debe de considerar como esfuerzo de fluencia efectivo 1.25fy. En la mitad superior del edificio podrá usarcé 1.5 como valor máximo del cociente (Mn/Mua). (Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

2.1.2.6 Refuerzo de Muros

2.1.2.6.1 Refuerzo horizontal por corte

Cuando Vu exceda a φVc, deberá de colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculara con la siguiente formula:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad \text{o} \quad V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset} \qquad \textbf{(2.11)}$$

La cuantía de refuerzo horizontal no deberá ser menor que 0.0025 y su espaciamiento no deberá exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm (Ministerio de vivienda y construcción. (Norma Técnica Peruana E 060 Concreto Armado. 2014)

2.1.2.6.2 Refuerzo vertical por corte

La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρv, no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \qquad \textbf{(2.12)}$$

El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm

El refuerzo vertical distribuido debe de garantizar una adecuada resistencia al corte por fricción (φVn) en la base de todos los muros.

2.1.2.6.3 La resistencia a corte por fricción deberá calcularse como:

$$\varphi V_n = \varphi \times \mu \times (N_u + A_v \times f_y) \qquad \textbf{(2.13)}$$

Donde la fuerza nominal última (Un) se calcula en función de la carga muerta (Nm) como Nu=0.9Nm, el coeficiente de fricción debe de tomarse como u=0.6 y $\varphi = 0.85$. Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomara u=1 y el detalle correspondiente se deberá incluir en los planos.

El refuerzo vertical e los muros deberán de estar adecuadamente anclado, en la platea de cimentación (o en la losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o ganchos estándar de 90°, las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en la NTE. E060 concreto armado. (Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

2.1.3 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

2.1.3.1 Diseño por flexión y carga axial

Del capítulo 10 de la NTE. E.060 Concreto Armado se puede resumir las siguientes hipótesis de diseño para los elementos sometidos a flexión y/o carga axial, buscando satisfacer siempre las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier).
- No existe deslizamiento entre el acero y el concreto que lo rodea
- Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto para el cálculo de resistencia de una sección.
- El diagrama del acero de refuerzo se puede asumir elastoplástico.
- El concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de $\varepsilon cu=0.003$.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria correspondiente (σ-ε) puede asumirse como: rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que

permita un predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

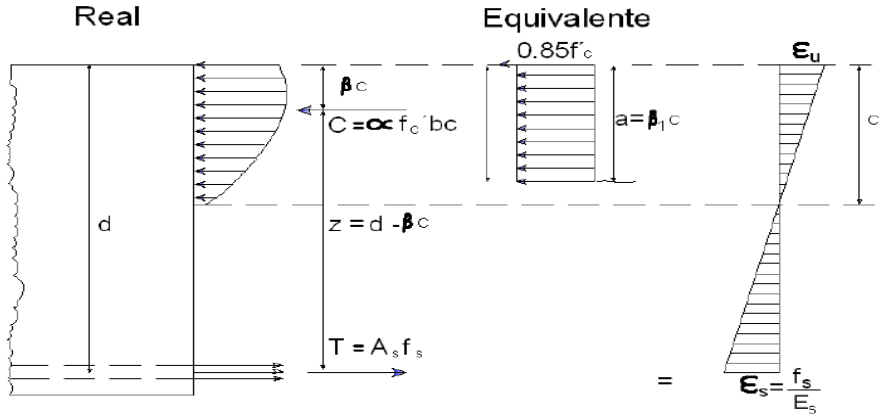


Figura 1. Bloque equivalente de compresiones

Considerando una sección rectangular de ancho "b" del equilibrio estático se reduce a las formulas de la altura del bloque de compresión (a) y del acero requerido por flexión (Ag).

Compresión en el concreto = Tracción en el acero

Cc = T

0.85xf´cxbxa = Asxfy

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b} \qquad \textbf{(2.14)}$$

Acero máximo en flexión.- Para garantizar la falla dúctil, es decir que falle primero el acero de la sección, se debe de tener una cuantía de acero (ρ) menor a la cuantía balanceada (ρb), dicha sección recibe el nombre sección subreforzada. La norma E.060 concreto armado limita la cuantía de acero como máximo a 0.75 de la cuantía balanceada. Lo que resulta un acero máximo de:

$$As_{max} = 0.75 \times \rho_b \times b \times d \qquad \textbf{(2.15)}$$

Acero mínimo en flexión.- Para secciones rectangulares el acero mínimo establecido por la norma peruana viene dado por la siguiente formula.

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \qquad \textbf{(2.16)}$$

En losas macizas el acero mínimo debe colocarse en la zona de momento positivo llamado de retracción y temperatura y viene dado por la siguiente formula:

$$As_{min} = 0.0020 \times b \times h \qquad \textbf{(2.17)}$$

2.1.3.2 Diseño por cortante

La resistencia al corte de una sección transversal (Vn) está dado por el aporte del concreto (Vc) y de los estribos (Vs).

Vn = Vc + Vs

El valor de Vc se calcula como:

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \qquad \textbf{(2.18)}$$

Dónde: “bw” y “d” son el ancho y el peralte de la sección respectivamente.

El valor de Vs se calcula a una distancia “d” de la cara y está dado por la siguiente expresión:

$$V_S = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \qquad \textbf{(2.19)}$$

Donde Av es el área de acero del estribo que resiste el corte y s es la separación entre estribos.

El factor de reducción (φ) considerado por cortante es 0.85.

2.1.3.3 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE Y TORSIÓN

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza, se realizará de acuerdo al capítulo 11, inciso 11.6, de la norma E.060

Los momentos torsosres que no excedan de aproximadamente la cuarta parte del momento torsor de agrietamiento de agrietamiento, Tcr, no producen una reducción significativa en la resistencia a flexión, ni en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados, en consecuencia se permite despreciar efectos de torsión si el momento torsor amplificado es menor que:

$$\emptyset \times 0{,}083 \times \sqrt{f'c} \times \left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right) \qquad \textbf{(2.20)}$$

Se debe de cumplir la siguiente relación:

$$T_{min} < T_u < T_{cr} \qquad \textbf{(2.21)}$$

<u>Refuerzo requerido por torsión</u>

Donde el momento torsor Tu exceda el momento torsor especificado en la ecuación (3.24), el diseño de la sección se basara en:

$$\emptyset \times \boldsymbol{T_n} \geq \boldsymbol{T_u} \qquad \textbf{(2.22)}$$

Tn debe de calcularse con la siguiente ecuación:

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_{yt}}{s} \times cot\theta \qquad \textbf{(2.23)}$$

De las ecuaciones (3.26) y (3.27) obtenemos:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times \emptyset \times A_o \times f_{yt}} \qquad \textbf{(2.24)}$$

Ao debe determinarse por análisis o se puede asumir igual a 0.85Aoh

$\theta\ no\ deb\ tomarse\ menor\ \ 30°\ ni\ mayor\ que\ 60°. Se\ puede\ tomar\ \theta\ igual\ a$:

- 45° en elementos nopreesforzados

- 37.5° para elementos preesforzados con una fuerza efectiva de preesforzados no menor a un 40% de la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal

<u>Verificación de la sección transversal de la viga</u>

Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

$$\sqrt{(\frac{Vu}{b_w \times d})^2 + (\frac{Tu \times P_h}{1.7 \times {A_{oh}}^2})^2} \leq \emptyset \times (\frac{V_c}{b_w \times d} + 0.66 \times \sqrt{f'c} \qquad \textbf{(2.25)}$$

2.1.3.4 DISEÑO DE COLUMNAS

2.1.3.4.1 Método de Bresler para el diseño de columnas

La superficie de falla representada por el diagrama de iteración sobre los ejes Pn, Mnx, Mny, puede presentarse de modo equivalente sobre un sistema cuyos ejes sean Pn, ex y ey como se muestra en la figura (2) o sobre un sistema con ejes 1/Pn, ex y ey como el representado en la figura (3). En el último caso, la superficie se denomina superficie de falla recíproca.

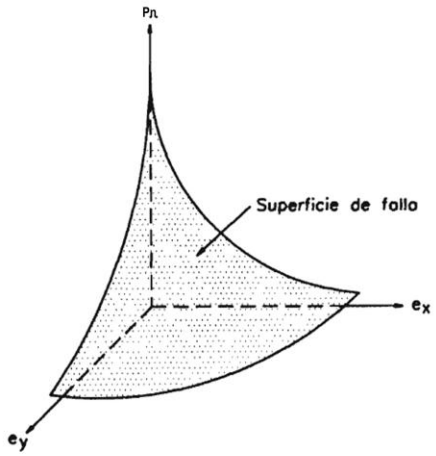


Figura 2. Superficie de falla

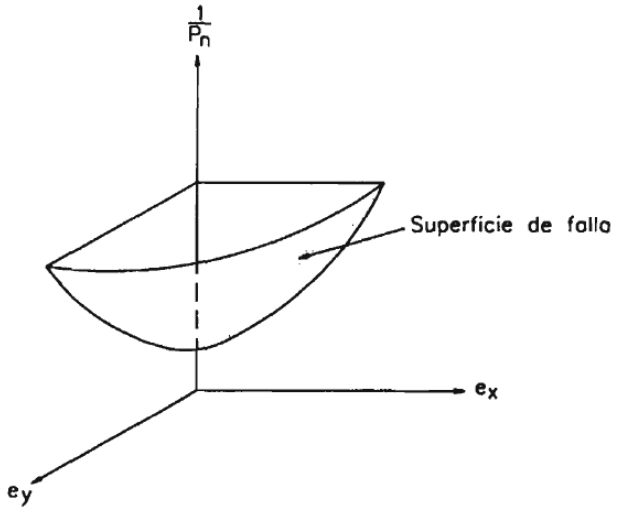


Figura 3. Superficie de falla recíproca

Un punto real sobre la superficie de falla reciproca: (1/Pn, exA, exB) puede ser aproximado a otro (1/Pi, exA, exB) sobre el plano S´3 el cual contiene los puntos A,B,C (figura (4)). El punto A representa la carga axial nominal de la columna cuando ex=exA y ey=0. Similarmente, el punto B representa la carga axial nominal bajo la condición que ex=0 y ey=eyb. El punto C representa la carga axial nominal de la columna con excentricidad nula en las dos direcciones.

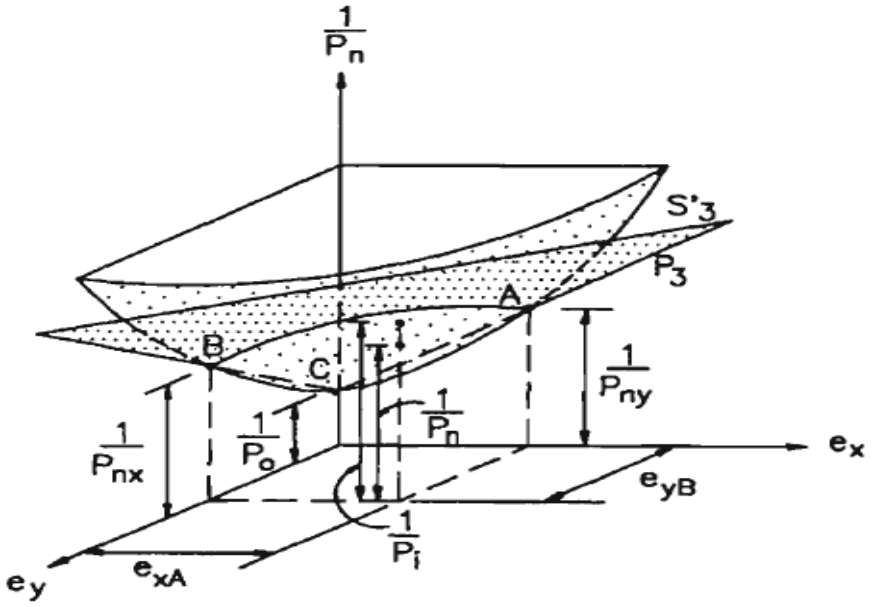


Figura 4. Superficie de falla recíproca

$$\frac{1}{Pi} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po} \quad \text{.....(2.26)}$$

Donde:

Pi: Carga axial nominal aproximada bajo excentricidades ex y ey

Pnx: Carga axial nominal bajo excentricidad ey en una sola dirección

Pny: Carga axial nominal bajo excentricidad ex en una sola dirección

Po: Carga axial nominal bajo excentricidad nula

La ecuación (1) permite estimar con precisión suficiente la resistencia de la columna sometida a flexión biaxial. Esta relación se puede transformar, para cargas últimas, en:

$$\frac{1}{\varphi Pi} = \frac{1}{\varphi Pnx} + \frac{1}{\varphi Pny} - \frac{1}{\varphi Po} \quad \text{.....(2.27)}$$

Para el diseño, Pnx y Pny se determinan de los diagramas de iteración para flexión en un sentido. (Harmsen.2011)

Uso de ábacos con el diagrama de iteración

Para el diseño por flexo compresión de columnas, debido a que todas son rectangulares, se han utilizado los "Diagramas de iteración de columnas de concreto armado"

Estos ábacos contienen los diagramas de iteración para columnas cuadradas rectangulares y circulares con armadura simétrica colocada en dos caras o en el perímetro y han sido desarrollados para columnas de sección b y h cualquiera para diferentes resistencias del concreto, teniendo en el eje de las ordenadas el valor de Kn y en el eje de las abscisas Rn.

$$\gamma = \frac{h - 2r}{h} \quad \text{..... (2.28)}$$

$$K_n = \frac{P_u}{\emptyset \times fc' \times A_g} \quad \text{..... (2.29)}$$

$$R_n = \frac{M_{ux}}{\emptyset \times fc' x A_g \times h_c} \quad \text{..... (2.30)}$$

2.1.3.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

2.1.3.5.1 CIMIENTO CORRIDO

Definición

El cimiento corrido es la que comúnmente se usa en muros de Albañilería Confinada, todos los elementos que conforman el cimiento, medidos desde el nivel de piso hasta el fondo de la cimentación. Consiste en un elemento colocado en posición horizontal que tiene función estructural ya que recibe la carga de los muros y las transmite al suelo portante. (San Bartolomé, Quiun y Silva. 2011)

Pasos a seguir para hallar las dimensiones del cimiento son los siguientes:

- Obtener las cargas totales de servicio (cargas de gravedad y sismo) " P" transmitida a la cimentación.
- Asignación preliminar de las dimensiones en planta del cimiento, ancho "B" y largo "L".
- Calculo del peso propio del cimiento "pp", con sus dimensiones preliminares.
- Comprobar si las dimensiones asignadas, garantizan que el cimiento transmita u esfuerzo menor que el σadm(para cargas de gravedad) y menor que 1,3 σadm para cargas de sismo). Se considera como FS= 1,3 ya que el

suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.

- Se debe de cumplir la siguiente desigualdad para cimientos rectangulares

Para cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm} \quad \text{..... (2.31)}$$

Para cargas de sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm} \quad \text{..... (2.32)}$$

Análisis global de la cimentación

Si por lo descrito en las ecuaciones anteriores no cumple, otra alterativa es conectar la cimentación y que trabajen en conjunto, y de esta manera disminuir el ancho de la cimentación

Tenemos las siguientes expresiones para cimientos corridos.

Para cargas de gravedad

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq \sigma_{adm} \quad \text{..... (2.33)}$$

Para cargas de sismo

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq 1.3x\sigma_{adm} \quad \text{..... (2.34)}$$

Para efectos de sismo como explicado anteriormente, debido a la existencia de momentos importantes en la base de las placas, para disminuir se hará trabajar de manera conjunta el cimiento corrido. Dicho análisis se hará para cargas de gravedad y de sismo.

En todos los casos se debe de verificar que las dimensiones propuestas garanticen que el cimeinto transmitira un esfuerzo menor al admisible del suelo σadm (para cargas de gravedad) y a su vez menor a 1.3*σadm del suelo para cargas de sismo). El F.S. =1.3 debido a que el suelo no esta gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.

2.1.3.5.2 Platea de Cimentación

- **Definición**

Es un elemento estructural de concreto armado que posee una gran área en planta con respecto a su sección transversal y que soporta cargas normales a su plano empleando una superficie de apoyo continua, tratando de transmitir presiones uniformes al terreno de apoyo, el cual generalmente es blando.

Cuando son insuficientes otros tipos de cimentación o se prevean asentamientos diferenciales en el terreno, utilizamos la platea de cimentación. En general, cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas o corridas es superior al 75% de la superficie total del terreno, es conveniente el estudio de una platea de cimentación.

También es frecuente su utilización cuando la presión admisible del terreno es menor de 0.80 kg/cm2.

Existen diferentes tipos de plateas o losas de cimentación, entre las principales tenemos:

-Plateas de espesor constante.

-Plateas con capiteles.

-Plateas con vigas de rigidez (San Bartolomé, Quiun y Silva. 2011)

Comportamiento e idealización de la platea de cimentación

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante (módulo de balasto). La cual se deforma ante la acción de las cargas ejercidas provenientes de los muros. Estas presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal como se puede ver en la siguiente figura.

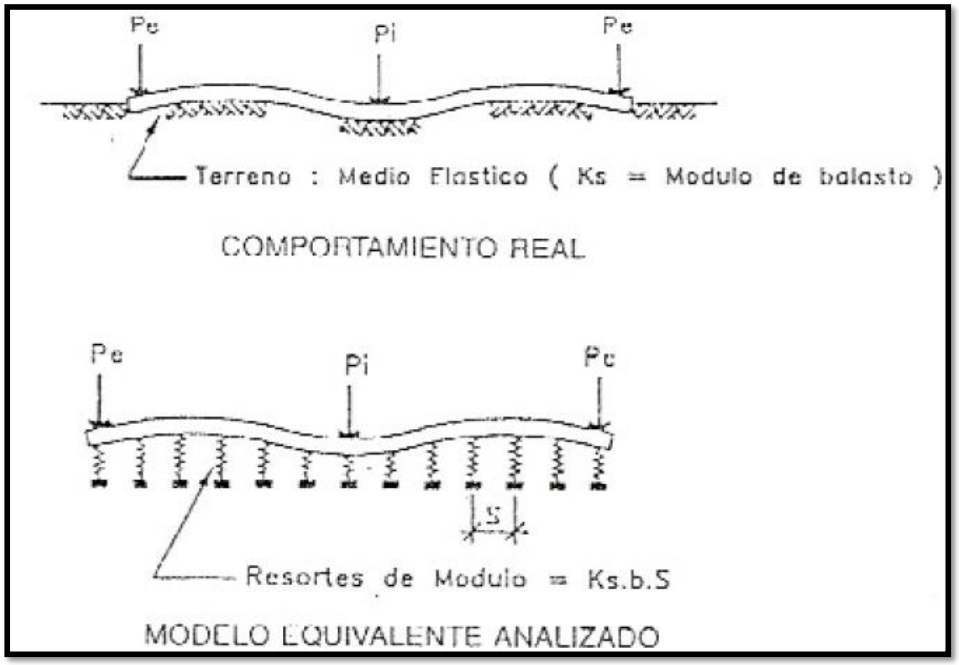


Figura 5. Comportamiento de la platea e idealización del suelo.

Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación en base a muros portantes)

Diseño de la platea de cimentación

Para el diseño de la platea de cimentación se seguirá el mismo procedimiento señalado en el ítem **2.1.3.**

2.2.MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

2.2.1 Muros De Albañilería Confinada

- **Definición del sistema**

Este es el sistema que tradicionalmente se emplea en casi toda Latinoamérica para la construcción de edificios de hasta 5 pisos. Se define como aquella que se encuentra íntegramente bordeada por elementos de concreto armado (exceptuando la cimentación que puede ser de concreto ciclópeo), vaciado después de haberse construido el muro de Albañilería y con una distancia entre columnas que no supere 2 veces la altura del piso, es importante seguir la secuencia constructiva indicada para que los confinamientos adhieran a la albañilería y formen un conjunto que actué de manera integral. (San Bartolomé, Quiun, y Silva. 2011)

- **Importancia del sistema**

En el Perú este sistema es el que más se emplea en la construcción de viviendas y edificios multifamiliares de hasta cinco pisos. La razón de su popularidad es que en estas construcciones, generalmente, se tienen ambientes con dimensiones pequeñas que varían entre 3.00 a 4.50 m; entonces resulta muy conveniente que los elementos verticales que sirven para limitar los espacios tengan también funciones estructurales y justamente, los muros de ladrillo cumplen con estos dos requisitos. Además, de encontrarse en nuestra medio una gran cantidad de materiales con los que se elabora sus unidades básicas.

Así lo demuestra el Estudio de Edificaciones Urbanas en Lima y Callao, realizado en Julio del 2003, por la Cámara Peruana de la Construcción (Capeco) el cual indica que: del total de las edificaciones censadas, el 69,9% de las viviendas son de

albañilería (ladrillo y concreto) y un 15,6 se utiliza el concreto armado; el cual tiene un comportamiento ante eventos naturales que todavía viene siendo estudiado para lograr un óptimo comportamiento de los elementos que lo conforman.

2.2.2 REQUISITOS REGLAMENTARIOS (RNE) PARA EL DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

- **Espesor efectivo "t"**

El Espesor efectivo mínimo será:

$t \geq \frac{h}{20}$ Par las zonas sísmicas 2 y 3

$t \geq \frac{h}{25}$ Para las zona sísmica 1

Donde "h" es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo. (Ministerio de vivienda y Construcción, Norma técnica Peruana E.070 Albañileria.2014)

- **Evaluación por densidad de muros**

La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión.

$$\frac{\textit{Area de corte de los muros reforzados}}{\textit{Area de planta tipica}} = \frac{\sum Lxt}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} \quad \textbf{(2.35)}$$

Donde "Z" "U" y "Corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente especificada en la NTE E.030 Diseño sismorresisnte.

"N" es el número de pisos del edificio

"L" es la longitud total del muro (incluyendo columnas si existen)

"t" espesor efectivo del muro

De no cumplirse lo especificado en lo anterior, podrá cambiarse el espesor de alguno de los muros o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso para hacer uso de

la formula, deberá de amplificarse el espesor real de la placa por la relación, Ec/Em, donde Ec y Em son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería respectivamente. (Ministerio de vivienda y Construcción, Norma técnica Peruana E.070 Albañileria.2014)

- **Esfuerzo axial máximo**

El esfuerzo axial máximo (σm) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (Pm), incluyendo el 100% de sobrecarga será inferior a:

$$\sigma m = \frac{Pm}{t * l} < 0.2 * f'm * (1 - (\frac{h}{35 * t})^2) < 0.15 * f'm \qquad \textbf{(2.36)}$$

Donde:

L = longitud total del muro (incluyendo el peralte de columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esa expresión habrá que mejorara la calidad de la albañilería (f´m) aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial "Pm"

La carga axial actuante en un muro puede reducirse, utilizando losa de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones. (Ministerio de vivienda y Construcción, Norma técnica Peruana E.070 Albañileria.2014)

- **Elementos de confinamiento**

  - El muro deberá estar enmarcado en sus 4 lados por elementos de concreto armado (o la cimentación) especialmente diseñados, debido al carácter cíclico del efecto sísmico.
  - La distancia máxima entre los elementos de confinamientos verticales (columnas) debe ser dos veces la distancia que existe entre los confinamientos horizontales (soleras); más allá, la acción de confinamiento se pierde,

especialmente en la región central de la albañilería donde el tamaño de la grieta se vuelve incontrolable.

- El área mínima de la columnas de confinamiento debe ser: Ac(min)= 15t(cm2), donde "t" es el espesor del muro (cm).
- El área de acero mínimo del refuerzo longitudinal a emplear en los confinamientos horizontales y verticales debe ser:

  As(min) ≥0.1xf´cxAc/fy o 4φ8mm, lo que sea mayor.
- Se utilizara concreto superior a 175kg/cm2
- El peralte mínimo de las columnas será de 15cm y el de las vigas será igual al espesor de la losa. (San Bartolomé, Quiun y Silva. 2011).

2.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ALBAÑILERÍA CONFINADA

2.2.3.1 VERIFICACIONES NECESARIAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS CONFINADOS ANTE SISMOS MODERADOS Y SEVEROS

Antes de comenzar con el diseño de los muros de albañilería confinada, debemos realizar verificaciones referentes a la resistencia al agrietamiento, al corte y a cargas axiales de la albañilería, ante el efecto de sismos moderados y severos.

2.2.3.1.1 Resistencia al agrietamiento diagonal

Para cada muro y en cada piso de determinarse su resistencia a corte "Vm" mediante las siguientes expresiones provenientes de la norma E.070:

Unidades de arcilla y de concreto: $V_m = 0.5 \times v_m^{'} \times \propto \times t \times L + 0.23 \times P_g$ ... **(2.37)**

Unidades sílico-calcáreas: $V_m = 0.35 \times v_m^{'} \times \propto \times t \times L + 0.23 \times P_g$..... **(2.38)**

Donde:

v´m= resistencia característica a corte puro de la albañilería

Pg= carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 diseño sismorresistente)

t= espesor efectivo del muro

L= Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

$\propto$= factor de resistencia a corte por efectis de esbeltes, calculada como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1 \quad \text{..... (2.39)}$$

Donde:

"Ve" es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico y "Me" es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

2.2.3.1.2 Control de fisuración

- Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se consideraran fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.
- Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión, que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

Ve ≤ 0.55Vm = Fuerza cortnate admisble

Donde: "Vm" es la fuerza cortante producida por el sismo moderado en el muro de analsis y Vm es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañileria. (Norma Técnica Peruana E 070 Albañilería. 2014)

2.2.3.1.3 Verificación de la resistencia al corte del edificio

- Con el objetivo de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

  $\sum V_{mi} \geq V_{EI}$

- La sumatoria de resistencia al corte $(\sum V_{mi})$ incluira solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado sin considerar en este caso la contribucion del refuerzo horizontal.
- El valor de Vei corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso, producida por el sismo severo.

  Cumplida la expresion $\sum V_{mi} \geq V_{EI}$ por los muros portantes de carga sismica, el resto de muros que componen el edificio podran ser no reforzadas para la aciion sismica coplanar.
- Cuando $(\sum V_{mi})$ en cada entrepiso sea mayor o igual a 3Vei, se considerar que el edifiicio se comporta elasticamente, bajo esa condicion, se empleara refuerzo minimo, capaz de funcionar como arriostre y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañileria. En este paso culmina el diseño de elementos de albañileria ante cargas sismicas colplanares.

2.2.4 DISEÑO DE LOS MUROS DEL PRIMER PISO ANTE SISMO SEVERO (Agrietamiento por corte)

2.2.4.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

De acuerdo a la norma E.070 capitulo 8 inciso 27.1, indica que se deben de cumplir las siguientes condiciones para colocar refuerzo horizontal en los muros de albañilería.

- Todo muro confinado bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($Vu \geq Vm$), o que tenga un esfuerzo a compresion axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma m = Pm/(Lxt)$, mayor o igual a $0.005f´m$, debra llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.
- En lso edificios de mas de tres pisos, todo los muros portantes del primer nivel seran reforzados horizontalmente.
- La cuantia del acero de refuerzo horizontal sera: $\rho = As/(sxt) \geq 0.001$. Las varillas de refuerzo peentraran en las columnas de confinamiento por lo menos 125mm y terminaran en gancho a 90° vertical de 100mm de longitud.

  Para este caso para edificaciones de mas de tres indica que se debe de reforazar muros del primer nivel, tambien verificar la necesidad de reforzar los demas niveles, debido a carga gravitacional, la cual mostramso a continuacion.

2.2.4.2 Diseño de los muros agrietados por corte

Se admite que ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallen por corte. Además en cada dirección se diseñan de forma independiente, en nuestro caso los muros de albañilería confinada están en el eje “Y” y en el eje “X” existe solo placas de corte por la escasa densidad de muros, explicado anteriormente. El diseño de los muros del eje “Y” se realizara según el procedimiento descrito por el Ing. San Bartolomé:

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Resistencia a la fuerza cortante
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o ½L, lo que sea mayor. En muros de un paño Lm = L
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento del muro de análisis
7) M:	M=Mu-½*Vm*h, donde h=2.55 m ("h" altura del primer piso)
8) F:	F=M/L, Fuerza axial en las columnas producida por "M"
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. Pc=Pg/Nc
10) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: Pt=(Lt*Pg/L) del muro transversal (tn)
11) T:	Tracción en columna: Extrema: T=F-Pc-Pt; Interna: T=Vm*h/L-Pc-Pt
12) C:	Compresión en columna: Extrema: C=Pc+F; Interna: C=PC- ½*Vm*h/L
13) Vc:	Cortante en columna: Externa: Vc=1,5*Vm*Lm/(L*(Nc+1)); Interna: Vc=Vm*Lm/(L(Nc+1)
14) As:	Área de acero vertical requerida (mm2, mín4Ø8mm), As=(T+Vc/μ)/(fy*φ)
15) As usar	Área de acero vertical colocada (mm2)
16) δ:	Factor de confinamiento: δ=0,80 col sin muros transversales
17) An:	Área del núcleo de concreto (mm2), An=As+(C/φ-As*fy)/(0,85*δ*f'c). Usar φ=0.70
18) Acf:	Área de columna por corte-fricción (mm2), Acf=Vc/(0,2*f'c*φ)≥15*t≥Ac, usar φ=0.85
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear mcm x cm)
20) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (mm2)
21) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (mm2), usar φ=0.70
22) As mín	Área de acero vertical mínima (mm2), o 4Ø8mm
23) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=450mm ó 1.5*d
24) s[]¼":	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento: Tanto en columnas como vigas soleras los estribos mínimos son: 1/4" 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250

Formulas y secuencia de diseño de vigas soleras	
25) Ts:	Ts+=VuxLm/(2xL)=traccion en solera (N)
26) As:	As=Ts/(Øxfy), usar Ø=0.9, cantidad de acero horizontalmrequerido (mm2)
27)Usar:	Acero en mm2
288)Asmin:	Asmin=0.1xf´cxAs/fy

2.2.4.3 Diseño de los muros no agrietados

Similar al acápite anterior y de acuerdo al Ing. San Bartolomé, se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto nivel. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptara este mismo diseño hasta el quinto nivel

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vu:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o ½L, lo que sea mayor. En muros de un paño Lm = L
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento del muro de análisis
7) F:	F=Mu/L, Fuerza axial en las columnas producida por "Mu"
8) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. Pc=Pg/Nc
9) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: Pt=(Lt*Pg/L) del muro transversal (tn)
10) T:	Tracción en columna: Extrema: T=F-Pc-Pt; Interna: T=Vm*h/L-Pc-Pt
11) C:	Cortante en columna: Externa: C=Pc+F; Interna: C=PC-Vm*h/L
12) As:	Área de acero vertical requerida (mm2, mín4Ø8mm), As=(T)/(fy*φ)
13) As usar	Área de acero vertical colocada (mm2)
14) δ:	Factor de confinamiento: δ=0,80 col sin muros transversales
15) An:	Área del núcleo de concreto (mm2), An=As+(C/φ-As*fy)/(0,85*δ*f'c). Usar φ=0.70
16) Acf:	Área de columna por corte-fricción (mm2), Acf=Vc/(0,2*f'c*φ)≥15*t≥Ac, usar φ=0.85
17) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear cm x cm)
18) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (mm2)
19) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (mm2), usar φ=0.70
20) As mín	Área de acero vertical mínima (mm2), o 4Ø8mm
21) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=450mm ó 1.5*d
22) s[]¼":	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento: Tanto en columnas como vigas soleras los estribos mínimos son: 1/4" 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250

Formulas y secuencia de diseño de vigas soleras	
23) Ts:	Ts+=VuxLm/(2xL)=traccion en solera (N)
24) As:	As=Ts/(Øxfy), usar Ø=0.9, cantidad de acero horizontalmrequerido (mm2)
25)Usar:	Acero en mm2
26)Asmin:	Asmin=0.1xf´cxAs/fy

2.2.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Igual al Ítem **2.1.3.4**

2.2.6 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO (PLACAS)

Las placas son elementos estructurales que trabajan básicamente bajo la acción de cargas axiales de gravedad y de sismo, así como la acción de momento flector y fuerza cortante en una de sus direcciones principales, generalmente en su dimensión más larga. El presente capítulo resume el procedimiento de diseño de las placas de la edificación de acuerdo a los criterios establecidos por la NTE.060.

Espesores mínimos

- ·Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración sobre los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.
- ·El espesor mínimo para los muros de corte será de 10cm. En el caso de muros de corte coincidente con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20cm.

Refuerzo mínimo Horizontal y vertical

Debido a que las dimensiones de un muro de corte suelen ser importante, la Norma E.060 en su artículo 14.3 señala lo siguiente:

$\rho h \geq 0.002$; $\rho \mathrm{v} \geq 0.0015$

Estos mínimos son aplicables siempre y cuando no se requieran cuantías mayores por corte. En el mismo artículo, señala que el espaciamiento del refuerzo, tanto horizontal como vertical, no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni 40 cm. También indica que si el muro tiene más de 20 cm de espesor el refuerzo debe distribuirse en ambas caras. Por último, el refuerzo vertical no necesita estar confinado, salvo que su cuantía sea mayor al 1% del área bruta.

Diseño por Flexión

El comportamiento de un muro en flexión depende de si el muro es esbelto o no. Por consiguiente, el diseño de un muro a flexión debe diferenciarse para dos casos:

Muros Esbeltos (H/L ≥ 1)

El comportamiento de este tipo de muro es similar al de las columnas, donde las fallas debido al sismo, son fallas por flexión. Si se realiza un correcto diseño pueden ser dúctiles, debido a que se forman rótulas plásticas en la base y ayudan a liberar energía. Por lo tanto, el diseño de este tipo de muro se realizará por flexo compresión.

El procedimiento para el diseño es en base a iteraciones, al igual que en las columnas, pero en este caso se tienen dos núcleos, uno en cada extremo, y acero repartido. En algunos casos, vigas se apoyan en zonas que se encuentran fuera de los núcleos, por lo que es común colocarle núcleos extras en estas zonas. Finalmente, para el diseño se realizan los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (Mu, Pu) para comprobar la validez de la iteración.

Muros Esbeltos (H/L <1)

En este tipo de muros, la falla más probable en caso de sismo es por tracción diagonal (falla frágil), por lo que la fuerza cortante es la que gobierna el diseño. En este caso, el comportamiento del muro se asemeja al de una viga de gran peralte, por lo que ya no corresponde realizar el diseño por flexo compresión.

Para el cálculo iterativo del acero en tracción se usara la siguiente expresión: (Blanco, 1994).

$$M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L \quad \text{.....} \quad \textbf{(2.40)}$$

Diseño por Corte

La Norma E0.060 en sus artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones necesarias para realizar el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto según la Norma E0.060 se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando el aporte de la carga axial:

$$V_c = A_{cw} \times \sqrt{f'c} \times \alpha c \qquad \text{.....(2.41)}$$

Donde:

αc =0.80; para $\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$

αc =0.53; para $\frac{h_m}{l_m} \geq 2$

0.53<αc <0.80; para $1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2$

Lm: es la longitud total del muro o del segmento de muro

Hm:es la altura total del muro

Ademas, se especifica un maximo para el valor de Vn, el cual se muestra en la siguiente expresion:

$$V_n \leq 2.6\, x \sqrt{f'c} \times t \times d \qquad \text{..... (2.42)}$$

Si: $V_u > 0.27\, x \sqrt{f'c} \times t \times d$; ó Vu>φVc, se calcula la cuantia de refuerzo horizontal mediante las siguientes expresiones

$$V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c \qquad \rho_h = \frac{V_s}{f_y \times t \times d} \qquad \rho_{min} = 0.0025 \qquad \text{.....(2.43)}$$

Mientras que la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada mediante la siguiente expresión.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \qquad \text{..... (2.44)}$$

La Norma indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor al horizontal; Excepto cuando H/L<2. Por otro lado, para los espaciamientos, tanto verticales como horizontales

Deben de cumplirse lo siguiente:

Smax = 3t; Smin = 40cm

Adicionalmente, la norma E.060 en el artículo 21.9.5.3 hace referencia a las disposiciones para el

Diseño sísmico de muros estructurales, donde señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse

A la capacidad del acero realmente colocado en el muro:

$$Vu_{diseño} \geq V_u \times \left(\frac{M_n}{M_u}\right); \quad \frac{M_n}{M_u} \leq R \qquad \text{.....(2.45)}$$

CAPÍTULO III

RESULTADOS: DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

3.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio que se desarrolla en esta tesis trata de un edificio unifamiliar de cuatro niveles y un semisótano, ubicado en la Urbanización los Olivos – Huaraz – Ancash, el proyecto consta de un área de 87120000mm2 (2200mmx3940), en el cual se realizara el análisis y diseño estructural bajo los sistemas estructurales de MDL y AC.

En cuanto a la distribución de ambientes, trato de hacerse de la mejor manera, debido a que el ancho de la edificación es muy corto 3940mm, superado esta dificultad el edificio quedo de la siguiente manera en cuanto a la distribución, con un ingreso principal para el primer nivel y el semisótano, con dos escaleras, una escalera ubicada en el parte media, justo donde está ubicado el ducto de iluminación, esta escalera servirá para comunicar al semisótano y la otra escalera ubicada en el ingreso principal para comunicar a los demás niveles, todo los ambientes quedaron distribuidos de la siguiente manera:

El semisótano consta de: Sala comedor, 2 Dormitorios, 1 Servicio higiénico, 1 Cocina; el Primer nivel consta de: Sala comedor, Tienda, 1Cocina, 1 Servicio higiénico, dos dormitorios, El Segundo nivel típico en los demás niveles consta de: Sala comedor, 2 Dormitorios, 1 Servicio higiénico, 1 Cocina.

La figura 6 muestra el plano topográfico, la figura 7 muestra el perfil longitudinal, la figura 8 muestra la planta arquitectónica de los 5 niveles y la figura 9 muestra la elevación lateral.

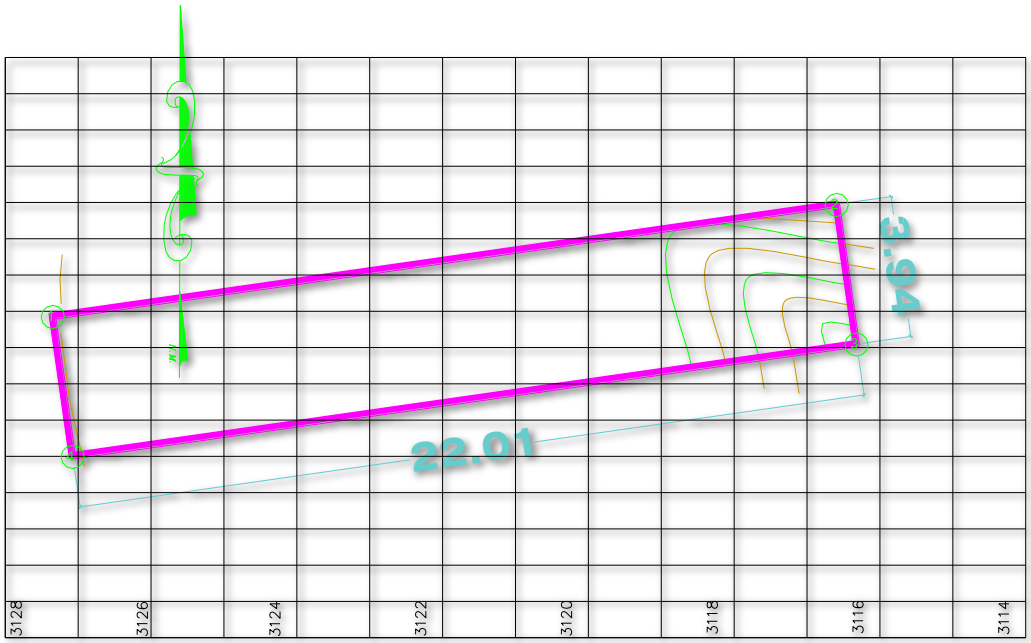


Figura 6. Plano Topográfico

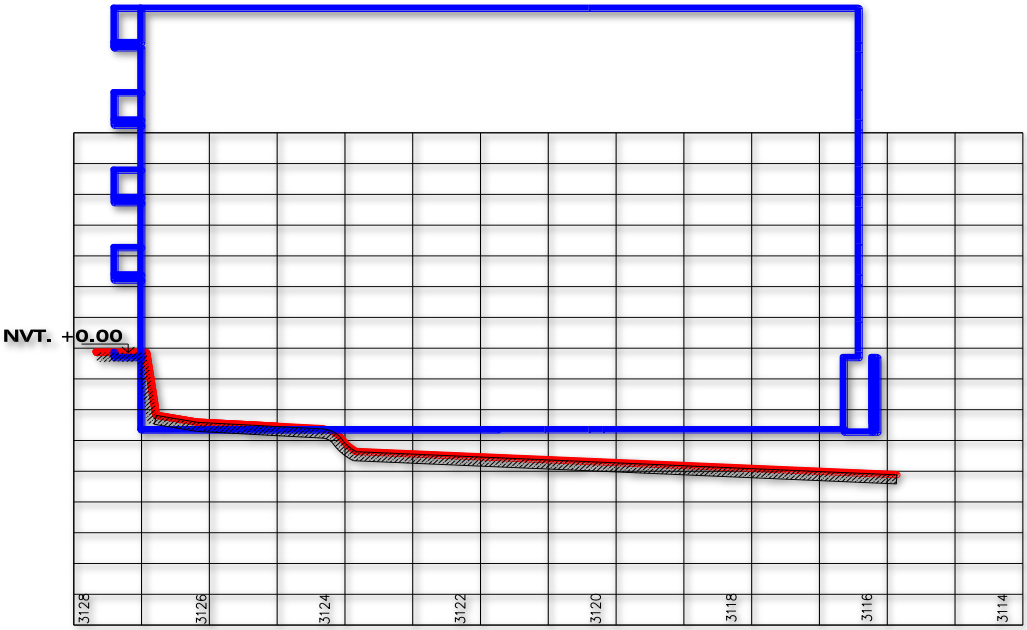


Figura 7. Perfil Longitudinal

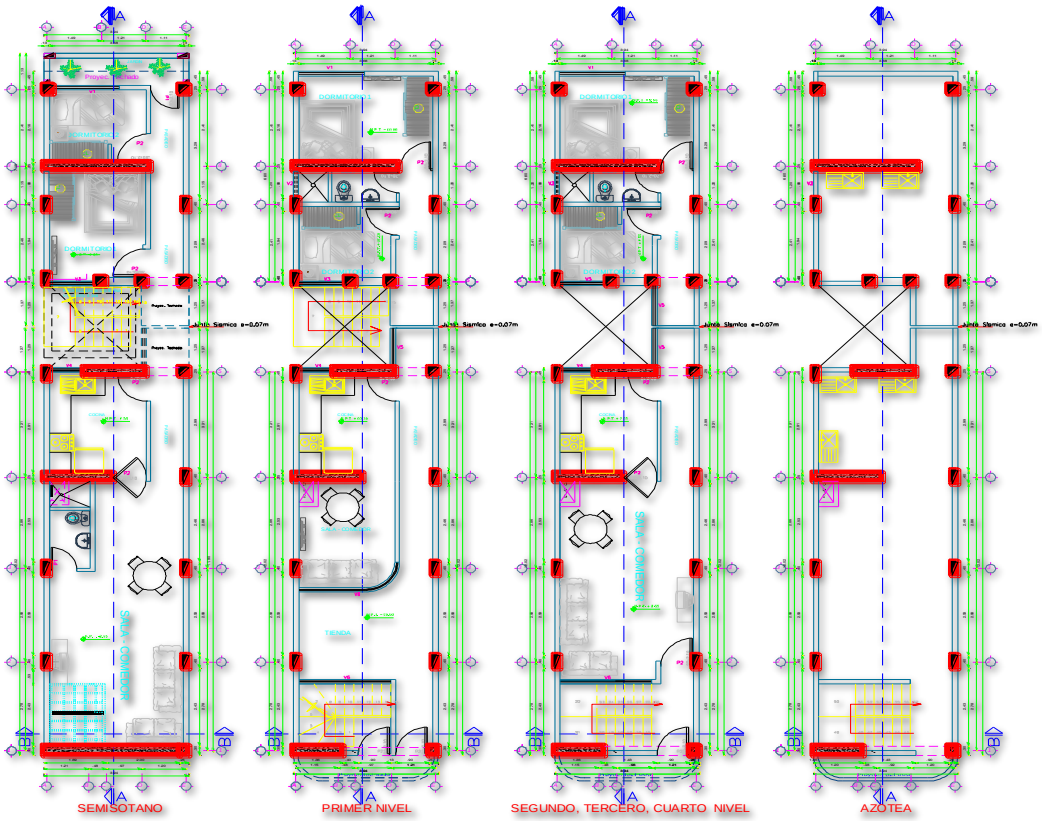


Figura 8. Planta Arquitectónica de los 5 Niveles

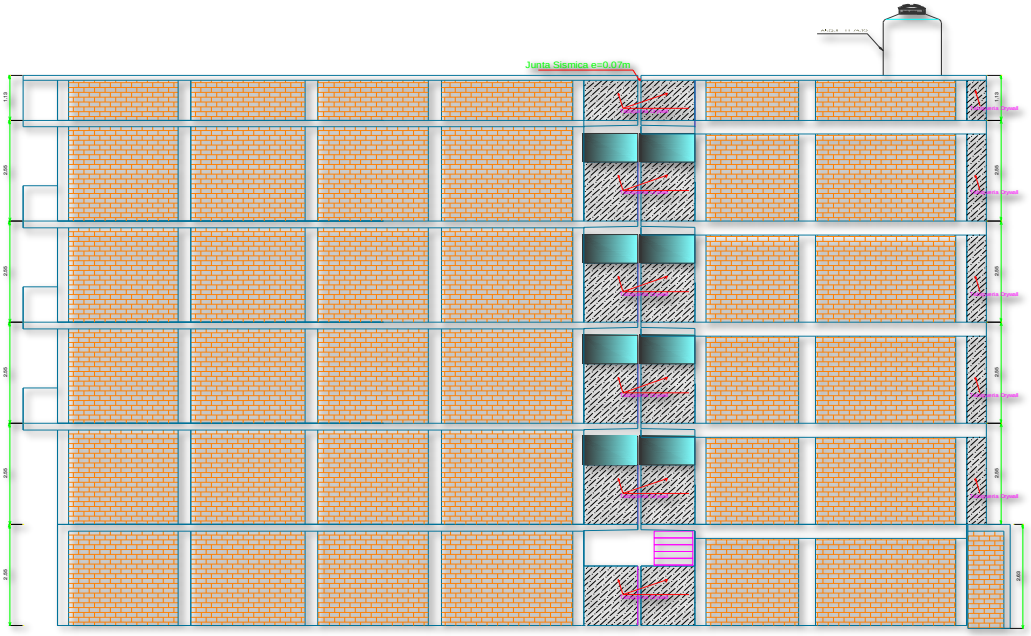


Figura 9 Elevación lateral

3.1.2 INFORMACIÓN GENERAL

- Ubicación del Edificio: Urbanización los Olivos-Huaraz-Ancash
- Uso: Vivienda Unifamiliar
- Sistema de Techado: Losa Aligerada en una dirección, espesor t= 170mm
- Azotea: Donde estar el Tanque elevado
- Altura de Piso a techo: 2550mm
- Vigas: VA (250mmx300), VB(300mmX350)

3.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Concreto

- Muro de concreto estructural f´c =21 MPa, t=130mm
- Peso específico del concreto: Ycr=2.4$x10^{-5}$N/mm3
- Módulo de elasticidad del concreto: Ec=4700√f´c=215381.58 N/mm2
- Módulo de poisson: ν=0.15

Albañilería

- Módulo de elasticidad del concreto: Ec=320000 N/mm2
- Peso específico de la albañilería: Y=1.8 $x10^{-5}$N/mm3
- Módulo de poisson: ν=0.25
- Resistencia a la compresión de albañilería (f´m)= 6.4 N/mm2

Acero de Refuerzo

- Acero corrugado grado 60, esfuerzo de fluencia Fy=420Mpa
- Módulo de elasticidad del Acero: Eac=210000 N/mm2

Características del tipo de Albañilería

El tipo de albañilería usado en este proyecto es el del tipo King Kong industrial, de características, de características especificadas en la norma E.070 Albañilería, tabla 9 del capítulo 5, cuyas características del ladrillo se muestran a continuación.

- Resistencia axial de las unidades f´b= 14.20 N/mm2
- Resistencia a la compresión axial en pilas f´m= 6.4 N/mm2
- Resistencia al corte en muretes v´m= 0.8 N/mm2
- Módulo de elasticidad Em=500xf´m = 3200 N/mm2
- Módulo de corte Gm=0.4xEm= 1280 N/mm2

3.1.4 NORMAS EMPLEADAS

Metrado de cargas:	Norma E.020 de Cargas
Análisis Sísmico :	Norma E.0300 Diseño Sismorresistente
Diseño de Cimentaciones:	Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
Diseño de Concreto:	Norma E.060 Concreto Armado

Norma para el Diseño de Edificio con Muros de Ductilidad Limitada. 2004)

3.1.5 CARGAS DE DISEÑO

Las estructuras y los elementos de 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 La norma E.060, en todas las secciones de los elementos se deben de cumplir.

- U=1,4CM+1,7CV
- U=1,25(CM+CV) ± CS

- U=0,9CM ± CS
- U=1.4CM+1,7C+1,7CE

Dónde: CM es la carga muerta, CV la carga viva, CS la carga correspondiente al sismo y CE la carga correspondiente al empuje del suelo y del agua.

Así mismo la Norma E-060 en el artículo 9.3.2 señala que la resistencia de diseño (φRn) proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deberán tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores φ de reducción de resistencia especificada a continuación:

Flexión sin carga axial	**0.90**
Carga axial y carga axial con flexión	
Caga axial de tracción con o sin flexión	**0.90**
Para elementos con refuerzo en espiral	**0.75**
Para otros elementos	**0.70**
Corte y torsión	**0.85**
Aplastamiento en el concreto	**0.70**
Concreto Simple	**0.65**

3.1.6 CARGAS UNITARIAS

Techos

Peso propio del aligerado hf=170mm: $2.8x10^{-3}$ N/mm2

Sobrecarga en vivienda (incluido en escalera): $2x10^{-3}$ N/mm2

Sobrecarga en vivienda comercio: $5x10^{-3}$ N/mm2

Sobrecarga en balcón: $6x10^{-4}$ N/mm2

Sobrecarga en Azotea: $1x10^{-3}$ N/mm2

Acabados: $1x10^{-3}$ N/mm2

Peso de albañilería tarrajeada (soga): 2.74 $x10^{-3}$ N/mm2

Peso de albañilería tarrajeada (cabeza): 4.54 $x10^{-3}$ N/mm2

3.2. DISEÑO CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

3.2.1 CRITERIOS BÁSICO DE ESTRUCTURACIÓN

- Debido a lo alargado del edificio en el eje "Y" que no cumple la relación L/A>4, como indica el reglamento, en nuestro caso de diseño nos encontramos ante la situación de tener la relación de L/A=22000/3940=5.58, mayor a lo permitido, se decidió dividirlo en dos Bloques (BLOQUE "I" y BLOQUE "II"), con una junta de separación sísmica ubicada de manera tal, de evitar colocar columnas en ambos bloques justos en esa junta de separación, y se vio conveniente ubicarla en la parte central donde ira el ducto de iluminación, con una losa en voladizo soportada por una viga diseñada por Torsión.
- De acuerdo a lo reglamentado para el diseño de muros de ductilidad limitada, indica que se debe de trabajar con un espesor mínimo de 100mm, previa verificación en el análisis estructural, en esta tesis se trabajó con 130mm en el eje "Y" del BLOQUE "I" ya que son muros muy alargados y que casi no tienen muros transversal el cual ayudaría a soportar cargas perpendiculares a su plano, y de esta manera evitar el efecto de pandeo, también porque sobre esta se apoyara la escalera de ingreso a los demás niveles dificultando su anclaje en un espesor de 100mm, por estas razones es que se trabajó con 130mm.
- En el eje "X" del BLOQUE "I" se trabajó con placas estructurales que varían desde 250mm hasta los 300mm, se tomó estos valores del Diseño de muros con Albañilería confinada, ya que se empezó a diseñar primero con este sistema, verificando los desplazamientos y análisis estructural eran necesarios estos muros,

debido a que las características arquitectónicas y de cargas son las mismas en ambos sistemas, se usó estos datos, para empezar a diseñar con MDL.

- Lo ideal es tener muros de longitudes similares en las dos direcciones, para evitar de esa manera que no haiga concentración de esfuerzos en un solo muro, en este caso de diseño la mayor cantidad de muros está en la dirección "Y" del BLOQUE "I" y en la dirección corta "X" del BLOQUE "II" hay escasa cantidad de muros.
- En edificaciones alargadas como el de este proyecto de tesis se recomienda hacer juntas de dilatación de fragua, en muros mayores a los 4000mm de longitud. (Villareal, Cerna. Ubicación del centro de Masa y centro de Rigidez en edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada. http://es.scribd.com/doc/45056153/SESION-9c)
- Lo ideal es que todos los muros tengan continuidad en los demás niveles, ya que en construcciones realizadas, hacen muros con mallas electrosoldadas en los pisos superiores, los que nacen del aligerado o losa maciza, según sea el caso.
- El espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionan apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100mm.
- Lo mismo sucedía en el BLOQUE "II" en el eje "Y" era necesario diseñar los muros con un espesor de 130mm, y en el eje "X" placas de 250mm.
- El máximo número de pisos que se puede construir bajo este sistema es de 8, estamos dentro del límite ya que el diseño es de 5 niveles, como lo indica el anexo 2 de la norma E.0.30 Diseño sismo resistente.

3.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.2.2.1 Muros de Ductilidad Limitada

El edificio de este proyecto se encuentra estructurado íntegramente por muros de Concreto Armado, para resistir fuerzas cortantes, momentos y fuerza axial, inducida por movimientos sísmicos, en este sistema usaremos Muros de Ductilidad Limitada en el eje "Y" y Placas estructurales de mayo espesor en el eje "X" debido a la escasa cantidad y reducida longitud de muros en ese sentido, para predimensionar usaremos dos criterios de análisis: Verificación por Pandeo y Densidad Mínima de Muros **(VER ANEXO 02)**

3.2.2.2 Predimensionamiento de Losa Aligerada

Las losas armadas en una dirección son paneles de piso de concreto para los cuales la relación de luz mayor a luz menor es igual o mayor a dos. Cuando esta relación es menor que 2 el panel de pisos llega a ser una losa en dos direcciones.

Una losa en una dirección es diseñada como un paño de viga de ancho de 1m usando el mismo procedimiento de análisis y diseño de vigas con refuerzo simple. (Morales 2006)

Para el predimensionamento de losa aligerada usaremos la recomendación del Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, el cual recomienda para luces menores a 400mm usar un peralte de hf=170mm.

Tomaremos este valor para empezar con el diseño estructural.

3.2.2.3 Predimensionamiento de Losa Maciza

Se usó losa maciza en el volado que da en la división de dos bloques independientes, esto debido a que estará esforzada, ya que por ahí transitaran las

personas, es por eso que se decidió el uso de losa maciza armada en una dirección. El criterio de predimensionamiento fue tomado del libro: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Antonio Blanco.

Luz del tramo	Menores a 4m	Menores a 5.5m	Menores a 6.5m	Menores a 7.5m
Peralte Losa (mm)	120 a 130	150	200	250

Debemos de indicar que las losas siempre trabajan en dos direcciones cuando tengan cuatro bordes formados por vigas, en este caso tenemos solo un apoyo, por lo cual la losa será en una dirección, tomando valores de 150mm en el encuentro con la viga, y 130mm en el volado extremo.

3.2.2.4 Predimensionamiento Vigas Peraltadas

Para predimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla practica usar un peralte del orden del décimo o doceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe de considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 250mm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga.

$$h \geq \frac{Ln}{10} \qquad \text{O} \qquad h \geq \frac{Ln}{12}$$

En este caso tenemos dos vigas, una ubicada en el eje 1-1, para acoplar los extremos, y la viga ubicada en el eje 3-3, viga diseñada por Torsión ya que tendrá que soportar la losa maciza en una dirección en voladizo. En los dos casos se usaran vigas de 250x300mm.

3.2.2.5 Predimensionamiento de Cisterna y Tanque elevado

Para edificios que emplean la combinación de Cisterna, Bombas de Elevación y Tanque Elevado, la capacidad de la primera no será menor de las 3/4 partes de la

dotación diaria y la segunda no menor de 1/3 de dicho volumen, en ambos casos los volúmenes no serán menores a 1000 litros.

Para saber que volumen requiere cada elemento se calcula la dotación diaria del edificio, para edificios multifamiliares la dotación está relacionada al número de dormitorios que hay en cada departamento.

Según norma IS. 010 Instalaciones Sanitarias para edificaciones, la dotación para dos dormitorios por departamento la dotación diaria de agua es de 850 litros

Número de departamentos con igual dormitorio: 5

Entonces la dotación diaria será: 850*5=4250lit

Para otros usos más como jardinería en el semisótano y demás trabajamos con: 250lit

Dotación diaria =4500lit

Capacidad de la Cisterna: 3/4 dotación diaria= 3.4 m3/día

Capacidad del Tanque elevado= 1.5 m3/día =2.00m3/día

Volumen contra incendios: 5.0 m3/día

Con todos estos valores podemos calcular las dimensiones de la Cisterna:

Dotación diaria: 3.4 m3/día

Dotación contra incendios: 5.0 m3/día

8.5m3/día

Ancho = 1800mm

Largo = 2100mm

Altura = 2200mm

3.2.2.6 Predimensionamiento de la Escalera

En nuestro caso tenemos dos escaleras, ubicada en la parte media, para comunicar al semisótano, la otra ubicada en el ingreso para comunicar a los demás niveles.

Los descansos intermedios deben de tener en la línea de pasos una longitud mínima de 900mm. Para la losa de descanso adoptaremos un espesor de 170mm y garganta de 130mm.

Así mismo las dimensiones de paso (p) y contrapaso (cp), deben de cumplir las siguientes condiciones:

$P \geq 250mm$ horizontal

$150mm < cp < 175mm$ Vertical

$600 \leq 2cp + p \leq 640mm$

Para este diseño estamos trabajando con lo siguiente:

$P = 250mm$ (Cumple con $P \geq 250mm$)

$Cp = 170mm$ (Cumple con $150mm < cp < 175mm$)

$600 \leq 2cp + p \leq 640mm$

$600 \leq 590 \leq 640mm$ (Esta casi al límite de esto pero se trabajar con 170mm ya que es considerado adecuado)

3.2.3 CALCULO DE PESOS Y MASAS DE LA EDIFICACIÓN

El peso (P), se calculara adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecara que se determinara de la siguiente manera:

a) En edificaciones de la categoría A y B , se toma el 50% de la carga viva

b) En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva

c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar

d) En azoteas y techos en general se tomara el 25% de la carga viva

e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerara el 100% de la carga que pueda contener. (Ministerio de vivienda y construcción. (Norma Técnica Peruana E 060 Concreto Armado. 2014)

En nuestro caso de diseño nos encontramos en el caso (b) edificaciones de categoría "C" por lo cual tomaremos como peso P= CM +0.25XCV. **(VER ANEXO 03.**

3.2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL (REGULARIDAD) DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo al análisis efectuado de acuerdo al artículo 11 de la norma E.030, los dos bloques de diseño catalogan como irregular **(VER ANEXO 04)**

3.2.5 CRITERIOS PARA EL MODELO MATEMÁTICO

Se empleó para el modelo matemático el software ETASB

Al momento de realizar el diseño en el ETABS de este proyecto de tesis, no se tomó en cuenta o no se modelo el volado de losa de la parte frontal, pero si se tomó en cuenta las cargas que transmiten a la edificación, ya que se trasladó las cargas actuantes de este volado a la viga del eje 1-1 (CM y CV).

Para modelar los Muros de Ductilidad Limitada se Diseñó como elementos del tipo shel-thin (Esto debido a que el programa internamente diseña mediante métodos matriciales, y dando esta condición al muro, usa más formulas matriciales para dar un mejor diseño), Las losas aligeradas como elementos tipo membrana.

Las uniones entre vigas columnas y placas se consideraron rígidas

Se dividió a los muros en partes más pequeñas para obtener mejor resultado, del análisis estructural.

Se considera a las losa de entrepisos como rígidos, al momento de modelar

Para el análisis sísmico se consideró que las masas de la edificación estén concentradas en el centro de masas de cada losa de piso. El centro de masas se considera desplazado un excentricidad de 5% de la dimensión perpendicular a las direcciones de análisis.

3.2.6 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO MATEMÁTICO

- Datos de ingreso, para ingresar material, Concreto (ton, m, c)

  Módulo de elasticidad (Ec) = 2153810.57

  Peso por unidad de Volumen = 2.4ton/m3

  Coeficiente de poisón =0.15

  Coeficiente de expansión térmica

  Resistencia a la compresión de concreto (f´c) = 2100ton/m2

  Esfuerzo de fluencia del acero (fy) =42000ton/m2

- Cargas y peso

  Peso de acabados = 0.1 ton/m2

  Sobrecarga en techos =0.2 ton/m2

- Combinaciones de carga

  Combo 1 = 1.4CM + 1.7CV

  Combo 2 = 1.25CM + 1.25CV + SISMO X

  Combo 3= .25CM + 1.25CV - SISMO X

  Combo 3 = .25CM + 1.25CV + SISMO Y

  Combo 4= .25CM + 1.25CV - SISMO Y

Combo 5= 0.9CM + SISMO X

Combo 6= 0.9CM - SISMO X

Combo 7= 0.9CM + SISMO Y

Combo 8= 0.9CM - SISMO Y

Envolvente= Combo1 + Combo2 +Combo3 + Combo4 + Combo5 + Combo6 + Combo7 + Combo8

3.2.7 ANÁLISIS SÍSMICO EN EL ETABS PARA EL MODELO MATEMÁTICO

El tipo de estructura usado en este proyecto es el de muros de ductilidad limitada en el eje "Y" y placas estructurales (muros de corte) en la dirección "X" ya que no se cuenta con buena densidad de muros en esta dirección, debido al ancho muy corto con relación al largo.

Para el diseño de la estructura no solo son necesarios las condiciones de gravedad, sino también tener en cuenta las condiciones sísmicas a las que estará sometida. Para calcular la magnitud de estas cargas y los desplazamientos que producen, se realizará un análisis sísmico siguiendo los parámetros de la norma E.030 diseño sismorresistente.

De acuerdo a la verificación que se hizo anteriormente, la edificación en estudio califico como irregular, en ambos bloques de estudio.

3.2.7.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO

En el modelo en cuestión de acuerdo a arquitectura, los muros del eje "Y" representan buena rigidez en ese sentido, pero no tiene muros transversales que servirían de arriostre transversal, necesarios debido al poco espesor de los muros, es por eso que se decidió usar muros de 13cm, lo contrario sucede en el eje "X" la densidad de muros es muy poca, lo cual hace necesario el uso de placas estructurales.

Los techos fueron considerados al momento del modelamiento como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación.

El peso utilizado según norma es de 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. La masa se considera concentrada a nivel del centro de masa del diafragma, el programa internamente realiza esto solo necesitamos ingresar las cargas.

Los desplazamientos inelásticos se calcularon del análisis dinámico, multiplicando por el factor de 0.75 de reducción de fuerza sísmica, a los resultados obtenidos del análisis estático.

3.2.7.2 PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Para cuantificar la carga sísmica, la Norma E.030 se basa en parámetros específicos de la estructura en estudio. A continuación se identifican dichos parámetros y sus valores para realizar el análisis.

Parámetro	Valor	Descripción
Z=	0.35	Zona 3
U=	1	Factor de uso
S=	1.15	Factor de suelo
Tp=	0.6	Periodo de la plataforma del suelo
Rx=muros estructurales Ry=Muros de ductilidad Limitada	Rx=6*0.9 = 5.4 Ry=4*0.9=3.6	Coeficiente de reducción sísmica, multiplicado por 0.9 por ser “Irregular”

3.2.7.3 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se desarrolla siguiendo el procedimiento de combinación modal espectral en la norma E.030.

3.2.7.3.1 Análisis por superposición espectral

Tanto para la dirección "X" como para la dirección "Y" se utiliza un espectro inelástico pseudo aceleraciones, el cual se define de la siguiente manera

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

Los valores y variables han sido definidos en el ítem anterior. Con estos valores y junto con el factor de amplificación sísmica "C" se tiene la aceleración espectral del periodo "T" en la figura N°7.

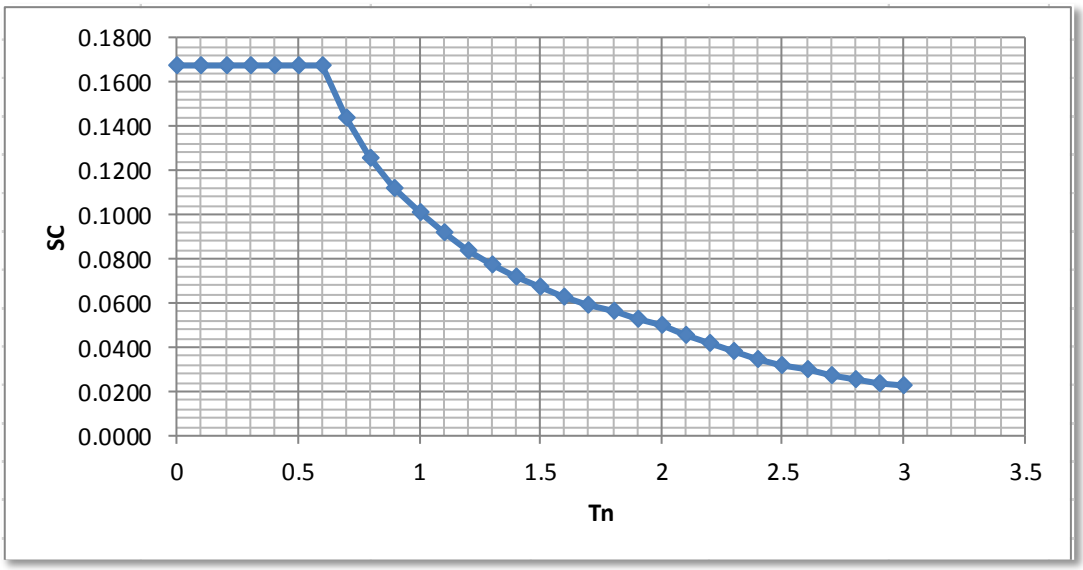


Figura 10. Espectro de Pseudo Aceleraciones

3.2.7.3.2 Desplazamiento de Respuesta

Los desplazamientos se obtienen del análisis elástico del modelo estructural en el ETABS con las solicitaciones sísmicas reducidas. Estos valores obtenidos se

multiplican por R (como indica el inciso 16.4 de la Norma E.030) para considerar las incursiones inelásticas que tendrá la estructura ante un sismo severo.

Los resultados de desplazamiento inelásticos del edificio se muestran a continuación.

Tabla 01 desplazamiento inelástico de los ejes X y Y del Bloque "I"

Sismo en la dirección X-X						
Piso	Desp X (mm)	H. Ent (mm)	Deriva X	RDer X	Permitido	
5	**7.367719**	2550	0.00071049	**0.00426292**	**0.007**	CUMPLE
4	**5.555978**	2550	0.00073717	**0.00442302**	**0.007**	CUMPLE
3	**3.676194**	2550	0.00068633	**0.00411796**	**0.007**	CUMPLE
2	**1.926061**	2550	0.00052535	**0.00315213**	**0.007**	CUMPLE
1	**0.586406**	2550	0.00022996	**0.00137978**	**0.007**	CUMPLE
Sismo en la dirección Y-Y						
Piso	Desp Y	H. Ent (mm)	Deriva Y	RDer Y	Permitido	
5	**0.393413**	2550	2.6684E-05	**0.00016011**	**0.005**	CUMPLE
4	**0.325368**	2550	3.2265E-05	**0.00019359**	**0.005**	CUMPLE
3	**0.243093**	2550	3.4775E-05	**0.00020865**	**0.005**	CUMPLE
2	**0.154416**	2550	3.3115E-05	**0.00019869**	**0.005**	CUMPLE
1	**0.069972**	2550	0.00002744	**0.00016464**	**0.005**	CUMPLE

Tabla 02. Desplazamiento inelástico de los ejes X y Y del Bloque "II"

Sismo en la dirección X-X						
Piso	Desp X (mm)	H. Ent (mm)	Deriva X	RDer X	Permitido	
5	**5.53698**	2550	0.00055909	**0.00335454**	**0.007**	CUMPLE
4	**4.1113**	2550	0.00055681	**0.00334085**	**0.007**	CUMPLE
3	**2.69144**	2550	0.00050249	**0.00301492**	**0.007**	CUMPLE
2	**1.4101**	2550	0.00038371	**0.00230228**	**0.007**	CUMPLE
1	**0.431629**	2550	0.00016927	**0.0010156**	**0.007**	CUMPLE
Sismo en la dirección Y-Y						
Piso	Desp Y	H. Ent (mm)	Deriva Y	RDer Y	Permitido	
5	**3.68461**	2550	0.00037864	**0.00227186**	**0.005**	CUMPLE
4	**2.71907**	2550	0.00037156	**0.00222939**	**0.005**	CUMPLE
3	**1.77158**	2550	0.00033156	**0.00198935**	**0.005**	CUMPLE
2	**0.926108**	2550	0.00025018	**0.00150108**	**0.005**	CUMPLE
1	**0.288147**	2550	0.000113	**0.00067799**	**0.005**	CUMPLE

3.2.7.3.3 Fuerza cortante mínima en la base

Según lo señala el Capítulo 4, inciso 4.6.4, se debe verificar que en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio sea mayor o igual al 80% del

valor del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares, que es el caso para esta edificación.

En la tabla N°14 se muestra las cortantes dinámicas y estáticas obtenidas del modelo estructural en el ETABS.

	Vestático (N)	Vdinámico (N)	90% Vestático (N)	Condición
Sismo X-X	5.97E+05	5.65E+05	95%	CUMPLE
Sismo Y-Y	5.97E+05	6.49E+05	109%	CUMPLE

Tabla 03. Fuerzas cortantes basales (BLOQUE I)

	Vestático (N)	Vdinámico (N)	90% Vestático (N)	Factor	Vestático (N) escalado	Vdinámico (N) escalado	90% Vestático (N)	Condición
Sismo X-X	253212	181346	72%	1.25667	253212	227891	90%	Cumple
Sismo Y-Y	372371	280295	75%	11956	372371	335134	90%	Cumple

Tabla 04. Fuerzas cortantes basales (BLOQUE II)

3.2.7.3.4 VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE EN MUROS ESTRUCTURALES

(VER ANEXO 05)

3.2.7.3.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La norma E.030 en el acápite 15.2 señala que se debe considerar una junta de separación sísmica(s) entre edificios colindantes para evitar cualquier contacto entre los edificios durante un sismo, los parámetros que establece para calcular dicha junta son los siguientes:

- S> 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes

- S=0.006xh≥0.03m, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.
- El edificio se retirara de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado, ni menor que s/2.

  Por lo tanto en nuestro caso la altura de la edificación es de: 12750mm, para esta altura el valor de "s" es: s=76.5mm

  El desplazamiento máximo del Bloque "I" es de 7.368mm, con lo cual obtenemos 2/3*7.368= 4.912mm

  El desplazamiento máximo del Bloque "II" es de 5.537mm, con lo cual obtenemos 2/3*5.537= 3.69mm

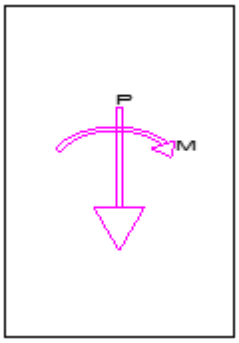
  En ambos casos no deberá de ser menor que s/2=7.5/2=38.25mm

  Finalmente se consideró que el edificio se retira 50mm de los límites de propiedad, esto solo en el eje "X" ya que en el eje "Y" no habría problema por ser la fachada de la edificación.

3.2.7.4 MOMENTO DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según lo indicado en la norma E.030 capitulo IV. Cimentaciones, cuyo factor de seguridad es de 1.2

BLOQUE “I”



El peso de la edificación de acuerdo al **ANEXO 03**, se tiene:

p=**2,4363E+0.6N**

Lx = **3940.00 mm**

Ly = **12150.00 mm**

Momento estabilizante en "X-X" = 1.4801E+10 N-mm

Momento estabilizante en "Y-Y" = 4.7995E+09 N-mm

Momento volcante en "X-X" = 7.4693E+09 N-mm

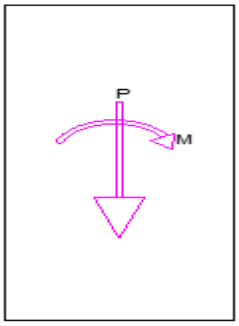
Momento volcante en "Y-Y" = 3.7347E+09 N-mm

Dirección XX – FSxx = **1.981511875**

Dirección YY – FSyy = **1.285128689**

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que en ambos casos se cumple el, que los resultados obtenidos, el factor de seguridad es mayor al especificado en la norma, con lo cual no habrá problema de volteo.

BLOQUE “II”



El peso de la edificación de acuerdo al **ANEXO 03**, se tiene:

p=**1,4900E+0.6N**

Lx = **3940.00 mm**

Ly = **6270.00 mm**

Momento estabilizante en "X-X" = 1.4801E+10 N-mm

Momento estabilizante en "Y-Y" = 4.7995E+09 N-mm

Momento volcante en "X-X" = 3.5860E+09 N-mm

Momento volcante en "Y-Y" = 2.4385E+09 N-mm

Dirección XX – FSxx = **1.302596101**

Dirección YY – FSyy = **1.203731802**

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que en ambos casos se cumple el, que los resultados obtenidos, el factor de seguridad es mayor al especificado en la norma, con lo cual no habrá problema de volteo.

3.2.8 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Todos los cálculos se hicieron cumpliendo todo lo estipulado en el Reglamento nacional de edificaciones **(VER ANEXO 06)**

3.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

3.3.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

- La Norma E.070 recomienda que las edificaciones preferentemente deban contar con diafragma rígido y continuo, es decir que las losas de piso y cimentación actúen como elementos que integren a los muros portantes, generando compatibilidad en sus desplazamientos laterales.
- Para el caso de losas convencionales (aligerados o losas macizas) de forma rectangular o similar, la relación de la longitud de los lados en planta no debe exceder de 4($L/B \leq 4$) para evitar que la losa se deforme por flexión, debido a cargas en su plano.
- La ausencia de un diafragma rígido vigas soleras, sobre todo en los niveles altos de un edificio, puede originar fallas en los muros ante cargas sísmicas perpendiculares al plano, por carecer de arriostres horizontales.
- Se debe de buscar simetría en planta, tanto de masas como de rigideces, de modo que los efectos de torsión sean reducidos.
- Debe preferirse proporciones entre altura y ancho del edificio, medido en un plano de elevación, menores que 4: ($H/B \leq 4$), para de este modo atenuar los esfuerzos de compresión por flexión en los talones de los muros. Por otro lado la norma E.070 limita la altura máxima de las edificaciones de Albañilería Confinada a 15m o 5 pisos, porque se desconoce el comportamiento sísmico.
- Es recomendable evitar las irregularidades en elevación, esto es, cambios bruscos en la distribución de masas o de rigidez, porque se amplifican sustancialmente las fuerzas sísmicas. En el caso de tanques elevados de

concreto armado, es preferible que sus muros tengan un apoyo continuo, en vez de apoyar sobre cuatro columnas.

3.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRCUTURALES

3.3.2.1 Muros de Albañilería

Para considerar esta estructura de diseño como albañilería confinada, los muros portantes deben de cumplir las siguientes condiciones:

- Quedaran enmarcados en sus cuatro lados por elementos de concreto armado, verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptando la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.
- Se asumirá inicialmente columnas de confinamiento de 130x400mm (peralte mínimo y espesor de columna mayor al espesor efectivo del muro).

  Efectuando consideraciones anteriores, se verificara:
- Espesor efectivo del muro
- Esfuerzo axial máximo en el muro más cargado
- Densidad mínima de muros reforzados en cada dirección

3.3.2.2 Espesor efectivo del muro

Para la zona sísmica 3, el espesor efectivo mínimo, descontando tarrajeos es de: t=h/20=2550/20=127.5mm. Con lo cual se usara muros en aparejo de soga con espesor efectivo de 130mm (150mm tarrajeado)

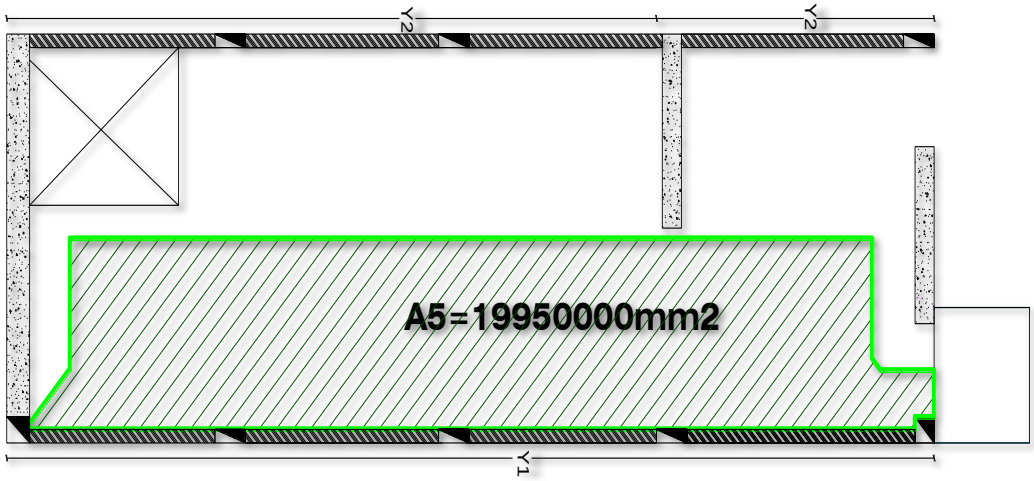
3.3.2.3 Verificación del esfuerzo axial por cargas de gravedad

Se comprobara que el Esfuerzo axial generado por la máxima carga de gravedad de servicio y el 100% de la sobrecarga, en este caso se realizara la verificación al muro más cargado que es el muro Y1, deberá de verificarse que el esfuerzo axial sean inferior a:

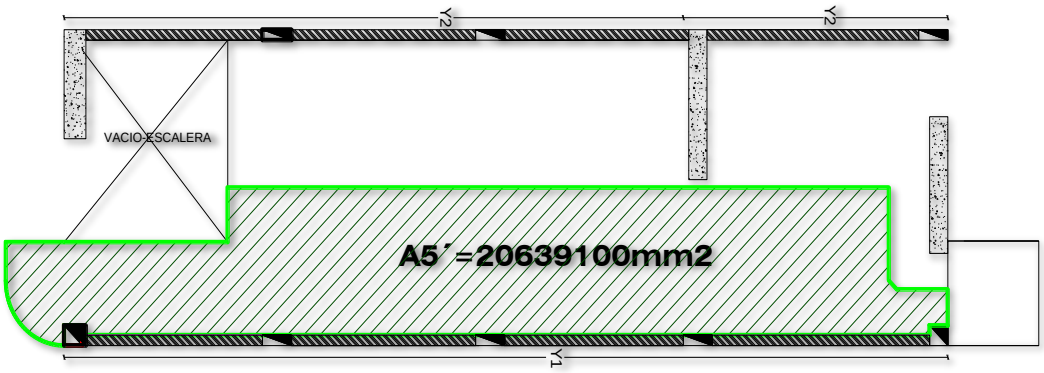
$$\sigma_m = \frac{P_m}{t \times L} \leq 0.2 \times f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times t}\right)^2\right] \leq 0.15 \times f'_m$$

BLOQUE "I"

Muro Y1



SEMISÓTANO



PRIMER NIVEL

Metrado de carga

Peso propio de losa aligerada de E=170mm = 2.80E-03 N/mm2

Peso específico del Concreto Reforzado Yc = 2.40E-05 N/mm3

Acabados= 1.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en vivienda= 2.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en Vivienda Comercio= 5.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en Azotea= 1.00E-03 N/mm2

Viga solera=130x250mm

Área Tributaria (Semisótano)= 19950000.0mm2

Área Tributaria (primero y demás niveles)

Peso propio= 4.24E+05 N

Solera= 4.74E+04 N

Aligerado= 3.90E+05 N

Sobrecarga= 2.44E+05 N

Pm = 1.11E+06 N

$$0.2 \times f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times t}\right)^2\right] = 8.8E-01\ N/mm2$$

$0.15 \times f'_m$ =9.6E-01 N/mm2

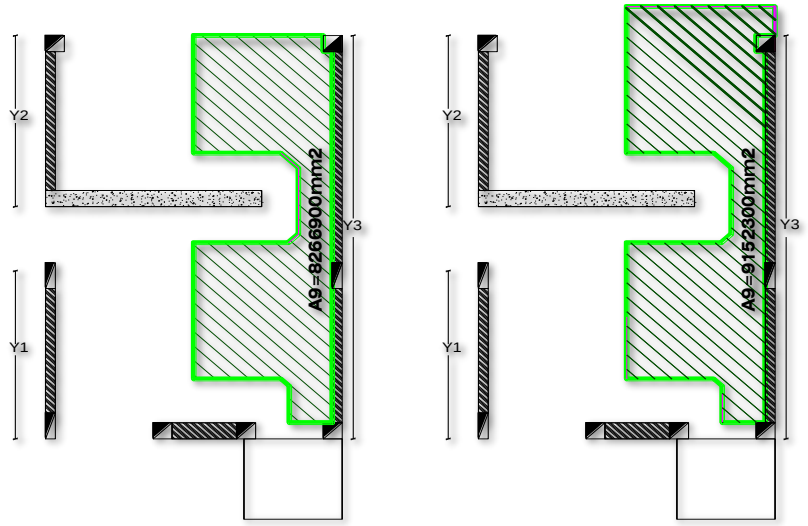
Tabla 5. Verificación de esfuerzo admisible del muro

MURO	t(m)	h(m) Primer nivel	h(m) demas pisos	Pm(total)	Esfuerzo	
BLOQUE I						
Y1	130mm	2550mm	2550mm	1.11E+06N	7.0E-01 N/mm2	OK

Se cumple la condición de diseño, tuvo que aumentarse la calidad de la albañilería, al industrial para que cumpliera.

BLOQUE "II"

Muro Y3



<u>Metrado de carga</u>

Peso propio de losa aligerada de E=170mm = 2.80E-03 N/mm2

Peso específico del Concreto Reforzado Yc = 2.40E-05 N/mm3

Acabados= 1.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en vivienda= 2.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en Vivienda = 2.00E-03 N/mm2

Sobrecarga en Azotea= 1.00E-03 N/mm2

Viga solera=130x3000mm

Área Tributaria (Semisótano)= 3484100.0mm2

Área Tributaria (primero y demás niveles)= 4370700.0mm2

Peso propio= 9.29E+04 N

Solera= 1.24E+04 N

Aligerado= 7.97E+04 N

Sobrecarga= <u>3.76E+04 N</u>

Pm = 2.23E+05 N

$$0.2 \times f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times t}\right)^2\right] = 8.8E - 01\ N/mm2$$

$0.15 \times f'_m$ =9.6E-01 N/mm2

MURO	t(m)	h(m) Primer nivel	h(m) demas pisos	Pm (total)	Esfuerzo	
BLOQUE I						
Y3	130 mm	2550 mm	2550 mm	5.00E+05 N	6.1E-01 N/mm2	OK

Cumple la condición de diseño, en este caso también tuvo que mejorarse la calidad de la albañilería, hasta que cumpla con esta condición, para continuar con el diseño. Las características de la unidad de albañilería, King Kong industrial de arcilla usado son:

f´m =6.40N/mm2

3.3.2.4Densidad mínima de muros en cada dirección

La densidad mínima de muros a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión.

$$\frac{\textit{Area de corte de los muros reforzados}}{\textit{Area de planta tipica}} = \frac{\sum Lxt}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

Donde:

L= longitud total del muro incluyendo sus columnas (solo intervienen muros con L>1200mm)

t= espesor efectivo = 130mm, excepto para muros de concreto armado

Ap= Área en planta de la edificación: Bloque “I” Ap=52340000mm2, Bloque “II” Ap= 28110000mm2

Z= 0.35, el edificio está ubicado en la zona 3(Norma E.030)

U=1, el edificio es de uso común, estimado en la (norma E.030)

S=1.15, el edificio está sobre un suelo tipo GC (Norma E.030)

N=4 número de pisos del edificio

BLOQUE "I"

En un inicio se planteó todos los muros de albañilería confinada, en la dirección "Y" muros asentados de soga de espesor efectivo 130mm, y en la dirección "X" muros asentados de cabeza con espesor efectivo de 230 mm y una placa la del semisótano hicieron que cumpla por densidad de muros en las dos direcciones, pero en la etapa de diseño, verificando lo indicado en la norma E.030 diseño sismo resistente y la Norma E.070 albañilería, se verifico que era necesario tener en la dirección "X" placas de corte, pese a que cumplían por densidad de muros, fue necesario el uso de estas en el diseño final como se explicara más adelante, entonces usaremos el diseño final de muros, placas estructurales en la dirección "x" y muros de albañilería confinada en la dirección "y". El siguiente cuadro muestra la evaluación por densidad de muros del diseño final de muros.

MURO	L_{xi} (mm)	t(mm)	Ec/Em	Ac (mm2)
BLOQUE "I" SEMISOTANO				
MURO X1 (PLACA)	1700	250	6.731	2860529.67
MURO X2 (PLACA)	3940	300	6.731	7955637.82
MURO X3 (PLACA)	1890	250	6.731	3180235.93
∑				**13996403.42**
BLOQUE "I" DEMÁS NIVELES				
MURO X1 (PLACA)	1710	250	6.731	2877356.32
MURO X2 (PLACA)	1360	300	6.731	2746108.49
MURO X3 (PLACA)	1890	250	6.731	3180235.93
∑				**8803700.73**

Proceso de verificación de pre dimensionamiento- EJE "X-X"

$$\frac{\sum L \times t}{Ap} \geq \frac{Z \times U \times S \times N}{56}$$

0.2674 >0.03594, “BLOQUE “I” CUMPLE CONDICIÓN DE DISEÑO - SEMISOTANO”

0.1682>=0.03594, “BLOQUE “II” CUMPLE CONDICIÓN DE DISEÑO – DEMAS NIVELES”

Proceso de verificación de pre dimensionamiento- EJE “Y-Y”

MURO	L_{xi} (mm)	t(mm)	Ec/Em	Ac (mm2)
BLOQUE "I" SEMISOTANO Y DEMÁS NIVELES				
Y1	12150	130	1.000	1579500.00
Y2	12150	130	1.000	1579500.00
∑				**3159000.00**

0.0604> =0.03594 “BLOQUE “I” CUMPLE CONDICIÓN DE DISEÑO EN EL SEMISOTANO Y DEMAS NIVELES”

BLOQUE “II”

Igual paso en el Bloque “II” en el eje Y había buena densidad de muros solo cumplía con muros asentados de soga con espesor efectivo de 130mm, pero en el eje X era necesario el uso de placas estructurales, pese a que por densidad de muros cumplía solo con albañilería asentada de cabeza en la dirección X con espesor efectivo de 230mm, a continuación se presenta la verificación por densidad de muros, con el diseño final en donde era necesario el uso de placas estructurales.

MURO	L_{xi} (mm)	t(mm)	Ec/Em	Ac (mm2)
BLOQUE "II" SEMISOTANO				
X_1	1360	250	1.000	340000.00
$X_{2\ (PLACA)}$	2890	250	6.731	4862900.44
∑				**5202900.44**

Proceso de verificación de pre dimensionamiento- EJE “X-X”

0.1851> =0.03594, “BLOQUE II CUMPLE LA CONDICION DE DISEÑO EJE X-X”

Proceso de verificación de pre dimensionamiento- EJE “Y-Y”

MURO	L_{xi} (mm)	t(mm)	Ec/Em	Ac (mm2)
BLOQUE "II" SEMISOTANO Y DEMÁS NIVELES				
Y1	2710	130	1.000	352300.00
Y2	2660	130	1.000	345800.00
Y3	6270	130	1.000	815100.00
∑				**1513200.00**

0.0538> =0.03594, “BLOQUE II CUMPLE LA CONDICIÓN DE DISEÑO EN EL EJE Y-Y”

3.3.2.5 Pre dimensionamiento de Losa aligerada

En forma similar al ítem 3.2.2.2

3.3.2.6 Pre dimensionamiento de vigas peraltadas

En forma similar al ítem 3.2.2.4

3.3.2.7 Pre dimensionamiento de Cisterna y Tanque Elevado

En forma similar al ítem 3.2.2.5

3.3.2.8 Pre dimensionamiento de escalera

En forma similar al 3.2.2.6

3.3.4 CALCULO DE MASAS Y PESO DE LA EDIFICACIÓN

El peso “P” se calculó adicionado a la carga permanente y total de la edificación el 25% de la carga viva, considerando una edificación de categoría “C” **(VER ANEXO 07)**

3.3.5 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL (REGULARIDAD) DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo al análisis efectuado de acuerdo al artículo 11 de la norma E.030, los dos bloques de diseño catalogan como irregular **(VER ANEXO 08)**

3.3.6 CRITERIOS PARA EL MODELO MATEMÁTICO

Se empleó para el modelamiento el software ETABS

Al momento de realizar el diseño en el ETABS de este proyecto de tesis, no se tomó en cuenta o no se modelo el volado de losa de la parte frontal, pero si se tomó en cuenta las cargas que transmiten a la edificación, ya que se trasladó las cargas actuantes de este volado a la viga del eje 1-1 (CM y CV).

Para modelar los Muros de Albañilería Confinada se Diseñó como elementos del tipo shel-thin (Esto debido a que el programa internamente diseña mediante métodos matriciales, y dando esta condición al muro, usa más formulas matriciales para dar un mejor diseño), Las losas aligeradas como elementos tipo membrana.

Las uniones entre vigas columnas y placas se consideraron rígidas

Se dividió a los muros en partes más pequeñas para obtener mejor resultado, del análisis estructural.

Se considera a las losa de entrepisos como rígidos, al momento de modelar

Para el análisis sísmico se consideró que las masas de la edificación estén concentradas en el centro de masas de cada losa de piso. El centro de masas se considera desplazado un excentricidad de 5% de la dimensión perpendicular a las direcciones de análisis.

3.3.7 CARACTERISTICAS DEL MODELO MATEMÁTICO

- Datos de ingreso, para ingresar material,

Concreto (ton, m, c)

Módulo de elasticidad (Ec) = 2153810.57

Peso por unidad de Volumen = 2.4ton/m3

Coeficiente de poisón =0.15

Coeficiente de expansión térmica

Resistencia a la compresión de concreto (f´c) = 2100ton/m2

Esfuerzo de fluencia del acero (fy) =42000ton/m2

Albañilería (ton, m, c)

Módulo de elasticidad (Ec) = 320000 ton/m2

Peso por unidad de Volumen = 1.8/ton/m3

Coeficiente de poisón =0.25

Coeficiente de expansión térmica

Resistencia a la compresión de albañilería (f´m) = 640ton/m2

- Cargas y peso

Peso de acabados = 0.1 ton/m2

Sobrecarga en techos =0.2 ton/m2

Sobrecarga en vivienda comercio =0.5 ton/m2

- Combinaciones de carga

Combo 1 = 1.4CM + 1.7CV

Combo 2 = 1.25CM + 1.25CV + SISMO X

Combo 3= .25CM + 1.25CV - SISMO X

Combo 3 = .25CM + 1.25CV + SISMO Y

Combo 4= .25CM + 1.25CV - SISMO Y

Combo 5= 0.9CM + SISMO X

Combo 6= 0.9CM - SISMO X

Combo 7= 0.9CM + SISMO Y

Combo 8= 0.9CM - SISMO Y

Envolvente= Combo1 + Combo2 +Combo3 + Combo4 + Combo5 + Combo6 + Combo7 + Combo8

3.3.8 ANALISIS SÍSMICO EN EL ETABS PARA EL MODELO MATEMÁTICO

El tipo de estructura usado en este proyecto es el de muros de albañilería confinada en el eje “Y” y placas estructurales (muros de corte) en la dirección “X” ya que no se cuenta con buena densidad de muros en esta dirección, debido al ancho muy corto con relación al largo.

Para el diseño de la estructura no solo son necesarios las condiciones de gravedad, sino también tener en cuenta las condiciones sísmicas a las que estará sometida. Para calcular la magnitud de estas cargas y los desplazamientos que producen, se realizará un análisis sísmico siguiendo los pará

De acuerdo a la verificación que se hizo anteriormente, la edificación en estudio califico como irregular, en ambos bloques de estudio.

3.3.9 CARACTERISTICAS DINÁMICAS DEL MODELO

En el modelo en cuestión de acuerdo a arquitectura, los muros del eje “Y” representan buena rigidez en ese sentido, es por eso que se decidió usar muros de

13cm, lo contrario sucede en el eje “X” la densidad de muros es muy poca, lo cual hace necesario el uso de placas estructurales.

Los techos fueron considerados al momento del modelamiento como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación.

El peso utilizado según norma es de 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. La masa se considera concentrada a nivel del centro de masa del diafragma, el programa internamente realiza esto solo necesitamos ingresar las cargas.

Los desplazamientos inelásticos se calcularon del análisis dinámico, multiplicando por el factor de 0.75 de reducción de fuerza sísmica, a los resultados obtenidos del análisis estático.

3.3.9.1 PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Para cuantificar la carga sísmica, la norma E.030 se basa en parámetros específicos de la estructura en estudio. A continuación se identifica dichos parámetros y sus valores para realizar el análisis.

Parámetro	Valor	Descripción
Z=	0.35	Zona 3
U=	1	Factor de uso
S=	1.15	Factor de suelo
Tp=	0.6	Periodo de la plataforma del suelo
Rx=muros estructurales Ry=Muros de albañilería confinada	Rx=6 =0.9*6= 5.4 Ry=6=0.9*6=5.4	Coeficiente de reducción sísmica, multiplicado por 0.9 por ser “Irregular”

Con estos valores y junto con el factor de amplificación sísmica “C” se tiene la aceleración espectral del periodo “T”

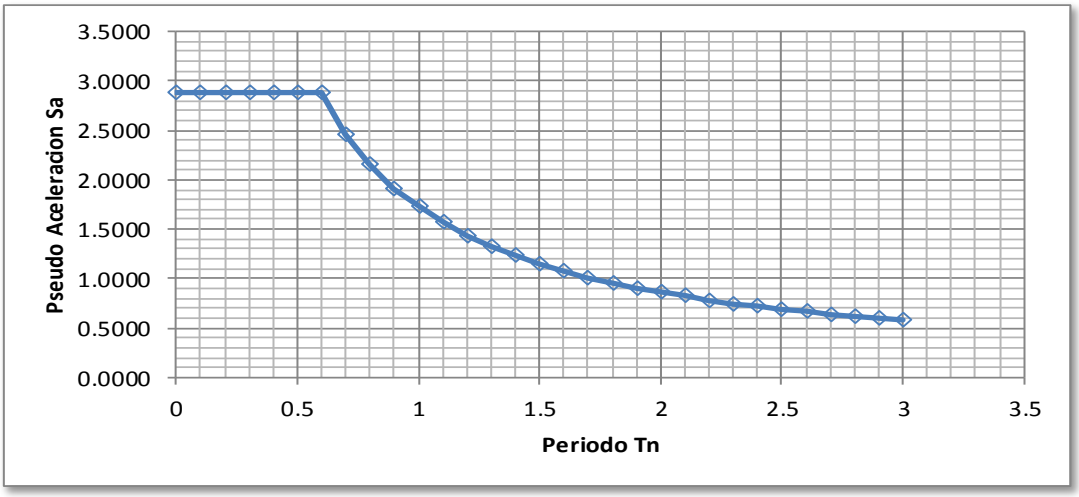


Figura 11. Espectro de Pseudo Aceleraciones

3.3.9.2 Desplazamiento de Respuesta

Los desplazamientos se obtienen del análisis elástico del modelo estructural en el ETABS con las solicitaciones sísmicas reducidas. Estos valores obtenidos se multiplican por 0.75R (como indica el inciso 16.4 de la Norma E.030) para considerar las incursiones inelásticas que tendrá la estructura ante un sismo severo. Los resultados de desplazamiento inelásticos del edificio se muestran a continuación.

Tabla 06 desplazamiento inelástico de los ejes X y Y del Bloque "I"

Sismo en la dirección X-X						
Piso	**Desp X (mm)**	**H. Ent (mm)**	**Deriva X**	**RDer X**	**Permitido**	
5	**8.11226**	2550	0.000799647	**0.004797882**	**0.007**	**CUMPLE**
4	**6.07316**	2550	0.000798643	**0.004791859**	**0.007**	**CUMPLE**
3	**4.03662**	2550	0.000737106	**0.004422635**	**0.007**	**CUMPLE**
2	**2.157**	2550	0.000579675	**0.003478049**	**0.007**	**CUMPLE**
1	**0.678829**	2550	0.000266207	**0.001597245**	**0.007**	**CUMPLE**
Sismo en la dirección Y-Y						
Piso	**Desp Y**	**H. Ent (mm)**	**Deriva Y**	**RDer Y**	**Permitido**	
5	**1.09199**	2550	5.35184E-05	**0.000321111**	**0.005**	**CUMPLE**
4	**0.955518**	2550	7.88561E-05	**0.000473136**	**0.005**	**CUMPLE**
3	**0.754435**	2550	9.59235E-05	**0.000575541**	**0.005**	**CUMPLE**
2	**0.50983**	2550	0.000101881	**0.000611287**	**0.005**	**CUMPLE**
1	**0.250033**	2550	9.80522E-05	**0.000588313**	**0.005**	**CUMPLE**

Tabla 07. Desplazamiento inelástico de los ejes X y Y del Bloque "II"

Sismo en la dirección X-X						
Piso	**Desp X (mm)**	**H. Ent (mm)**	**Deriva X**	**RDer X**	**Permitido**	
5	**5.94497**	2550	0.000596683	**0.00358**	**0.007**	**CUMPLE**
4	**4.423428**	2550	0.000593508	**0.003561**	**0.007**	**CUMPLE**
3	**2.909983**	2550	0.000540857	**0.003245**	**0.007**	**CUMPLE**
2	**1.530797**	2550	0.000414908	**0.002489**	**0.007**	**CUMPLE**
1	**0.472782**	2550	0.000185405	**0.001112**	**0.007**	**CUMPLE**
Sismo en la dirección Y-Y						
Piso	**Desp Y**	**H. Ent (mm)**	**Deriva Y**	**RDer Y**	**Permitido**	
5	**2.979556**	2550	0.000229528	**0.001377**	**0.005**	**CUMPLE**
4	**2.394259**	2550	0.00025774	**0.001546**	**0.005**	**CUMPLE**
3	**1.737021**	2550	0.000264982	**0.00159**	**0.005**	**CUMPLE**
2	**1.061316**	2550	0.000239911	**0.001439**	**0.005**	**CUMPLE**
1	**0.449544**	2550	0.000176292	**0.001058**	**0.005**	**CUMPLE**

3.3.9.3 Fuerza cortante mínima en la base

Según lo señala el Capítulo 4, inciso 4.6.4, se debe verificar que en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio sea mayor o igual al 80% del valor del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares, que es el caso para esta edificación.

En la tabla 45 se muestra las cortantes dinámicas y estáticas obtenidas del modelo estructural en el ETABS.

Tabla 08 Fuerzas cortantes basales (BLOQUE I)

	Vestático (N)	Vdinámico (N)	90% Vestático (N)	Condición
Sismo X-X	407119	365408	95%	CUMPLE
Sismo Y-Y	407119	457321	112%	CUMPLE

Tabla 09 Fuerzas cortantes basales (BLOQUE II)

	Vestático (N)	Vdinámico (N)	90% Vestático (N)	Factor	Vestático (N) escalado	Vdinámico (N) escalado	90% Vestático (N)	Condición
Sismo X-X	217490	218880	85%	1.0587582	257490	231741	90%	Cumple
Sismo Y-Y	247490	220997	89%	1.0078915	257490	231741	90%	Cumple

3.3.9.4 VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE EN MUROS ESTRUCTURALES

Dicha verificación se hiso al muro más solicitado **(VER ANEXO 09)**

3.3.10 JUNTA DE SEPARACION SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La norma E.030 en el acápite 15.2 señala que se debe considerar una junta de separación sísmica(s) entre edificios colindantes para evitar cualquier contacto entre los edificios durante un sismo, los parámetros que establece para calcular dicha junta son los siguientes:

- S> 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- S=0.006xh≥0.03m, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.
- El edificio se retirara de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado, ni menor que s/2.

Por lo tanto en nuestro caso la altura de la edificación es de: 12750mm, para esta altura el valor de “s” es: s=76.5mm

El desplazamiento máximo del Bloque “I” es de 8.112mm, con lo cual obtenemos 2/3*8.112= 5.408mm

El desplazamiento máximo del Bloque “II” es de 27.558mm, con lo cual obtenemos 2/3*27.558= 18.37mm

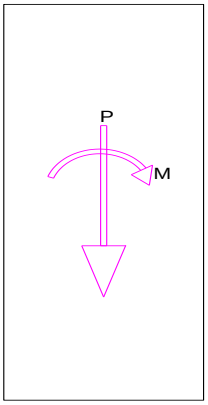
En ambos casos no deberá de ser menor que s/2=76.5/2=38.25mm

Finalmente se consideró que el edificio se retira 50mm de los límites de propiedad, esto solo en el eje “X” ya que en el eje “Y” no habría problema por ser la fachada de la edificación.

3.3.11 MOMENTO DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según lo indicado en la norma E.030 capitulo IV. Cimentaciones, cuyo factor de seguridad es de 1.2

BLOQIE “I”



El peso de la edificación de acuerdo al **ANEXO 07**, se tiene:

p=**2,409E+0.6N**

Lx = **3940.00 mm**

Ly = 12150.00 mm

Momento estabilizante en "X-X" = 1.463E+10 N-mm

Momento estabilizante en "Y-Y" = 4.7461E+09 N-mm

Momento volcante en "X-X" = 7.4693E+09 N-mm

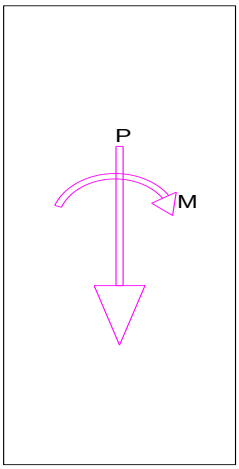
Momento volcante en "Y-Y" = 3.7347E+09 N-mm

Dirección XX – FSxx = **1.959469429**

Dirección YY – FSyy = **1.270832848**

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que en ambos casos se cumple el, que los resultados obtenidos, el factor de seguridad es mayor al especificado en la norma, con lo cual no habrá problema de volteo.

BLOQUE "II"



El peso de la edificación de acuerdo al **ANEXO 07**, se tiene:

p=**1,9160E+0.6N**

Lx = **3940.00 mm**

Ly = **6270.00 mm**

Momento estabilizante en "X-X" = 4.846E+09 N-mm

Momento estabilizante en "Y-Y" = 3.0456E+09 N-mm

Momento volcante en "X-X" = 2.4755E+09 N-mm

Momento volcante en "Y-Y" = 2.4755E+09 N-mm

Dirección XX – FSxx = **1.9579**

Dirección YY – FSyy = **1.2303**

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que en ambos casos se cumple el, que los resultados obtenidos, el factor de seguridad es mayor al especificado en la norma, con lo cual no habrá problema de volteo.

3.3.12 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El diseño de todo los elementos estructurales si hicieron cumpliendo todo lo estipulado en el reglamento nacional de edificaciones **(VER ANEXO 10)**

CAPÍTULO IV
DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

Tanto el sistema de Muros de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) y de Albañilería Confinada (AC), presentan un adecuado comportamiento sismorresistente ante un eventual evento sísmico, ya que cumplen con todo los parámetros que exige el RNE, a nivel de costo y tiempo de ejecución el sistema de Muros de Ductilidad Limitada presenta mayor ventaja frente al sistema de Albañilería Confinada (AC), ya que con el sistema de (MDL) se puede hacer dos viviendas del mismo tipo; mientras que con el sistema de (AC) se haría una sola vivienda del mismo tipo; pese a ello para este diseño se optó por el Sistema de Albañilería Confinada, ya que a lo largo de los años este sistema es el que más se ha estudiado realizando distintos ensayos en pro de su mejora, y lo más importante a soportado eventos sísmicos severos con buena respuesta estructural, mas todo lo contrario con el sistema (MDL) que no ha sido ensayado lo suficientemente como para garantizar un comportamiento adecuado y lo más importante aún no ha pasado por un sismo severo, desconociéndose cual sea su comportamiento estructural.

4.2. ANÁLISIS COMPARATIVO

4.2.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.2.1.1 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

De análisis estructural realizado se describen algunas observaciones, que se muestran a continuación.

- En ambas direcciones de diseño debe de existir una cantidad mínima de muros en ambas direcciones, con la finalidad de garantizar que estos resistan cortantes en

la base de la estructura, en todo los casos tanto en el BLOQUE “I” como en el BLOQUE “II” existía buena cantidad de muros, los cuales eran lo suficiente y con valores mayores a los valores requeridos.

BLOQUE “I”

Vxx = 6.554E+05 > Vest. = 5.967E+05N

Vyy = 9.4934E+05 > Vest. = 5.967E+05N

BLOQUE “II”

Vxx = 3.7639E+05 > Vest. = 2.532E+05N

Vyy = 8.9466E+05 > Vest. = 3.724E+05N

- En la tabla (55,56) se muestran los desplazamientos de los bloque “I” y “II”, donde se puede observar en la dirección XX (la más corta) es más flexible que la dirección YY, esto debido a que en esta dirección existe mayor cantidad de muros.

Tabla 10 Valores de desplazamientos de entrepiso del BLOQUE I

Desplazaminetos Laterales	Valores Obtenidos		Valores Permisibles		Norma
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Maximo desplazamiento del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	7.367719	0.393413	----------	----------	NTE. E030 Cap. 5, tabla 11
Maximo distorsión angular del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	0.00426292	0.00016	0.007	0.005	

Tabla 11 Valores de desplazamientos de entrepiso del BLOQUE II

Desplazaminetos Laterales	Valores Obtenidos		Valores Permisibles		Norma
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Maximo desplazamiento del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	5.53698	3.68461	----------	----------	NTE. E030 Cap. 5, tabla 11
Maximo distorsión angular del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	0.00335	0.00227	0.007	0.005	

- En la tabla (57) aparecen los periodos de vibración del (BLOQUE I), obtenidos del análisis dinámico Txx=0.251seg. y Tyy=0.059seg, valores superiores hasta en

un 18.118% en el eje XX; y en el eje YY, está por debajo a los obtenidos aplicando la formula T=hn/Ct, (Txx=0.2125, Tyy=0.2125), pero en ninguno de los casos "T" es mayor que Ts (Ts=0.60, periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2). En la tabla (58) aparecen los periodos de vibración del (BLOQUE II), obtenidos del análisis dinámico Txx=0.267seg. y Tyy=0.117seg, valores superiores hasta en un 25.647% en el eje XX; y en el eje YY, está por debajo a los obtenidos aplicando la formula T=hn/Ct, (Txx=0.2125, Tyy=0.2125), pero en ninguno de los casos "T" es mayor que Ts (Ts=0.60, periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2).

DUCTILIDAD LIMITADA			
BLOQUE I		BLOQUE II	
Mode	Periodo	Mode	Periodo
1	0.251	1	0.267
2	0.095	2	0.189
3	0.059	3	0.117
4	0.058	4	0.053
5	0.034	5	0.043
6	0.034	6	0.031
7	0.033	7	0.029
8	0.03	8	0.028
9	0.028	9	0.025
10	0.027	10	0.022
11	0.025	11	0.021
12	0.024	12	0.021
13	0.023	13	0.02
14	0.022	14	0.02
15	0.022	15	0.019

Tabla 12 Periodo de los modos de vibración-BLOQUE "I" BLOQUE "II"

4.2.1.2 SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

De análisis estructural realizado se describen algunas observaciones, que se muestran a continuación.

- En ambas direcciones de diseño debe de existir la cantidad de muros suficientes para garantizar la resistencia a corte en la base de la estructura. En el Bloque "I" en la dirección xx el valor obtenido por densidad de muros resulto ser 0.2764>0.0359 (mucho mayor al requerido), en la dirección yy el valor obtenido resulto ser de 0.1682>0.03594 (mucho mayor al requerido). En el Bloque "II" el valor obtenido en la dirección xx es de 0.1851>0.03594 (mucho mayor al requerido), en la dirección yy el valor obtenido es de 0.0538>0.03594 (mucho mayor al requerido), en ambos bloques de diseño el valor obtenido resulta ser mucho mayor al requerido.
- En la tabla (59,60) se muestran los desplazamientos de los bloques "I" y "II", donde se puede observar en la dirección XX (la más corta) es más flexible que la dirección YY, esto debido a que en esta dirección existe mayor cantidad de muros.

BLOQUE "I"

Desplazaminetos Laterales	Valores Obtenidos		Valores Permisibles		Norma
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Maximo desplazamiento del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	8.11226	1.09199	----------	----------	NTE. E030 Cap. 5, tabla 11
Maximo distorsión angular del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	0.0047978	0.00321	0.007	0.005	

Tabla 13 Valores de desplazamientos de entrepiso

BLOQUE "II"

Desplazaminetos Laterales	Valores Obtenidos		Valores Permisibles		Norma
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	
Maximo desplazamiento del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	5.94497	2.979556	----------	----------	NTE. E030 Cap. 5, tabla 11
Maximo distorsión angular del entrepiso, medido en los C.G. Δ(mm)	0.00358	0.0013772	0.007	0.005	

Tabla 14 Valores de desplazamientos de entrepiso

- En la tabla (61) aparecen los periodos de vibración del (BLOQUE I), obtenidos del análisis dinámico Txx=0.31seg. y Tyy=0.124seg, valores superiores hasta en un 45.88% en el eje XX; y en el eje YY, está por debajo a los obtenidos aplicando la formula T=hn/Ct, (Txx=0.2125, Tyy=0.2125), pero en ninguno de los casos "T" es mayor que Ts (Ts=0.60, periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2). En la tabla (62) aparecen los periodos de vibración del (BLOQUE II), obtenidos del análisis dinámico Txx=0.265seg. y Tyy=0.179seg, valores superiores hasta en un 25.647% en el eje XX; y en el eje YY, está por debajo a los obtenidos aplicando la formula T=hn/Ct, (Txx=0.2125, Tyy=0.2125), pero en ninguno de los casos "T" es mayor que Ts (Ts=0.60, periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2).

ALBAÑILERÍA CONFINADA			
BLOQUE I		BLOQUE II	
Mode	Periodo	Mode	Periodo
1	0.31	1	0.265
2	0.157	2	0.232
3	0.124	3	0.179
4	0.066	4	0.071
5	0.046	5	0.057
6	0.043	6	0.055
7	0.029	7	0.044
8	0.026	8	0.04
9	0.024	9	0.037
10	0.024	10	0.035
11	0.023	11	0.03
12	0.022	12	0.027
13	0.021	13	0.027
14	0.021	14	0.027
15	0.02	15	0.024

Tabla 15 Periodo de los modos de vibración-BLOQUE "II"

4.2.2 ANÁLISIS ECONÓMICO

4.2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANILLA DE METRADOS PARA EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	TOTAL
01	ESTRUCTURAS		
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	Movilizacion y Desmovilizacion de Equipos	GLB	1.00
01.01.02	Trazo, nivelación y replanteo c/equipo	M2	72.58
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	Excavación Manual de material suelto H=0.7m	M3	69.06
01.02.02	Relleno masivo de afirmado y compactado manual	M2	72.58
01.02.03	Excavación manual de zanja, H=1.5m	M3	37.58
01.02.04	Eliminación de material exedente con equipo	M3	138.63
01.03	CONCRETO ARMADO		
01.03.01	Platea de Cimentación		
01.03.01.01	Concreto premezclado f´c=210 kg/cm2	M3	14.52
01.03.01.02	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,022.08
01.03.02	Viga de Cimentación		
01.03.02.01	Concreto premezclado f´c=210 kg/cm2	M3	15.06
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado	M2	113.59
01.03.02.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,690.01
01.03.03	Muros de Ductilidad Limitada		
01.03.03.01	Concreto f´c=210kg/cm2 en muros	M3	84.02
01.03.03.02	Encofrado y desencofrado caravista en muros	M2	813.28
01.03.03.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	4,506.48
01.03.04	Losas Aligeradas		
01.03.04.01	Concreto f´c=210kg/cm2 en losa aligerada	M3	18.38
01.03.04.02	Encofrado y desencofrado normal en losa aligerada	M2	229.79
01.03.04.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,555.62
01.03.05	Vigas		
01.03.05.01	Concreto f´c=210kg/cm2 en vigas	M3	7.12
01.03.05.02	Encofrado y desencofrado normal en viga	M2	11.21
01.03.05.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	689.09
1.04	EQUIPO DE ENCOFRADO METALICO		
01.04.01	Alquiler de encofrado metalico inc. Transporte	GLB	1.00

ANÁLISIS DE GASTOS GENERALES

COSTO DIRECTO: S/. 154891.47

GASTOS GENERALES VARIABLES - TIEMPO DE EJECUCIÓN DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	**MESES**	**UNIT.**	**PARCIAL**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL**
SUELDOS					
Ing. Residente	1.5	2500	3750	3750	
Maestro de obra	1.5	1500	2250	2250	
Almacenero	1.5	850	1275	1275	
Guardian	1.5	850	1275	1275	
Gastos de ensayo tecnico	Estimado	500	500	500	
Seguros por accidentes	1.5	1100	1650	1650	
Otros					
Costos de agua y luz	1.5	750	1125	1125	
	Monto total de gastos generales variables				S/. 11825.00

GASTOS GENERALES FIJOS - NO RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCIÓN DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	**MESES**	**UNIT.**	**PARCIAL**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL**
Papeleria y utiles de oficina	Etimado	450	450	450	
	Monto total de gastos generales fijos				S/. 450.00

MONTO TOTAL DE GASTOS GENERALES

I.- Gastos generales variables, relacionados con el tiempo de ejecución: 7.63%

II.- Gastos generales fijos, no relacionados con el tiempo de ejecución: 0.29%

7.92%

PORCENTAJE TOTAL DE UTILIDAD **5%**

PORCENTAJE DE GASTOS GENERALES Y UTILIDAD: **12.92%**

GASTOS GENERALES Y UTILIDAD: **S/. 20,019.57**

Presupuesto

"ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE LO SISTEMAS DE MUROS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE UN EDIFICIO DE EMNRO ENBERGADURA CON RELACION LARGO ANCHO MAYOR A 5, EN LA URBANIZACIÓN LOS OLIVOS - HUARAZ- 2015"

Lugar **ANCASH - HUARAZ - HUARAZ**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**ESTRUCTURAS**				**154,891.47**
01.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**1,323.39**
01.01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE	GLB	1.00	1,200.00	1,200.00
01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	72.58	1.70	123.39
01.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**7,420.70**
01.02.01	EXCAVACION MANUAL DE MATERIAL	m3	69.06	26.74	1,846.66
01.02.02	RELLENO MASIVO DE AFRIMADO Y	m2	72.58	11.40	827.41
01.02.03	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS H=1.5M	m3	37.58	42.79	1,608.05
01.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	138.63	22.64	3,138.58
01.03	**CONCRETO ARMADO**				**121,247.38**
01.03.01	**PLATEA DE CIMENTACIÓN**				**9,913.59**
01.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	14.52	394.15	5,723.06
01.03.01.02	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,022.08	4.10	4,190.53
01.03.02	**VIGAS DE CIMENTACIÓN**				**17,778.84**
01.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	15.06	394.15	5,935.90
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	113.59	43.26	4,913.90
01.03.02.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,690.01	4.10	6,929.04
01.03.03	**MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**				**65,397.56**
01.03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	84.02	391.09	32,859.38
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	813.28	17.29	14,061.61
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	4,506.48	4.10	18,476.57
01.03.04	**LOSAS ALIGERADAS**				**22,160.66**
01.03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	18.38	375.10	6,894.34
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN	m2	229.79	38.68	8,888.28
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,555.62	4.10	6,378.04
01.03.05	**VIGAS**				**5,996.73**
01.03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	7.12	375.10	2,670.71
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	11.21	44.67	500.75
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	689.09	4.10	2,825.27
01.04	**EQUIPO DE ENCOFRADO METALICO**				**24,900.00**
01.04.01	ALQUILER DE ENCOFRADO METALICO INC.	GLB	1.00	24,900.00	24,900.00
	COSTO DIRECTO				**154,891.47**
	GASTOS GENERALES (7.92%)				**12,267.40**
	UTILIDAD (5%)				**7,744.57**
					==========
	SUB TOTAL				**174,903.44**
	IGV (18%)				**31,482.62**
					==========
	PRESUPUESTO TOTAL DE OBRAS CIVILES				**206,386.06**

SON : CIENTO CINCUENTICUATRO MIL OCHOCIENTOS NOVENTIUNO Y 47/100

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERIA CONFINADA

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DUCTILIDAD LIMITADA

Partida **01.01.01** **MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

Rendimiento **GLB/DIA 1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : GLB **1,200.00**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
TRASLADO DE MAQUINARIA, EQ	GLB		1.0000	1,200.00	1,200.00
					1,200.00

Partida **01.01.02** **TRAZO Y REPLANTEO**

Rendimiento **m2/DIA 250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : m2 **1.70**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	17.00	0.54
PEON	hh	2.0000	0.0640	12.98	0.83
					1.37
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.0050	3.52	0.02
YESO DE 20 Kg	BOL		0.0250	5.30	0.13
MADERA TORNILLO	p2		0.0264	3.50	0.09
					0.24
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.37	0.07
WINCHA DE 50m	HE	0.0156	0.0005	30.00	0.02
					0.09

Partida **01.02.01** **EXCAVACION MANUAL DE MATERIAL SUELTO H=0.7M**

Rendimiento **m3/DIA 4.0000** EQ. **4.0000** Costo unitario directo por : m3 **26.74**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	1.0000	2.0000	12.98	25.96
					25.96
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.96	0.78
					0.78

Partida **01.02.02** **RELLENO MASIVO DE AFRIMADO Y COMPACTADO MANUAL**

Rendimiento **m2/DIA 7.0000** EQ. **7.0000** Costo unitario directo por : m2 **11.40**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	0.0963	0.1100	12.98	1.43
					1.43
Materiales					
AFIRMADO	m3		1.1000	9.00	9.90
					9.90
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.43	0.07
					0.07

Partida **01.02.03** **EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS H=1.5M**

Rendimiento **m3/DIA 2.5000** EQ. **2.5000** Costo unitario directo por : m3 **42.79**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	1.0000	3.2000	12.98	41.54
					41.54
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	41.54	1.25
					1.25

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DUCTILIDAD LIMITADA

Partida **01.02.04** **ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO**

Rendimiento **m3/DIA** **200.0000** EQ. **200.0000** Costo unitario directo por : m3 **22.64**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	3.0000	0.1200	12.98	1.56
					1.56
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.56	0.08
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 1	hm	3.0000	0.1200	120.00	14.40
CARGADOR S/LLANTAS 100-115	hm	1.0000	0.0400	165.00	6.60
					21.08

Partida **01.03.01.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **394.15**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	3.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	14.41	7.68
PEON	hh	6.0000	1.6000	12.98	20.77
					42.05
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.05	2.10
					2.10

Partida **01.03.01.02** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.02.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **394.15**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	3.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	14.41	7.68
PEON	hh	6.0000	1.6000	12.98	20.77
					42.05
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.05	2.10
					2.10

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DUCTILIDAD LIMITADA

Partida **01.03.02.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION**

Rendimiento **m2/DIA** **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **43.26**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	14.41	11.53
PEON	hh	0.5000	0.4000	12.98	5.19
					30.32
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	3.60	0.18
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.52	0.60
MADERA TORNILLO	p2		3.0400	3.50	10.64
					11.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	30.32	1.52
					1.52

Partida **01.03.02.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.03.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2 - MUROS**

Rendimiento **m3/DIA** **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **391.09**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	17.00	5.44
OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	14.41	4.61
PEON	hh	7.0000	2.2400	12.98	29.08
					39.13
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	39.13	1.96
					1.96

Partida **01.03.03.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA PARA MUROS**

Rendimiento **m2/DIA** **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m2 **17.29**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	17.00	6.80
OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	14.41	5.76
					12.56
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.52	0.60
ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.0500	3.38	0.17
DESMOLDADOR PARA ENCOFRA	gln		0.0125	14.00	0.18
SEPARADORES R10 PARA MURO	und		6.0000	0.48	2.88
TUBO PVC SAL 3/4" X 3M	pza		0.1667	1.64	0.27
					4.10
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	12.56	0.63
					0.63

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DUCTILIDAD LIMITADA

Partida **01.03.03.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.04.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2 - LOSAS ALIGERADAS**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **375.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OPERARIO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OFICIAL	hh	0.6400	0.1707	14.41	2.46
PEON	hh	3.6800	0.9813	12.98	12.74
					23.90
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	23.90	1.20
					1.20

Partida **01.03.04.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA ALIGERADA**

Rendimiento **m2/DIA** **13.5000** EQ. **13.5000** Costo unitario directo por : m2 **38.68**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5926	17.00	10.07
OFICIAL	hh	1.0000	0.5926	14.41	8.54
					18.61
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2200	3.52	0.77
ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.1000	3.38	0.34
MADERA TORNILLO	p2		5.1500	3.50	18.03
					19.14
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.61	0.93
					0.93

Partida **01.03.04.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO DUCTILIDAD LIMITADA

Partida **01.03.05.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2 - VIGAS**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **375.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OPERARIO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OFICIAL	hh	0.6400	0.1707	14.41	2.46
PEON	hh	3.6800	0.9813	12.98	12.74
					23.90
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	23.90	1.20
					1.20

Partida **01.03.05.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA** **8.0000** EQ. **8.0000** Costo unitario directo por : m2 **44.67**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	17.00	17.00
OFICIAL	hh	1.0000	1.0000	14.41	14.41
					31.41
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2600	3.60	0.94
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2000	3.52	0.70
CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.0500	3.60	0.18
MADERA TORNILLO	p2		3.0000	3.50	10.50
					12.32
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.41	0.94
					0.94

Partida **01.03.05.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.04.01** **ALQUILER DE ENCOFRADO METALICO INC. TRANSPORTE**

Rendimiento **GLB/DIA** **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : GLB **24,900.00**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales					
UNIDAD	und		1.0000	24,900.00	24,900.00
					24,900.00

4.2.2.2. MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

PLANILLA DE METRADOS PARA EL SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

ITEM	DESCRIPCION	UNID.	TOTAL
0.3	ESTRUCTURAS		
3.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	Movilizacion y Desmovilizacion de Equipos	GLB	1.00
03.01.02	Trazo, nivelación y replanteo c/equipo	M2	72.58
3.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	Excavación Manual de material suelto H=0.7m	M3	69.06
03.02.02	Relleno masivo de afirmado y compactado manual	M2	72.58
03.02.03	Excavación manual de zanja, H=1.5m	M3	37.58
03.02.04	Eliminación de material con equipo	M3	138.63
3.03	CONCRETO ARMADO		
03.03.01	Platea de Cimentación		
03.03.01.01	Concreto premezclado f´c=210 kg/cm2	M3	14.52
03.03.01.02	Acero fy=4200kg/cm2	KG	2,235.22
03.03.02	Viga de Cimentación		
03.03.02.01	Concreto premezclado f´c=210 kg/cm2	M3	15.06
03.03.02.02	Encofrado y desencofrado	M2	113.59
03.03.02.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,159.98
03.03.03	Muros de Corte (placas)		
03.03.03.01	Concreto f´c=210kg/cm2 para muros de corte	M3	25.68
03.03.03.02	Encofrado y desencofrado caravista en muros de corte	M2	270.61
03.03.03.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,370.33
03.03.04	Columnas		
03.03.04.01	Concreto f´c=210kg/cm2 para columnas	M3	10.03
03.03.04.02	Encofrado y desencofrado normal en columnas	M2	127.47
03.03.04.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	2,239.99
03.03.05	Losas Aligeradas		
03.03.05.01	Concreto f´c=210kg/cm2 en losa aligerada	M3	18.38
03.03.05.02	Encofrado y desencofrado normal en losa aligerada	M2	229.79
03.03.05.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	1,555.62
03.03.06	Vigas		
03.03.06.01	Concreto f´c=210kg/cm2 en vigas	M3	7.12
03.03.06.02	Encofrado y desencofrado normal en viga	M2	11.21
03.03.06.03	Acero fy=4200kg/cm2	KG	2,443.71
4	ALBAÑILERIA		
4.01	Muro de ladrillo kk 18 huecos soga	m2	361.40
4.01	Muro de ladrillo kk 18 huecos cabeza	m2	10.23

ANÁLISIS DE GASTOS GENERALES

COSTO DIRECTO: S/. 139864.47

GASTOS GENERALES VARIABLES - TIEMPO DE EJECUCIÓN DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	**MESES**	**UNIT.**	**PARCIAL**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL**
SUELDOS					
Ing. Residente	2.7	2500	6750	6750	
Maestro de obra	2.7	1500	4050	4050	
Almacenero	2.7	850	2295	2295	
Guardian	2.7	850	2295	2295	
Gastos de ensayo tecnico	Estimado	500	500	500	
Seguros por accidentes	2.7	1100	2970	2970	
Otros					
Costos de agua y luz	2.7	750	2025	2025	
	Monto total de gastos generales variables				S/. 20885.00

GASTOS GENERALES FIJOS - NO RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCIÓN DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	**MESES**	**UNIT.**	**PARCIAL**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL**
Papeleria y utiles de oficina	Etimado	450	450	450	
	Monto total de gastos generales fijos				S/. 450.00

MONTO TOTAL DE GASTOS GENERALES

I.- Gastos generales variables, relacionados con el tiempo de ejecución: 14.93%

II.- Gastos generales fijos, no relacionados con el tiempo de ejecución: 0.32%

15.25%

PORCENTAJE TOTAL DE UTILIDAD **5%**

PORCENTAJE DE GASTOS GENERALES Y UTILIDAD: 20.25%

GASTOS GENERALES Y UTILIDAD: S/. 38,328.22

Presupuesto

ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE LO SISTEMAS DE MUROS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE UN EDIFICIO DE EMNRO ENBERGADURA CON RELACION LARGO ANCHO MAYOR A 5, EN LA URBANIZACIÓN LOS OLIVOS - HUARAZ- 2015

Lugar	**ANCASH - HUARAZ - HUARAZ**				
Item	**Descripción**	**Und.**	**Metrado**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
3	**ESTRUCTURAS**				**119,689.66**
3.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**1,323.39**
03.01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE	GLB	1.00	1,200.00	1,200.00
03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	72.58	1.70	123.39
3.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**7,217.48**
03.02.01	EXCAVACION MANUAL DE MATERIAL	m3	69.06	26.74	1,846.66
03.02.02	RELLENO MASIVO DE AFRIMADO Y	m2	72.58	8.60	624.19
03.02.03	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS H=1.5M	m3	37.58	42.79	1,608.05
03.02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	138.63	22.64	3,138.58
3.03	**CONCRETO ARMADO**				**111,148.79**
03.03.01	**PLATEA DE CIMENTACIÓN**				**14,887.46**
01.03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	14.52	394.15	5.723.06
01.03.03.02	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	2,235.22	4.10	9,164.40
03.03.02	**VIGAS DE CIMENTACIÓN**				**15,605.72**
03.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	15.06	394.15	5,935.90
03.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	113.59	43.26	4,913.90
03.03.02.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,159.98	4.10	4,755.92
03.03.03	**Muros de corte Placas**				**24,618.87**
03.03.03.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2 - MUROS	m3	25.68	311.43	7,997.52
03.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	270.61	40.66	11,003.00
03.03.03.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,370.33	4.10	5,618.35
03.03.04	**COLUMNAS**				**18,727.86**
03.03.04.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2. PARA	m3	10.03	330.58	3,315.72
03.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	127.47	48.86	6,228.18
03.03.04.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	2,239.99	4.10	9,183.96
03.03.05	**LOSAS ALIGERADAS**				**24,028.85**
03.03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	18.38	375.10	6,894.34
03.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN	m2	229.79	46.81	10,756.47
03.03.05.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	1,555.62	4.10	6,378.04
03.03.06	**VIGAS**				**13,280.03**
03.03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO	m3	7.12	387.65	2,760.07
03.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	11.21	44.67	500.75
03.03.06.03	ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2	kg	2,443.71	4.10	10,019.21
4	**ALBAÑILERIA**				**20,174.81**
4.01	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA, SOGA	m2	361.40	53.69	19,403.57
4.02	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA CABEZA	m2	10.23	75.39	771.24
	COSTO DIRECTO				**139,864.47**
	GASTOS GENERALES (15.25%)				**21,329.33**
	UTILIDAD (5%)				**6,993.22**
					==========
	SUB TOTAL				**168,187.02**
	IGV (18%)				**30,273.66**
					==========
	PRESUPUESTO TOTAL				**198,460.68**

SON : CIENTO NOVENTIOCHO MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y 68/100 NUEVOS

ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.01.01** **MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS**

Rendimiento **GLB/DIA** **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : GLB **1,200.00**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
TRASLADO DE MAQUINARIA, EQU	GLB		1.0000	1,200.00	1,200.00
					1,200.00

Partida **01.01.02** **TRAZO Y REPLANTEO**

Rendimiento **m2/DIA** **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : m2 **1.70**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	17.00	0.54
PEON	hh	2.0000	0.0640	12.98	0.83
					1.37
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.0050	3.52	0.02
YESO DE 20 Kg	BOL		0.0250	5.30	0.13
MADERA TORNILLO	p2		0.0264	3.50	0.09
					0.24
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.37	0.07
WINCHA DE 50m	HE	0.0156	0.0005	30.00	0.02
					0.09

Partida **01.02.01** **EXCAVACION MANUAL DE MATERIAL SUELTO H=0.7M**

Rendimiento **m3/DIA** **4.0000** EQ. **4.0000** Costo unitario directo por : m3 **26.74**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	1.0000	2.0000	12.98	25.96
					25.96
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.96	0.78
					0.78

Partida **01.02.02** **EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS H=1.5M**

Rendimiento **m3/DIA** **2.5000** EQ. **2.5000** Costo unitario directo por : m3 **42.79**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	1.0000	3.2000	12.98	41.54
					41.54
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	41.54	1.25
					1.25

Partida **01.02.03** **RELLENO MASIVO DE AFRIMADO Y COMPACTADO MANUAL**

Rendimiento **m2/DIA** **7.0200** EQ. **7.0200** Costo unitario directo por : m2 **8.60**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Equipos					
SUB CONTRATO POR RELLENO M	m2		1.0000	8.60	8.60
					8.60

Partida **01.02.04** **ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO**

Rendimiento **m3/DIA** **200.0000** EQ. **200.0000** Costo unitario directo por : m3 **22.64**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	3.0000	0.1200	12.98	1.56
					1.56
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.56	0.08
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10	hm	3.0000	0.1200	120.00	14.40
CARGADOR S/LLANTAS 100-115 H	hm	1.0000	0.0400	165.00	6.60
					21.08

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.03.01.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **394.15**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	3.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	14.41	7.68
PEON	hh	6.0000	1.6000	12.98	20.77
					42.05
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 K	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.05	2.10
					2.10

Partida **01.03.01.02** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/c	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.02.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **394.15**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	3.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	14.41	7.68
PEON	hh	6.0000	1.6000	12.98	20.77
					42.05
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 K	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	42.05	2.10
					2.10

Partida **01.03.02.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION**

Rendimiento **m2/DIA** **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **43.26**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	14.41	11.53
PEON	hh	0.5000	0.4000	12.98	5.19
					30.32
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	3.60	0.18
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.52	0.60
MADERA TORNILLO	p2		3.0400	3.50	10.64
					11.42
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	30.32	1.52
					1.52

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.03.02.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/c	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.03.01** **CONCRETO F'C=210KG/CM2 - MUROS**

Rendimiento **m3/DIA** **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m3 **311.43**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.8000	17.00	13.60
OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	14.41	5.76
PEON	hh	12.0000	4.8000	12.98	62.30
					95.26
Materiales					
ACEITE PARA MOTOR SAE-30	gln		0.0080	48.10	0.38
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7500	50.52	37.89
ARENA GRUESA	m3		0.7500	41.31	30.98
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5	BOL		8.0000	17.77	142.16
					211.41
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	95.26	4.76
					4.76

Partida **01.03.03.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA PARA MUROS**

Rendimiento **m2/DIA** **11.0000** EQ. **11.0000** Costo unitario directo por : m2 **40.66**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	0.1000	0.0727	17.00	1.24
OFICIAL	hh	1.0000	0.7273	14.41	10.48
					11.72
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.52	0.60
ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	3.83	1.15
MADERA TORNILLO	p2		5.2400	3.50	18.34
TRIPLAY LUPUNA DE 4'x8'x 10 mm	pln		0.1400	59.00	8.26
					28.35
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	11.72	0.59
					0.59

Partida **01.03.03.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/c	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.03.04.01** **CONCRETO F'C= 210 KG/CM2. PARA COLUMNAS**

Rendimiento **m3/DIA** **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m3 **330.58**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.8000	17.00	13.60
OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	14.41	5.76
PEON	hh	12.0000	4.8000	12.98	62.30
					95.26
Materiales					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7500	50.52	37.89
ARENA GRUESA	m3		0.7500	41.31	30.98
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5	BOL		8.0000	17.77	142.16
AGUA	m3		0.2100	2.50	0.53
					211.56
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	95.26	4.76
MEZCLADORA DE CONCRETO DE	hm	1.0000	0.4000	25.00	10.00
VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	hm	0.7500	0.3000	30.00	9.00
					23.76

Partida **01.03.04.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS**

Rendimiento **m2/DIA** **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **48.86**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	17.00	13.60
OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	14.41	11.53
					25.13
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.60	1.08
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2000	3.52	0.70
MADERA TORNILLO INC.CORTE P	p2		5.1600	4.01	20.69
					22.47
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	25.13	1.26
					1.26

Partida **01.03.04.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/c	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.05.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2 - LOSAS ALIGERADAS**

Rendimiento **m3/DIA** **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **375.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OPERARIO	hh	0.9600	0.2560	17.00	4.35
OFICIAL	hh	0.6400	0.1707	14.41	2.46
PEON	hh	3.6800	0.9813	12.98	12.74
					23.90
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 F	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	23.90	1.20
					1.20

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.03.05.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA ALIGERADA**

Rendimiento **m2/DIA** **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **46.81**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	17.00	13.60
PEON	hh	1.0000	0.8000	12.98	10.38
					23.98
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1400	3.52	0.49
ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.1000	3.83	0.38
MADERA TORNILLO	p2		5.9300	3.50	20.76
					21.63
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	23.98	1.20
					1.20

Partida **01.03.05.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cı	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **01.03.06.01** **CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210KG/CM2 - VIGAS**

Rendimiento **m3/DIA** **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m3 **387.65**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.9600	0.3840	17.00	6.53
OPERARIO	hh	0.9600	0.3840	17.00	6.53
OFICIAL	hh	0.6400	0.2560	14.41	3.69
PEON	hh	3.6800	1.4720	12.98	19.11
					35.86
Materiales					
CONCRETO PRE-MEZCLADO 210 K	m3		1.0000	350.00	350.00
					350.00
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	35.86	1.79
					1.79

Partida **01.03.06.02** **ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA** **8.0000** EQ. **8.0000** Costo unitario directo por : m2 **44.67**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	17.00	17.00
OFICIAL	hh	1.0000	1.0000	14.41	14.41
					31.41
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2600	3.60	0.94
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2000	3.52	0.70
CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.0500	3.60	0.18
MADERA TORNILLO	p2		3.0000	3.50	10.50
					12.32
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.41	0.94
					0.94

ANÁLISIS COSTO UNITARIO ALBAÑILERÍA CONFINADA

Partida **01.03.06.03** **ACERO DE REFUERZO F'y=4200 Kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** **180.0000** EQ. **180.0000** Costo unitario directo por : kg **4.10**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	17.00	0.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.0444	14.41	0.64
					1.39
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0500	3.60	0.18
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/c	kg		1.0700	2.30	2.46
					2.64
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.39	0.07
					0.07

Partida **02.01** **MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA, SOGA C/M 1:4 J= 1.5 CM**

Rendimiento **m2/DIA** **9.4000** EQ. **9.4000** Costo unitario directo por : m2 **53.69**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.1750	1.0000	17.00	17.00
PEON	hh	0.5875	0.5000	12.98	6.49
					23.49
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.0110	3.60	0.04
ARENA GRUESA	m3		0.0200	41.31	0.83
LADRILLO K.K. DE ARCILLA 9X13	und		39.0000	0.48	18.72
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5	BOL		0.3420	17.77	6.08
MADERA TORNILLO	p2		0.9600	3.50	3.36
					29.03
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	23.49	1.17
					1.17

Partida **02.02** **MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA CABEZA C/M 1:4 1.5 CM**

Rendimiento **m2/DIA** **6.7000** EQ. **6.7000** Costo unitario directo por : m2 **75.39**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	1.1940	17.00	20.30
PEON	hh	0.5000	0.5970	12.98	7.75
					28.05
Materiales					
CLAVOS PARA MADERA C/C 4"	kg		0.0110	3.60	0.04
ARENA GRUESA	m3		0.0800	41.31	3.30
LADRILLO K.K. DE ARCILLA 9X13	und		65.0000	0.48	31.20
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5	BOL		0.5760	17.77	10.24
MADERA TORNILLO	p2		0.3300	3.50	1.16
					45.94
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.05	1.40
					1.40

4.2.3 CUADRO COMPARATIVO

CUADRO COMPARATIVO					
PARAMETROS	ALBAÑILERÍA CONFINADA		MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		OBSERVACIÓN
DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	Dirección		Dirección		
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	
Fuerza cortante estática en la base V(N)	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		De los datos obtenidos se puede observar que la fuerza cortante es mayor en el sistema de muros de ductilidad limitada
	4.07E+05	4.07E+05	5.97E+05	5.97E+05	
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	2.57E+05	2.57E+05	2.53E+05	3.72E+05	
Fuerza dinámica en la base V(N)	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		En ambos casos, cumple la condición del cortante dinámico sea un 90% mayor al cortante estático, en el bloque "II" de ambos sistemas se tuvo que escalar hasta que cumpla la condición, como indica el reglamento
	3.65E+05	4.57E+05	5.65E+05	6.05E+08	
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	2.32E+05	2.32E+05	2.28E+05	3.35E+05	
Desplazamiento del C.G. en el último nivel	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		En todo los casos los valores obtenidos están por debajo de la máxima distorsión de entrepiso, donde se puede observar que en la Albañilería se obtiene mayores desplazamientos de entrepiso, esto debido a las características del material, uno más rígido que el otro, en todo los casos los valores obtenidos están por debajo de la máxima distorsión de entrepiso, donde se puede observar que en la albañilería se obtiene mayores desplazamientos de entrepiso, esto debido a las características de los materiales.
	8.112	1.092	7.368	0.393	
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	5.945	2.98	5.537	3.685	
Max. Distorsión de entrepiso en los C.G. (mm)	0.007	0.005	0.007	0.005	
Periodo fundamental de vibracion de la estructura en seg.	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		En el sistema de albañilería confinada el periodo fundamental de vibración es mayor que en el sistema de muros de Ductilidad Limitada, pero en ninguno de los casos mayores a 0.60seg, que es el periodo para el suelo tipo S2.
	0.31	0.124	0.251	0.059	
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	0.265	0.179	0.267	0.167	
CONSIDERACIONS DE DISEÑO					
PESO DE LA ESTRUCTURA (N)	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		En ambos bloques de diseño el mayor peso se presenta en el sistema de Muros de Ductilidad Limitada
	2.40E+06		2.44E+06		
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	1.52E+06		1.49E+06		
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	BLOQUE "I"		BLOQUE "I"		La irregularidad en planta entre ambos sistemas se da en planta, por esquina entrante, esto hace que el factor de reducción sísmica se vea afectado por el factor 0.9
	Regular en altura, Irregular en planta		Regular en altura, Irregular en planta		
	BLOQUE "II"		BLOQUE "II"		
	Regular en altura, Irregular en planta		Regular en altura, Irregular en planta		
FACTOR DE REDUCCIÓN R	6		4		La Albañilería se diseña por sismo moderado con un factor de reducción R=6, internamente en la etapa de diseño se incrementa mediante factores hasta llegar al sismo moderado, los Muros de Ductilidad Limitada con un factor R=4 como indica el reglamento
REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS	Compresión, Fuerza Cortante, Tracción y corte por Fricción		Fuerza cortante, Flexocompresión (esbeltez) y corte por fricción		En el caso de Muros de Ductilidad Limitada requiere evaluar el control por esbeltez, para evaluar su resistencia
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES	f´m=6.4MPa		f´c=21MPa		En muchos casos en el Sistema de Ductilidad Limitada se usan mallas electro soldadas, en este caso de diseño se usó acero corrugado Fy=420MPa
	Módulo de elasticidad E=3200MPa		Módulo de elasticidad E=21538.11MPa		
	Acero corrugado fy =420MPa		Acero corrugado fy =420MPa		
DENSIDAD DE MUROS EN LAS DOS DIRECCIONES	Se ha empleado muros de Albañilería de 130mm en el eje Y-Y, y placas estructurales en el eje X-X, hasta que cumpla los requisitos reglamentarios		Se usó muros de concreto de 130mm en el eje Y-Y, y placas estructurales en la dirección X-X, debido a la escasa cantidad de muros en esa dirección		En todos los casos la densidad de muros supera ampliamente a la máxima permitida, debido a la escasa cantidad de muros en el eje X-X, se optó por colocar placas estructurales, hasta cumplir con las condiciones de diseño

4.2.4EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA

- **SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA**

  - Del análisis Económico efectuado para el Sistema de Muros de Ductilidad limitada, se indican las siguientes observaciones

    En la Figura 11. Se observa la incidencia de las partidas en el Costo Directo Total del presupuesto de obra. Del cual se puede observar que la partida de Concreto Armado con 78% representa el mayor porcentaje de incidencia, siguiéndola el de Equipo de Encofrado Metálico con 16% y luego Trabajos preliminares y Movimiento de Tierras con un 6%. La parte estructural es 4.875 veces mayor al Arquitectónico.

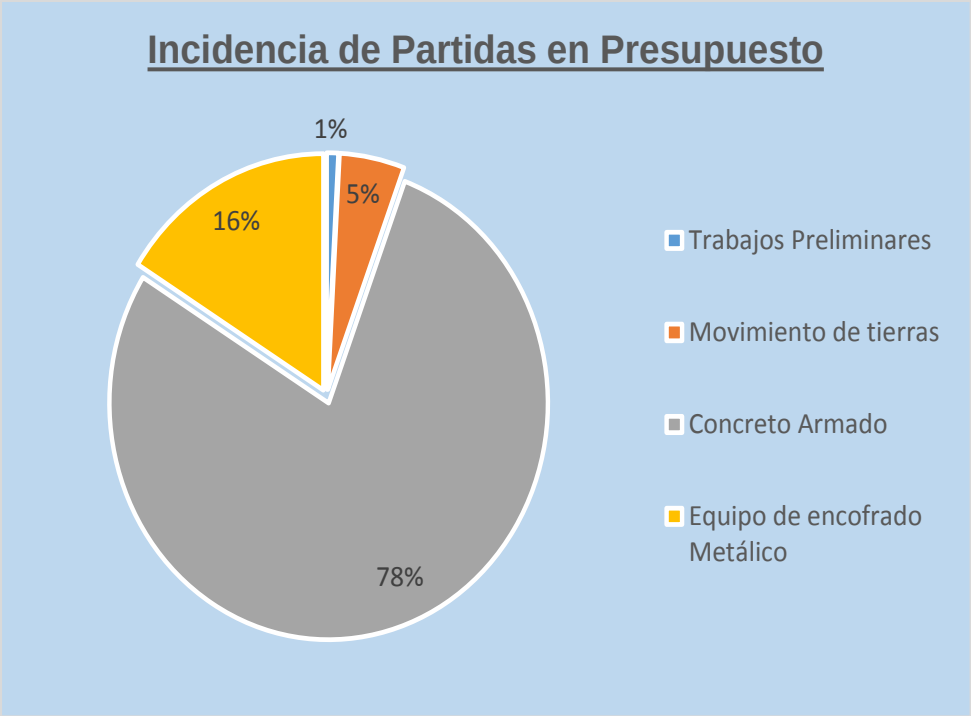


Figura 11. Porcentaje de incidencia de presupuesto

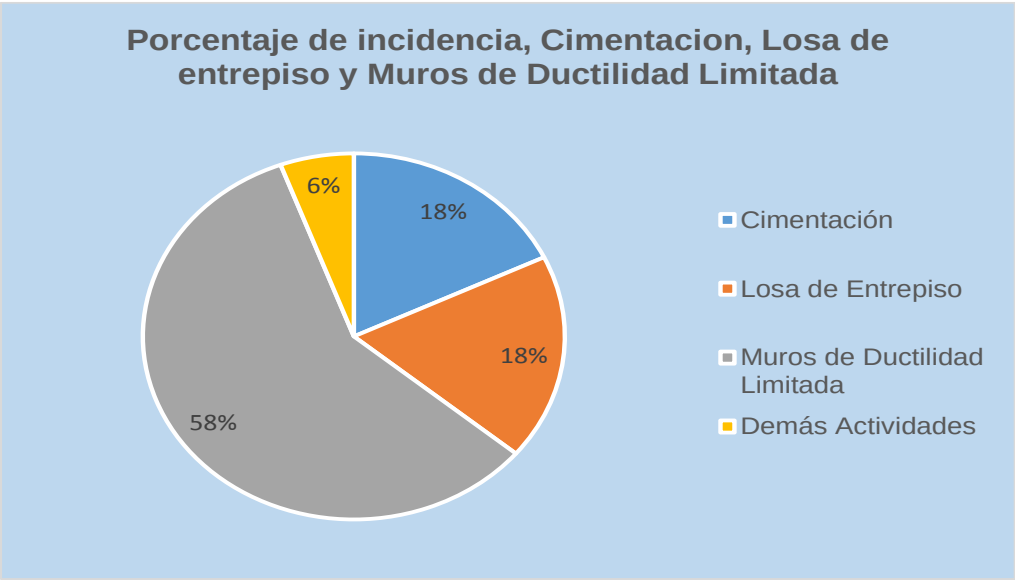


Figura 12. Porcentaje de incidencia de Muros de Ductilidad Limitada.

En la figura 12 se puede apreciar que el porcentaje de Muros de Ductilidad Limitada representa un 58%, más de la mitad del costo total, esto debido a que se usó muros de espesor 130mm, pudiéndose haber usado de espesor 100mm, pero por razones explicadas anteriormente se usó muros de 130mm, elevando su costo.

- **SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA**

  - Del análisis Económico efectuado para el Sistema de Muros de Albañilería Confinada, se indican las siguientes observaciones

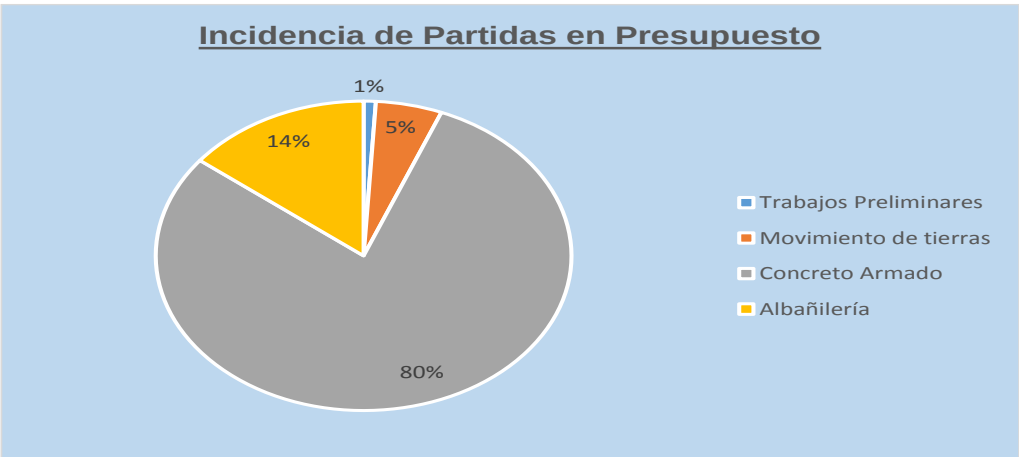


Figura 13. Porcentaje de incidencia de presupuesto

En la figura 13 se observa la incidencia de las partidas en el costo directo, el Concreto Armado con un porcentaje de 80% representa el mayor porcentaje en incidencia, seguido de Albañilería y Arquitectura con un 14%. La parte estructural representa 5.71 veces al de Arquitectura.

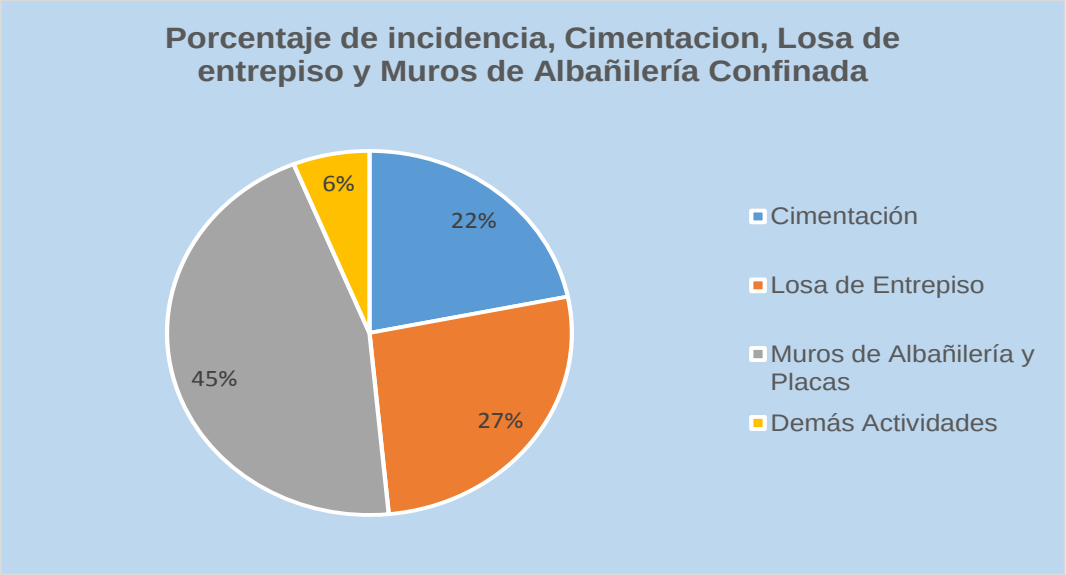


Figura 14. Porcentaje de incidencia de Muros de Albañilería Confinada

En la figura 14 se muestra el porcentaje de incidencia de Muros de Albañilería Confinada y Placas estructurales, representa el 45%, para este caso se usos muros de 130mm igual al espesor de Muros de Ductilidad Limitada, pero menor en costo ya que el otro sistemas es de concreto armado, mientras que el de albañilería lleva menos concreto reduciendo en una mínima cantidad el costo.

4.2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.2.5.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- Tiene mayor resistencia y rigidez, pero debido a su reducido espesor tienen menor ductilidad.
- Usan acero corrugado convencional Fy=420Mpa, pudiendo usarcé malla electrosoldada Fy=500Mpa.
- Presentan problemas por aislamiento acústico o térmico, en altas o bajas temperaturas.
- Su altura está limitada a 8 niveles.
- Tiene espesores reducidos con un mínimo de 100mm, previo análisis sísmico.
- Presentan fisuras en la mayoría de los casos no estructurales, por contracción termina normal.
- No requieren de tartajeó ya que son muros caravista, solo requiere de un solaqueo final.
- Requieren de juntas por contracción de fragua.
- Requieren un mayor control en obra.
- Menor tiempo de ejecución en obra.

4.2.5.2 MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

- Adecuada resistencia, rigidez y ductilidad
- Se usa acero corrugado Fy=420Mpa
- No presenta aislamiento acústico y térmico

- Su altura está limitada a 5 niveles, ni mayores a 1500mm.
- Su espesor esta imitada a la densidad de muros, pudiendo ser de 130mm (soga) y 230mm (cabeza), o en alguno de los casos el uso de placas de corte.
- Las fisuras por cambios de temperatura son limitados en pequeña cantidad.
- Requieren tarrajeo para darle el acabado final, elevando el costo de la edificación.
- No requiere juntas por contracción.
- No requiere mayor control de obra.
- Mayor tiempo en ejecución en obra.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.CONCLUSIONES

5.1.1 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

- En edificios con relación largo ancho mayor a 5, los sistemas estructurales de MDL y AC se puede adoptar solo en el eje Y-Y, debido a la escasa cantidad y reducida longitud de muros en eje X-X.
- Cortante dinámico y estático en la base de la estructura.

Sistema de MDL		**Sistema de AC**	
BLOQUE I		**BLOQUE I**	
Cortante Dinámico	**Cortante Estático**	**Cortante Dinámico**	**Cortante Estático**
Vxx= 5.65 E+05N;	Vxx= 5.97 E+05N;	Vxx= 4.071 E+05N;	Vxx= 3.654 E+05N
Vyy= 6.49 E+05N;	Vyy= 5.97 E+05N;	Vyy= 4.071 E+05N;	Vyy= 4.573 E+05N

En todos los casos los cortantes dinámicos son superiores al 90% del cortante estático exigido por la Norma E-030 para estructuras irregulares.

BLOQUE II		**BLOQUE II**	
Cortante Dinámico	**Cortante Estático**	**Cortante Dinámico**	**Cortante Estático**
Vxx= 2.53 E+05N;	Vxx= 1.81 E+05N;	Vxx= 2.19 E+05N;	Vxx= 2.575 E+05N
Vyy= 3.72 E+05N;	Vyy= 2.80 E+05N;	Vyy= 2.21 E+05N;	Vyy= 2.474 E+05N

En todos los casos los cortantes dinámicos son inferiores al 90% del cortante estático exigido por la Norma E-030 para estructuras irregulares, fue necesario escalara las fuerzas como indica el reglamento hasta que cumpla.

- Siempre será necesario el uso de placas estructurales en el sentido más corto, ya sea estructurado con Muros de Ductilidad Limitada o Albañilería Confinada.

- Cortante resistente al corte del concreto

Sistema de MDL		Sistema de AC	
BLOQUE I		**BLOQUE I**	
Vresistente	**Cortante Estático**	**Vresistente**	**Cortante Estático**
Vxx= 10.92 E+05N;	Vxx= 5.97 E+05N;	Vxx= 7.99 E+05N;	Vxx= 3.654 E+05N
Vyy= 2.69 E+06N;	Vyy= 5.97 E+05N;	Vyy= 16.66 E+05N;	Vyy= 4.573 E+05N

En todos los casos el cortante resistente de los muros es mayor al cortante estatico tanto en el eje X-X y Y-Y.

BLOQUE II		BLOQUE II	
Vresistente	**Cortante Estático**	**Vresistente**	**Cortante Estático**
Vxx= 5.99 E+05N;	Vxx= 2.53 E+05N;	Vxx= 5.69 E+05N;	Vxx= 2.575 E+05N
Vyy= 8.945 E+05N;	Vyy= 3.72 E+05N;	Vyy= 8.2E+05N;	Vyy= 2.474 E+05N

En todos los casos el cortante resistente de los muros es mayor al cortante estatico tanto en el eje X-X y Y-Y.

- Periodos de vibración obtenidos del análisis dinamico

Sistema de MDL		Sistema de AC	
BLOQUE I		**BLOQUE I**	
Sentido X-X	**Sentido Y-Y**	**Sentido X-X**	**Sentido X-X**
Txx=0.251;	Tyy=0.059;	Txx=0.31;	Tyy=0.124

Periodo de vibración en el eje X-X, menor en un 19.032% del sistema de MDL al de AC, en ambos casos mayor al obtenido aplicando la formula T=$\frac{h_n}{C_t} = 0.2125$, pero en ninguno de los casos mayor que Ts(Ts=0.60; periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2). En el eje Y-Y menor en un 52.42% del

sistema de MDL al de AC, en ambos casos menor al obtenido aplicando la formula T=$\frac{h_n}{C_t} = 0.2125$, pero en ninguno de los casos mayor que Ts(Ts=0.60; periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2)

BLOQUE II		**BLOQUE II**	
Sentido X-X	**Sentido Y-Y**	**Sentido X-X**	**Sentido X-X**
Txx=0.267;	Tyy=0.117;	Txx=0.216;	Tyy=0.179

Periodo de vibración en el eje X-X, menor en un 19.10% del sistema de AC al de MDL, en ambos casos mayor al obtenido aplicando la formula T=$\frac{h_n}{C_t} = 0.2125$, pero en ninguno de los casos mayor que Ts(Ts=0.60; periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2). En el eje Y-Y menor en un 34.64% del sistema de MDL al de AC, en ambos casos menor al obtenido aplicando la formula T=$\frac{h_n}{C_t} = 0.2125$, pero en ninguno de los casos mayor que Ts(Ts=0.60; periodo que define la plataforma del espectro, perteneciente al suelo tipo S2)

- Desplazamientos laterales máximos de entrepiso.

Sistemas de MDL	**Sistema de AC**
BLOQUE I	**BLOQUE I**
Δxx=7.3677mm,	Δxx=8.1123mm
Δyy=0.3934mm,	Δyy=1.092mm

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso del sistema de MDL son menores en un 9.179% en el sentido más corto (X-X) y un 63.974% en el eje (Y-Y), determinándose que la rigidez lateral del sistema de MDL es mayor al de AC.

BLOQUE II	**BLOQUE II**
Δxx=5.5369mm,	Δxx=5.9449mm
Δyy=2.9795mm,	Δyy=3.6846mm

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso del sistema de MDL son menores en un 6.86% en el sentido más corto (X-X) y un 20% menor al de AC en el eje (Y-Y), determinándose que la rigidez lateral del sistema de MDL es mayor al de AC.

5.1.2 DEL ASPECTO ECONÓMICO

- El porcentaje de área que ocupan los muros respecto al área bruta es de 5.67% para el caso del sistema de MDL, mientras que para AC es de 6.64%. Esto se traduce que para el sistema de MDL se cuenta con un área útil de 4940000mm2 y para AC se cuenta con 5780000mm2. De lo anterior se concluye que los muros del sistema de MDL ocupan 840000mm2 menos área que los muros de AC.
- El costo directo en el sistema de MDL es de s/.154,891.47 mientras que para el sistema AC es de s/.139,864.47, en promedio representa, para el sistema MDL s/.408.09 el metro cuadrado, mientras que para el sistema AC s/. 368.5 el metro cuadrado, de lo cual se concluye que el metro cuadrado para el sistema de muros MDL a nivel de cascaron estructural incluyendo la cimentación representa un 1.107% mayor al sistema AC.
- El presupuesto total de sistema MDL es de s/.206,386.06, mientras que para AC es de s/.198,460.68, lo cual representa que el sistema de AC es un 3.84% más económico que el sistema de MDL.

5.2 RECOMENDACIONES

5.2.1 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

5.2.1.1 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- Se recomienda que en muros alargados como del eje "YY" para el caso de MDL será necesario colocar juntas de dilatacción de fragua cada 4000mm. (Villareal, Cerna. Ubicación del centro de Masa y centro de Rigidez en edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada. http://es.scribd.com/doc/45056153/SESION-9c)
- Se recomienda para efectos de control de desplazamientos laterales en el eje XX, usar placas estructurales ya que no se tiene muros de buena longitud en ese sentido.

5.2.1.2 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

- Se recomienda reforzar los extremos terminales de los elementos de albañilería, ya que estos son los que sufren más ante un evento sísmico, para evitar la falla por deslizamiento, debido a que estarán sometidos al corte - fricción.
- Se recomienda que las vigas coplanares a los muros de albañilería sean peraltadas, para que puedan aprovecharse como disipadores de energía antes que fallen los muros, además estas atenúan las concentraciones de esfuerzos en la losa de techo e incrementan la rigidez lateral del sistema.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ministerio de vivienda y construcción.2016. Norma Técnica Peruana E 030 Diseño sismorresistente

Ministerio de vivienda y construcción.2006.Norma Técnica Peruana E 060 Concreto Armado

Ministerio de vivienda y construcción.2006.Norma Técnica Peruana E 070 Albañilería

San Bartolomé, Ángel, Quiun, Daniel y Silva, Wilson. 2011. Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica Del Perú.

San Bartolomé, Ángel. 2013. Edificios de Concreto Armado con Muros de Ductilidad Limitada, Construcción y Ensayos. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica Del Perú.

San Bartolomé, Ángel.Blog de Angel San Bartolome. Investigaciones experimentales hechas en construcciones de Albañilería. http://blog.pucp.edu.pe/blog/albanileria/

Muñoz, Alejandro, Delgado, Ehni, Raul, Javier. 2009. Desempeño sismorresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Zavaleta, Luis. 2009. Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo.

Harmsen, Teodoro, 2002. Diseño de Estructuras de Concreto Armado

Granados, Rodolfo, 2012. Diseño de un edificio de Muros de Ductilidad Limitada de cinco Niveles

ANEXOS

ANEXO 01

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

GEOSTRUCT
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

Estudios de Mecánica de Suelos
Control de calidad en campo
Consultoría en Ingeniería Estructural
Consultoría en Ingeniería Geotécnica

INDECOPI REGISTRO N° 00078368
RUC N° 10316209652 RNP: C7390 SO386686

Hoja 1 de 7

DETERMINACION DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO
(TEORIA DE TERZAGHI)

TESIS: ANALISIS TECNICO ECONOMICO ENTRE LOS SITEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE UN EDIFICIO DE MENOR ENBERGADURA CON RELACION LARGO ANCHO MAYOR A 5, EN LA URB. LOS OLIVOS-HUARAZ-2015.

SOLICITANTE: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

LUGAR: LOS OLIVOS-HUARAZ-ANCASH

CALICATA Nº: C01
MUESTRA Nº: MAB 01
PROFUNDIDAD (m): 1.50
FECHA: 09/03/2016

CLASIFICACION SUCS DE LOS SUELOS
GC
Nivel de cimentación

OBSERVACIONES :
Según la caracteristica obtenida de los ensayos estandar de laboratorio para la Clasificación Unificada de Suelos, se tienen los siguientes parámetros para el cálculo de la capacidad de carga

POR TEORIA DE TERZAGHI

Se conoce que para una cimentación corrida la capacidad de carga última es:

$$q_u = c.Nc + \gamma.Df.Nq + 0.5\gamma.B.N\gamma$$

Se ha asumido los siguientes parámetros para el cálculo:

c :	Cohesión del suelo	0.80	Ton/m2
γ :	Peso Unitario del suelo	1.85	Ton/m3
Df :	Profundidad de la cimentación	1.50	m
B :	Ancho de cimentacion	1.00	m
Nc,Nq,Nγ :	Factores de Capacidad de carga		
ϕ :	Angulo de fricción interna del suelo	24.60	°

Nc = 20.14
Nq = 10.22
Nγ = 10.27

qu = 53.97
F.S. = 3.00
qa = qu / F.S.
qa = 17.99 Ton/m2
qa = 1.80 Kg/cm2

PRESION ADMISIBLE PARA EL PROYECTO

qa = 1.80 Kg/cm2

Muestra proporcionada e identificada por el solicitante. Los resultados de ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificado de sistema de calidad de la entidad que lo produce (Resolución N° 0009-98/INDECOPI-CRT del 07.01.98). Este documento no autoriza el empleo de materiales analizados, tampoco la interpretación del mismo de exclusiva responsabilidad del usuario

Oficina: Jr. Huaican N° 240 - Laboratorio: Jr. Huaican N° 240 - Huaraz - Movistar: 943048865 - 942918776 RPM: *150849 - #942918776
RPC: 989302485 - Email: geostructura@gmail.com - jbarretop@gmail.com

ANEXO 02

Primer análisis: Verificación por Pandeo

Para poder pre dimensionar el muro por pandeo, se analiza el muro con mayor área tributaria y se verificara que la carga axial amplificada Pu sea menor que la carga permisible, tal como se indica en la norma E.060 en el artículo 14 acápite 14.5.2.

$$\phi \times Pn = 0.55 \times \phi \times f'c \times Ag \times [1 - (\frac{K \times Lc}{32 \times t})^2] \qquad \textbf{(02.01)}$$

Donde φ=0.70 y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

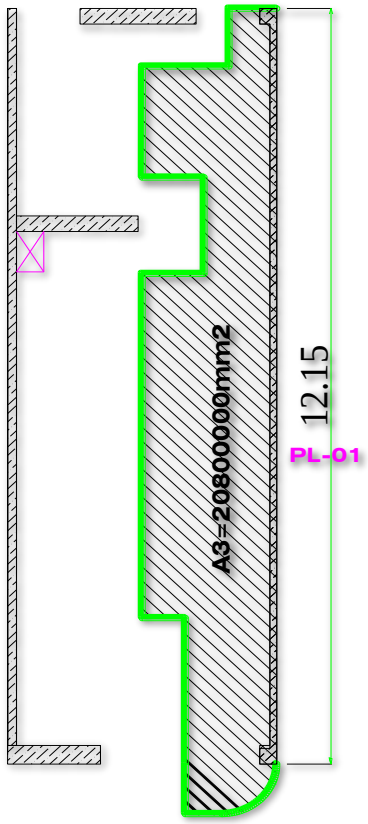
a) Restringido contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior): 0,8.

b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos: 1,0

c) Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral: 2,0.

(BLOQUE I)

Para este diseño verificaremos en el muro PL-01, que es el más cargado



Área tributaria de la placa PL - 01

METRADO DE CARGAS PARA EL MURO PL-01

Datos de diseño:

Longitud del Muro = 12150 mm

Altura Típica del Muro = 2380 mm

Espesor del Muro = 130 mm

PESO DEL MURO = **4.51E+05 N**

PESO TOTAL DEL TECHO = **3.95E+05 N**

Wcm = **8.46E+05 N**

CARGA VIVA TOTAL EN EL TECHO = 2.50E+05 N

Wcv = **2.50E+05 N**

Pu = 1.4xWcm + 1.7xWcv

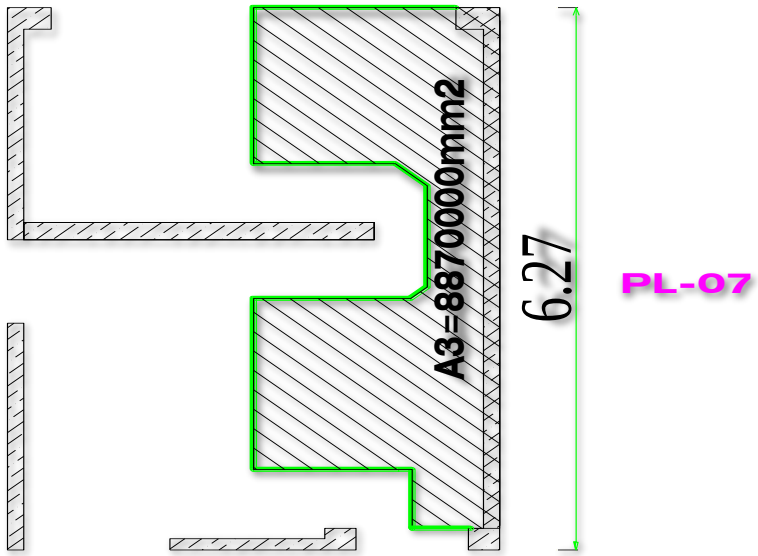
Pu = **1.61E+06 N**

PLACA	Espesor de muro (t) mm		L(mm)	Ag (mm2)	Pu resistente (N)	Pu aplicado(N)	
	Semisotano	1ero, 2do, 3ro y 5to piso					
BLOQUE I							
PL-01	130	130	12150 mm	1579500	8.590E+7	1.609E+6	Cumple

(BLOQUE II)

Para este diseño verificaremos en el muro PL-07, que es el más cargado

Área tributaria de la placa PL-07



Datos de diseño:

Longitud del Muro = 6270 mm

Altura Típica del Muro = 2380 mm

Espesor del Muro = 130 mm

PESO DEL MURO = 2.33E+05 N

PESO TOTAL DEL TECHO = 1.69E+05 N

Wcm = **4.01E+05 N**

CARGA VIVA TOTAL EN EL TECHO = 2.50E+05 N

Wcv = **1.06E+05 N**

Pu = 1.4xWcm + 1.7xWcv

Pu = **7.43E+05 N**

Esfuerzo axial en Muro

PLACA	Espesor de muro (t) mm		L(mm)	Ag (mm2)	Pu resistente (N)	Pu aplicado(N)	
	Semisotano	1ero, 2do, 3ro y 5to piso					
BLOQUE II							
PL-01	130	130	6270 mm	815100	4.433E+7	7.428E+5	Cumple

Segundo Criterio: Densidad mínima de muros:

Para poder determinar la densidad de muros necesaria en cada una de las direcciones, se compara la fuerza basal aproximada con la resistencia a fuerzas cortantes de los muros de espesor 130mm. (Granados, López. 2012)

Formula del cortante basal, obtenida de la norma E.0.30 Diseño sismorresistente, capitulo IV inciso 17.3

$$V = \frac{Z.U.S.C}{R} * P \qquad \textbf{(02.02)}$$

Donde:

Z: Factor de zona: Z=0.35

U: Categoría de edificación

Tipo C: Edificaciones Comunes: U=1.0

S: Parámetro de suelo:

Suelos intermedios S2: S=1.15

Tp=0.6

R: Coef. De reducción de solicitaciones sísmicas

Muros de Ductilidad Limitada (Dirección "Y") R=4.0

Muros estructurales (Dirección "X") R=6.0

C: Factor de amplificación sísmica

$$C = 2.5 * \left[\frac{T_P}{T}\right]^{1.25} \leq 2.5 \qquad \textbf{(02.03)}$$

Dónde: T: está dado por:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$; T=Periodo fundamental de la estructura

h_n: Altura total de la edificación en metros: hn=12.35

C_T: Coeficiente Correspondiente a edificios con muros de corte con elementos sismorresistentes predominantes en la estructura: CT=60

Calculando tenemos: T=0.206

Además debe cumplirse/R>0.125

C=9.5

Se debe de cumplir que: $C \leq 2.5$; Tomamos: C=***2.5***

<u>Calculo del peso aproximado de la edificación:</u>

<u>BLOQUE "I"</u>

Tabla N 7 Peso aproximado en planta de la edificación – Bloque I

MURO	Espesor del muro	Longitud L(mm)	Area en planta del aligerado (Descontando las aberturas)	Peso del muro	Peso del aligerado
PL-01	130	11650	47443000.00 mm2	4.50E+05 N	9.01E+05 N
PL-02	130	1360		1.01E+04 N	
PL-03	130	1110		4.72E+04 N	
PL-04	130	1700		6.31E+04 N	
PL-05	130	1780		6.61E+04 N	
				6.37E+05 N	9.01E+05 N
				Peso total	1.54E+06 N

$$V = \frac{Z.U.S.C}{R} * P \qquad \textbf{(02.04)}$$

V= 3.52 E5N

La fórmula siguiente del aporte del concreto de acuerdo a la norma E.060, capitulo 11, inciso 11.8.5, es la siguiente:

$$\emptyset \times V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d' \qquad \textbf{(02.05)}$$

d =0.8L

Despajando "L" de la formula (3.16) se obtiene:

L=6900mm (Esta es la longitud de muro que debería de haber en ambos sentidos de análisis)

Las longitudes de los muros en ambos ejes son:

Lx = 3940mm (No cumple de acuerdo a la longitud calculada, necesita aumentarse el espesor mayor de los 130mm, en este diseño en ese sentido se incrementó el espesor de los muros, previa verificación de análisis)

Ly = 12150mm (Si cumple)

De acuerdo a este análisis por densidad de muros, en el eje "X" no cumple, tendría que incrementarse la longitud o el espesor del muro, se incrementó el espesor del muro, ya que por la arquitectura ya no permite incrementar la longitud del muro, en este caso se incrementó el espesor. En este análisis a todos los muros se consideraron con un espesor de 100mm.

BLOQUE "II"

Tabla N 8 Peso aproximado en planta de la edificación – Bloque II

PESO APROXIMADO-BLOQUE II					
MURO	Espesor del muro t(mm)	Longitud L(mm)	Area en planta del aligerado (Descontando las aberturas)	Peso del muro	Peso del aligerado
PL-06	130	2620	28110000.00 mm2	1.15E+05 N	5.34E+05 N
PL-07	130	2690		2.00E+04 N	
PL-07	200	2810		1.43E+05 N	
PL-08	130	6270		2.33E+05 N	
PL-09	150	1490		6.38E+04 N	
				5.74E+05 N	5.34E+05 N
				Peso total	1.11E+06 N

Aplicando la formula (3.15) se obtuvo la cortante basal:

$$V= 2.79\ E5N$$

Mediante la fórmula (3.16) obtenemos la longitud que debería de haber en los dos sentidos:

$$L=4972mm$$

Las longitudes de los muros en ambos ejes son:

Lx = 3940 (No cumple)

Ly = 11630mm (Si cumple)

Cumple en ambos sentidos, los cuales tendrán que ser verificados en el análisis estructural.

ANEXO 03

METRADO DE CARGAS (BLOQUE I)

En el metrado de cargas realizados del área tributaria total obtenido se ha quitado los elemento de concreto armado como vigas peraltadas y chatas, ya que son de un material diferente al del aligerado tiene más peso, igual se las considero pero con más peso, para obtener pesos reales.

PL-1						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Area Tributaria	N° de pisos	Alto	Ancho	Longitud	Carga
	mm2		mm	(mm)	mm	parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	1.80E+07	1				5.03E+04 N
Piso terminado	1.80E+07	1				1.80E+04 N
Peso del muro		1	2380	130	11600	8.61E+04
Conf. Extremos (Col.)		1	2380	250	250	3.57E+03
Conf. Extremos (Col.)		1	2380	250	300	4.28E+03
Viga A - 25x30		1	300	250	450	8.10E+02
Viga B - 30X35		-	-	-	-	-
VCH - 0.4X0.17		1	170	400	4610	7.52E+03
DEMAS NIVELES						
Peso de la losa	1.84E+07	4				2.06E+05 N
Piso terminado	1.84E+07	4				7.36E+04 N
Peso muro de C°A°		4	2380	130	11600	3.45E+05
Conf. Extremos (Col.)		4	2380	250	250	1.43E+04
Conf. Extremos (Col.)		4	2380	250	300	1.71E+04
Viga A - 25x30		4	300	250	450	3.24E+03
Viga B - 30X35		4	300	350	1090	1.10E+04
VCH - 0.4X0.17		4	170	400	6660	4.35E+04
Carga Total						8.84E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario	N° de pisos	Alto	Ancho	Longitud	Carga
	mm2		mm	(mm)	mm	parcial
Carga viva						
semisotano	1.80E+07	1				8.976E+04
demas niveles	1.84E+07	4				1.473E+05
azotea	1.84E+07	1				1.841E+04
					Carga Total	2.55E+05 N

PL-2						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario	N° de pisos	Alto	Ancho	Longitud	Carga
	mm2		mm	(mm)	mm	parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	8.35E+05	1				2.34E+03 N
Piso terminado	8.35E+05	1				8.35E+02 N
Peso del muro		1	2380	300	3690	6.32E+04 N
DEMAS NIVELES						
Peso de la losa	9.93E+05	4				1.11E+04 N
Piso terminado	9.93E+05	4				3.97E+03 N
Peso del muro		4	2380	300	1360	9.32E+04 N
Viga B - 30X35		4	350	300	1240	1.25E+04
VCH - 20X17	5.90E+05	4	17			9.63E+02
					Carga Total	1.88E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
semisotano	8.35E+05	1				4.17E+03
demas niveles	9.93E+05	4				7.94E+03
azotea	9.93E+05	1				9.93E+02
					Carga Total	1.31E+04 N

PL-3						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	9.73E+06	1				2.72E+04 N
Piso terminado	9.73E+06	1				9.73E+03 N
Peso del muro		1	2380	130	11850	8.80E+04
VCH - 40X17		1	170	400	5580	9.11E+03
DEMAS NIVELES						
Peso de la losa	9.46E+06	4				1.06E+05 N
Piso terminado	9.46E+06	4				3.78E+04 N
Peso del muro		4	2380	130	11850	3.52E+05
VCH - 40X17		4	300	250	3680	2.65E+04
					Carga Total	6.56E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	9.73E+06	1				1.946E+04
demas niveles	9.46E+06	4				7.567E+04
azotea	9.46E+06	1				9.459E+03
					Carga Total	1.05E+05 N

PL-4						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	2.25E+06	1				6.31E+03
Piso terminado	2.25E+06	1				2.25E+03
Peso del muro		1	2380	250	1700	2.43E+04
VCH-2		1	170	200	450	3.67E+02
VA - 25X30		1	300	250	450	8.10E+02
DEMAS NIVELES						
Peso de la losa	2.25E+06	4				2.52E+04 N
Piso terminado	2.25E+06	4				9.02E+03 N
Peso del muro		4	2380	250	1700	9.71E+04
VCH-2		4	170	400	5720	3.73E+04
VA - 25X30		4	300	250	5720	4.12E+04
					Carga Total	2.44E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	2.25E+06	1				1.127E+04
demas niveles	2.25E+06	4				1.804E+04
azotea	2.25E+06	1				2.254E+03
					Carga Total	3.16E+04 N

PL-5						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	2.71E+06	1				7.58E+03
Piso terminado	2.71E+06	1				2.71E+03
Peso del muro		1	2380	250	1780	2.54E+04
VCH-40X17		1	400	1960	1650	3.10E+04
DEMAS NIVELES						
Peso de la losa	2.71E+06	4				3.03E+04 N
Piso terminado	2.71E+06	4				1.08E+04 N
Peso del muro		4	2380	250	1780	1.02E+05
VCH-40X17		4	170	400	1960	1.28E+04
					Carga Total	2.22E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	2.71E+06	1				1.354E+04
demas niveles	2.71E+06	4				2.166E+04
azotea	2.71E+06	1				2.707E+03
					Carga Total	3.79E+04 N

PESO DE LA VIGA Y LOSA EN VOLADIZO, DE PASADIZO						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Volumen mm3	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	2.45E+08	1				5.87E+03
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	2.45E+08	4				2.35E+04 N
Peso de Viga -A	Semisotano					
	Demas Niveles					
					Carga Total	2.94E+04 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	1.63E+06	1				8.155E+03
demas niveles	1.63E+06	4				1.305E+04
azotea	1.63E+06	1				1.631E+03
					Carga Total	2.28E+04 N

METRADO EN AZOTEA			
ELEMENTO	**LONGITUD**	**ANCHO**	**ALTO**
Azotea			
PL - 01			
Muro	11600.0mm	130.0mm	1000.0mm
Elemento Confinante	250.0mm	250.0mm	1000.0mm
Elemento Confinante	300.0mm	250.0mm	1000.0mm
PL - 02			
Muro	1360.0mm	300.0mm	1000.0mm
PL - 03			
Muro	11850.0mm	130.0mm	1000.0mm
PL - 04			
Muro	1700.0mm	250.0mm	1000.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		

PESO		**AZOTEA**	
	PL - 01		
	Muro	3.62E+04 N	
	Elemento Confinante	3.00E+03 N	
	Elemento Confinante	1.80E+03 N	
	PL - 02		
	Muro	9.79E+03 N	
	PL - 03		
	Muro	3.70E+04 N	
	PL - 04		
	Muro	1.02E+04 N	
		TOTAL (Pm)	**9.80E+04 N**

En los dos cuadros mostrados se puede apreciar los pesos, (Pesos obtenidos del Programa) y (Pesos obtenidos de manera manual), en el cual se aprecia que los resultados obtenidos son casi iguales con diferencias mínimas, por lo que para los demás valores necesarios para diseño, se tomara del programa ETABS.

CUADRO DE RESUMEN		
MURO	**PISO TIPICO**	
	PD +PL	**PD+0.25PL**
PL-01	1.1805E+06 N	9.8887E+05 N
PL-02	2.1107E+05 N	2.0124E+05 N
PL-03	7.9788E+05 N	7.1943E+05 N
PL-04	2.8568E+05 N	2.6201E+05 N
PL-05	2.6026E+05 N	2.3184E+05 N
Losa en vol.	5.2192E+04 N	3.5067E+04 N
	2.7875E+06 N	**2.4385E+06 N**

(Resumen de pesos manual -BLOQUE I)

PISI	PISO TIPICO	
	Masa (N-mm2/seg)	PD+0.25PL
PL-05	4.4579E+04 N	4.3732E+05 N
PL-04	4.9736E+04 N	4.8791E+05 N
PL-03	4.9736E+04 N	4.8791E+05 N
PL-02	4.9736E+04 N	4.8791E+05 N
PL-01	5.4568E+04 N	5.3531E+05 N
		2.4363E+06 N

(Resumen de pesos ETABS-BLOQUE I)

CUADRO DE CARGAS DE GRAVEDAD ACUMULADAS (N): Pg =Pd + 0.25xPl							
MURO	L (mm)	CARGAS POR NIVEL					
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	AZOTEA
PL-01	12150	1.9298E+05 N	1.8758E+05 N	1.8758E+05 N	1.8758E+05 N	1.8758E+05 N	4.56E+04 N
PL-02	3690	6.7447E+04 N					
PL-02	1360		3.0939E+04 N	3.09E+04 N	3.09E+04 N	3.09E+04 N	1.00E+04 N
PL-03	11850	1.3894E+05 N	1.3529E+05 N	1.3529E+05 N	1.3529E+05 N	1.3529E+05 N	3.93E+04 N
PL-04	1700	3.6838E+04 N	5.3601E+04 N	5.36E+04 N	5.36E+04 N	5.36E+04 N	1.08E+04 N
PL-05	1780	7.0135E+04 N	4.0257E+04 N	4.03E+04 N	4.03E+04 N	4.03E+04 N	6.77E+02 N

(Resumen de pesos por nivel de manera Manual – BLOQUE I)

METRADO DE CARGAS (BLOQUE II)

En el metrado de cargas realizados del área tributaria total obtenido se ha quitado los elemento de concreto armado como vigas peraltadas y chatas, ya que son de un material diferente al del aligerado tiene más peso, igual se las considero pero con más peso, para obtener pesos reales.

PL-05						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	4.30E+06	1				1.20E+04
Piso terminado	4.30E+06	1				4.30E+03
Peso del muro		1	2380	130	2620	1.95E+04
V3- 13x25		1	250	130	960	7.49E+02
VCH - 20X17		1	170	200	590	4.81E+02
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	4.30E+06	4				4.81E+04 N
Piso terminado	4.30E+06	4				1.72E+04 N
Peso del muro		4	2380	100	2620	5.99E+04
V3- 13x25		4	170	200	960	3.13E+03
VCH - 20X17		4	170	200	590	1.93E+03
					Carga Total	1.65E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	4.30E+06	1				2.149E+04
demas niveles	4.30E+06	4				3.438E+04
azotea	4.30E+06	1				4.297E+03
					Carga Total	6.02E+04 N

PL-07	Y-Y					
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	3.09E+06	1				8.66E+03
Piso terminado	3.09E+06	1				3.09E+03
Peso del muro		1	2380	130	2440	1.81E+04
Elemento confinante 25X25		1	2380	250	250	3.57E+03
VA- 25X30		1	300	250	1720	3.10E+03
V3- 13x25						
VCH - 20X17						
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	3.55E+06	4				3.98E+04 N
Piso terminado	3.55E+06	4				1.42E+04 N
Peso del muro		4	2380	130	2440	7.25E+04
Elemento confinante 25X25		4	2380	250	250	1.43E+04
VC- 25X35		4	350	250	1620	1.36E+04
V3- 13x25		4	250	130	450	1.40E+03
VCH - 20X17		4	170	200	1840	6.01E+03
					Carga Total	1.98E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	3.09E+06	1				1.546E+04
demas niveles	3.55E+06	4				2.843E+04
azotea	3.55E+06	1				3.554E+03
					Carga Total	4.74E+04 N

PL-07	X-X					
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	4.29E+06	1				1.20E+04
Piso terminado	4.29E+06	1				4.29E+03
Peso del muro		1	2380	250	2810	4.01E+04
VCH-40X17		1	170	400	420	6.85E+02
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	4.29E+06	4				4.80E+04 N
Piso terminado	4.29E+06	4				1.71E+04 N
Peso del muro		4	2380	250	2810	1.61E+05
VCH-40X17		4	170	400	420	2.74E+03
					Carga Total	2.85E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	4.29E+06	1				2.143E+04
demas niveles	4.29E+06	4				3.428E+04
azotea	4.29E+06	1				4.285E+03
					Carga Total	6.00E+04 N

PL-08						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	8.29E+06	1				2.32E+04
Piso terminado	8.29E+06	1				8.29E+03
Peso del muro		1	2380	130	5770	4.28E+04
Elemento Confinante 25X25		1	250	250	2380	3.57E+03
Elemento Confinante 25X25		1	250	250	2380	3.57E+03
Elemento Confinante						
VA- 25X30		1	300	250	1720	3.10E+03
V3- 13x25						
VCH - 20X17						
VCH-40X17						
VA- 25X30		1	300	250	450	8.10E+02
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	8.75E+06	4				9.80E+04 N
Piso terminado	8.75E+06	4				3.50E+04 N
Peso del muro		4	2380	130	5770	1.71E+05
Elemento Confinante 25X25		4	250	250	2380	1.43E+04
Elemento Confinante 25X25		4	250	250	2380	1.43E+04
VC- 25X35		4	350	250	1620	1.36E+04
V3- 13x25		4	250	130	450	1.40E+03
VCH - 20X17		4	170	200	1840	6.01E+03
VCH-40X17		4	170	400	450	2.94E+03
VA- 25X30		4	300	250	450	3.24E+03
					Carga Total	4.45E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	8.29E+06	1				4.143E+04
demas niveles	8.75E+06	4				6.997E+04
azotea	8.75E+06	1				8.746E+03
					Carga Total	1.20E+05 N

PL-09						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	2.12E+06	1				5.93E+03
Piso terminado	2.12E+06	1				2.12E+03
Peso del muro		1	2380	130	1240	9.21E+03
Elemento Confinante 25X25		1	250	250	2380	3.57E+03
VA- 25X30		1	300	250	450	8.10E+02
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	2.12E+06	4				2.37E+04 N
Piso terminado	2.12E+06	4				8.47E+03 N
Peso del muro		4	2380	130	1240	3.68E+04
Elemento Confinante 25X25		4	250	250	2380	1.43E+04
VA- 25X30		4	2380	100	450	1.03E+04
					Carga Total	1.15E+05 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	2.12E+06	1				1.059E+04
demas niveles	2.12E+06	4				1.695E+04
azotea	2.12E+06	1				2.119E+03
					Carga Total	2.97E+04 N

PESO DE LA VIGA Y LOSA EN VOLADIZO, DE PASADIZO						
CARGA MUERTA (ton)						
Descripción	Volumen mm3	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
SEMISOTANO						
Peso de la losa	2.76E+08	1				6.63E+03
DEMAS PISOS						
Peso de la losa	2.76E+08	4				2.65E+04 N
					Carga Total	3.32E+04 N

CARGA VIVA (ton)						
Descripción	Ancho Tributario mm2	N° de pisos	Alto mm	Ancho (mm)	Longitud mm	Carga parcial
Carga viva						
semisotano	1.63E+06	1				8.154E+03
demas niveles	1.63E+06	4				1.305E+04
azotea	1.63E+06	1				1.631E+03
					Carga Total	2.28E+04 N

METRADO EN AZOTEA

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
Azotea			
PL - 05			
Muro	2620.0mm	130.0mm	1000.0mm
PL - 06			
Muro	2690.0mm	130.0mm	1000.0mm
Alige. Azotea tanq elev.	Area Tributaria 2655500.0		
VA- 25X30	1720.0mm	250.0mm	300.0mm
PL - 06			
Muro	2810.0mm	250.0mm	1000.0mm
Alige. Azotea tanq elev.	Area Tributaria 2337000.0		
PL - 07			
Muro	6270.0mm	130.0mm	130.0mm
Alige. Azotea tanq elev.	Area Tributaria 1278000.0		
PL - 08			
Muro	1490.0mm	130.0mm	1000.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso Alig. + Tanq. Elevado	6.69E-03 N/mm3		

PESO		AZOTEA	
	PL - 05		
	Muro	8.17E+03 N	
	PL - 06		
	Muro	8.39E+03 N	
	Alige. Azotea tanq elev.	1.78E+04 N	
	Va- 25X30	3.10E+03 N	
	PL - 06		
	Muro	1.69E+04 N	
	Alige. Azotea tanq elev.	1.56E+04 N	
	PL - 07		
	Muro	2.54E+03 N	
	Alige. Azotea tanq elev.	8.55E+03 N	
	PL - 08		
	Muro	4.65E+03 N	
		TOTAL (Pm)	**85664.757**

RESUMEN DE PESOS ETABS		
Piso	**Masa (N-mm2/seg)**	**Peso (N)**
Piso 5	0.90486	8.8767E+04 N
Piso 4	2.46299	2.4162E+05 N
Piso 3	2.95516	2.8990E+05 N
Piso 2	2.95516	2.8990E+05 N
Piso 1	2.95516	2.8990E+05 N
Piso 0	2.95516	2.8990E+05 N
		1.4900E+06 N

(Resumen de pesos Etabs– BLOQUE II)

MURO	PISO TIPICO	
	PD +PL	PD+0.25PL
PL-06	2.2549E+05 N	1.8854E+05 N
PL-07	2.7502E+05 N	2.3944E+05 N
PL-07	3.7797E+05 N	3.3297E+05 N
PL-08	5.7670E+05 N	4.8659E+05 N
PL-09	1.4955E+05 N	1.2730E+05 N
Losa en vol.	5.5980E+04 N	3.8857E+04 N
	1.6607E+06 N	**1.4137E+06 N**

(Resumen de pesos Manual– BLOQUE II)

CUADRO DE CARGAS DE GRAVEDAD ACUMULADAS (N): Pg =Pd + 0.25xPl							
MURO	L (mm)	CARGAS POR NIVEL					
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	AZOTEA
P6	2620	4.2387E+04 N	3.4709E+04 N	3.47E+04 N	3.47E+04 N	3.47E+04 N	9.06E+03 N
P7	2440	3.6833E+04 N	3.8653E+04 N	3.8653E+04 N	3.8653E+04 N	3.8653E+04 N	3.0142E+04 N
P7	2910	6.2453E+04 N	5.9239E+04 N	5.9239E+04 N	5.9239E+04 N	5.9239E+04 N	3.3566E+04 N
P8	6270	9.5737E+04 N	9.4394E+04 N	9.4394E+04 N	9.4394E+04 N	9.4394E+04 N	1.33E+04 N
P9	1490	2.4287E+04 N	2.4459E+04 N	2.4459E+04 N	2.4459E+04 N	2.4459E+04 N	5.18E+03 N

(Resumen de pesos por nivel de manera Manual – BLOQUE II)

ANEXO 04

BLOQUE I

Basta que una de las condiciones no cumpla, el edificio cataloga como irregular, en este caso tanto en el "BLOQUE I" como en el "BLOQUE II" de acuerdo a las condiciones de regularidad indica que el edificio de los dos bloques son irregulares.

La verificación de la regularidad de la estructura en altura y en planta se debe de verificar según lo indicado en el artículo 11 de la Norma E.030

Irregularidad en Altura

Verificación de irregularidad en planta – Bloque I

	Irregularidades de Rigidez - Piso Blando											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.4*Δi+1	0.00023	0.00002744	0.00052535	3.312E-05	0.000735497	4.63614E-05	0.000960857	4.86854E-05	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.25*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.00023	0.00002744	0.00052535	3.312E-05	0.000812022	4.17314E-05	0.00088916	3.90518E-05	Regular	Regular	Regular	Regular
	Irregularidades extrema de Rigidez											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.6*Δi+1	0.00023	0.00002744	0.00052535	3.312E-05	0.000840568	5.29845E-05	0.001098123	5.56405E-05	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.4*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.00023	0.00002744	0.00052535	3.312E-05	0.000909464	4.67391E-05	0.000995859	4.3738E-05	Regular	Regular	Regular	Regular

Verificación de irregularidad en masa de la edificación – Bloque II

	Irregularidad de masa o Peso	
	Peso de la estructura	**Condición: Pi>1.5Pi+1**
Piso 4	4.48E+05 N	
Piso 3	4.48E+05 N	**Regular**
Piso 2	4.48E+05 N	**Regular**
Piso 1	4.48E+05 N	**Regular**

Irregularidad de Geometría Vertical.- No tiene irregularidad de geometría vertical, ya que todos los elementos estructurales, tiene continuidad en todos los niveles.

Discontinuidad en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Discontinuidad extrema en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Irregularidad en Planta

Verificación de irregularidad Torsional – Bloque II

IRREGULARIDAD TORSIONAL				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	0.354489	0.379	0.4254	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	6.913811	7.22	8.2966	REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	0.354489	0.379	0.5317	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	6.913811	7.22	10.3707	REGULAR

Verificación por esquina entrante de la edificación – Bloque I

ESQUINAS ENTRANTES			
EJE X-X		Condición	Observación
3940	2640	67%	Irregular
EJE Y-Y		Condición	Observación
12150	1260	10%	Regular

Verificación de la discontinuidad de diafragma – Bloque I

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
Nivel	Area en planta	Condición	Observación
Piso 4	49500000	0%	Regular
Piso 3	49500000	0%	Regular
Piso 2	49500000	0%	Regular
Piso 1	49500000	0%	Regular

Sistemas no paralelos.- No aplica, todo los sistemas a fuerzas laterales, son paralelos

BLOQUE II

Irregularidad en Altura

Verificación de piso blando de la edificación – Bloque II

	Irregularidades de Rigidez - Piso Blando											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.4*Δi+1	0.000169	0.000113	0.00038371	0.0002502	0.0005372	0.000350253	0.000703481	0.000464181	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.25*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000169	0.000113	0.00038371	0.0002502	0.000601253	0.00039721	0.000674327	0.000450736	Regular	Regular	Regular	Regular
	Irregularidades extrema de Rigidez											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.6*Δi+1	0.000169	0.000113	0.00038371	0.0002502	0.000613943	0.000400289	0.000803978	0.000530492	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.4*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000169	0.000113	0.00038371	0.0002502	0.000755246	0.000444875	0.000755246	0.000504824	Regular	Regular	Regular	Regular

Irregularidad en masa de la edificación – Bloque II

	Irregularidad de masa o Peso	
	Peso de la estructura	Condición: Pi>1.5Pi+1
Piso 4	2.51E+05 N	
Piso 3	2.51E+05 N	Regular
Piso 2	2.51E+05 N	Regular
Piso 1	2.51E+05 N	Regular

Irregularidad de Geometría Vertical.- No tiene irregularidad de geometría vertical, ya que todos los elementos estructurales, tiene continuidad en todos los niveles.

Discontinuidad en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Discontinuidad extrema en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Irregularidad en Planta

Verificación de la irregularidad Torsional de la edificación – Bloque II

IRREGULARIDAD TORSIONAL				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	3.283	3.685	3.9396	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	5.393	5.8	6.4716	REGULAR

Verificación por esquina entrante de la edificación – Bloque II

ESQUINAS ENTRANTES			
EJE X-X		Condición	Observación
3940	2640	67%	Irregular
EJE Y-Y		Condición	Observación
6270	1260	20%	Irregular

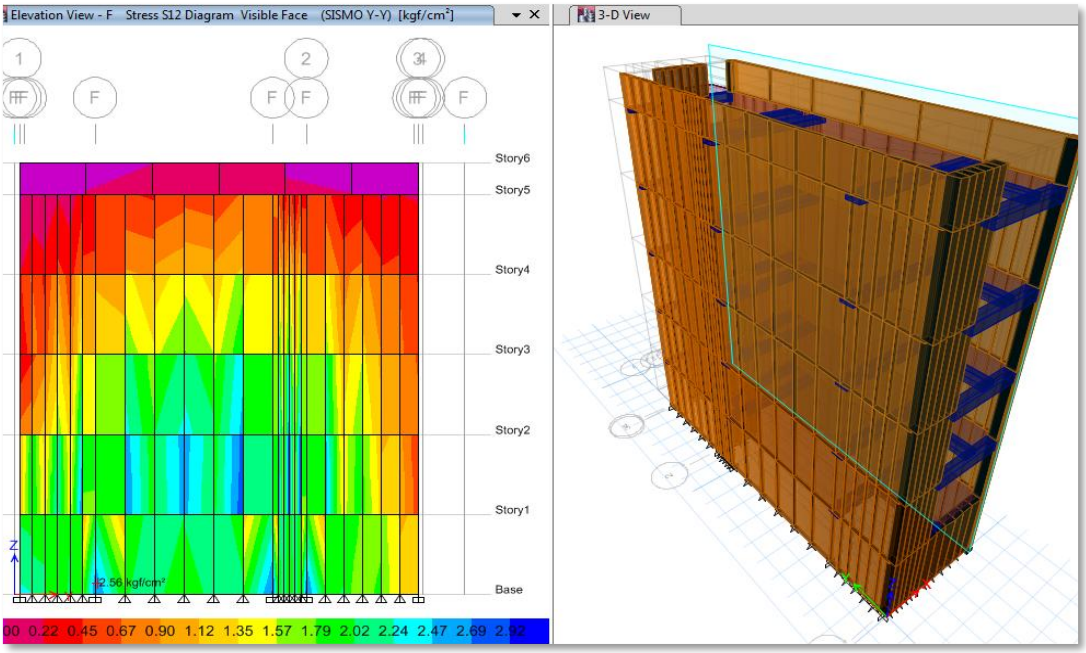
Verificación de discontinuidad de diafragma – Bloque II

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
Nivel	Area en planta	Condición	Observación
Piso 4	28119000	0%	Regular
Piso 3	28119000	0%	Regular
Piso 2	28119000	0%	Regular
Piso 1	28119000	0%	Regular

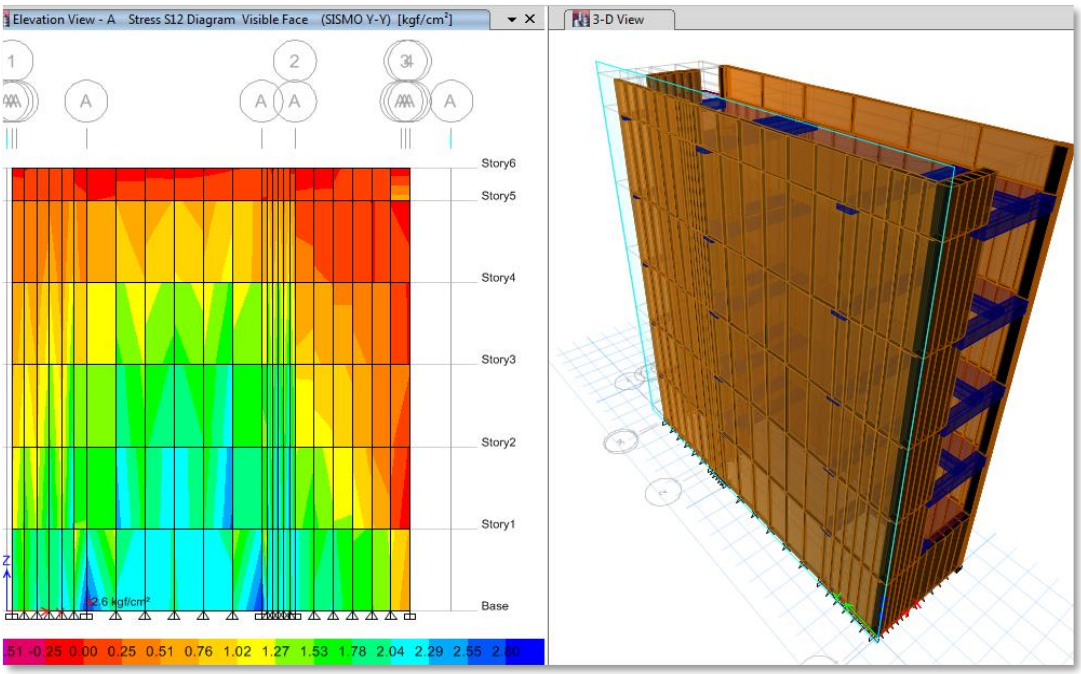
Sistemas no paralelos.- No aplica, todo los sistemas a fuerzas laterales, son paralelos.

ANEXO 05

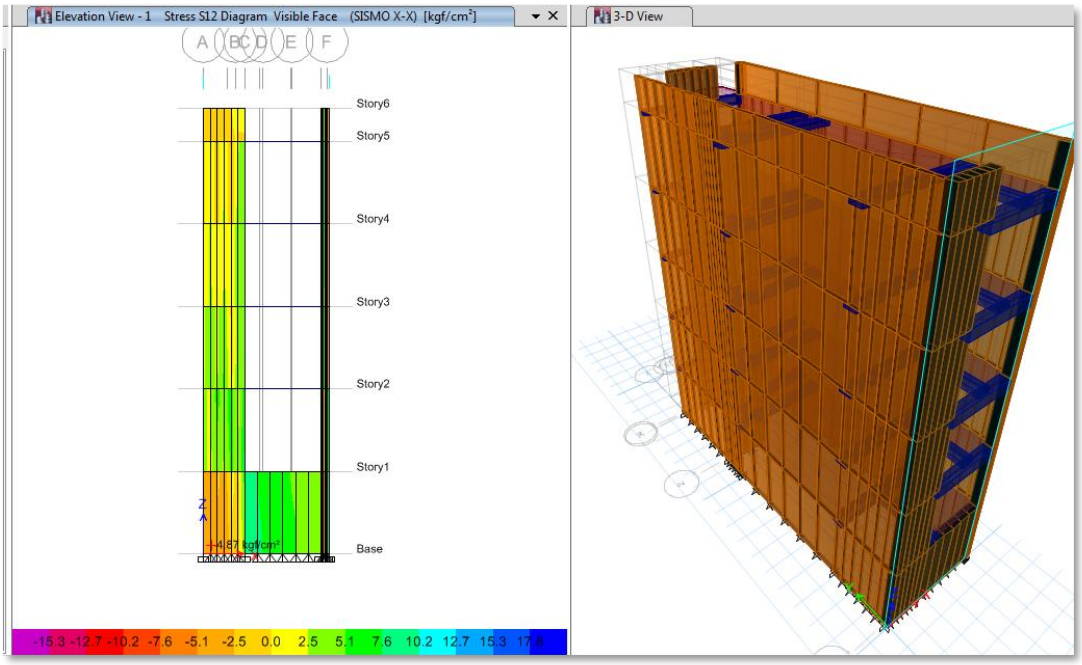
BLOQUE "I"



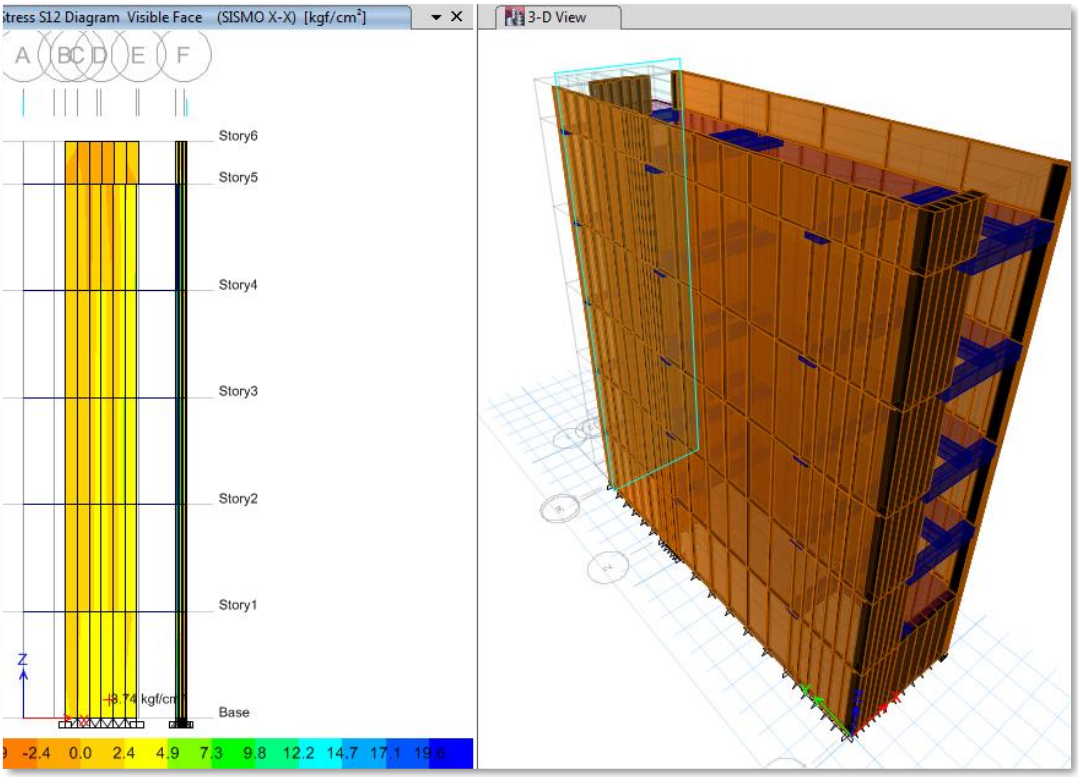
Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-01



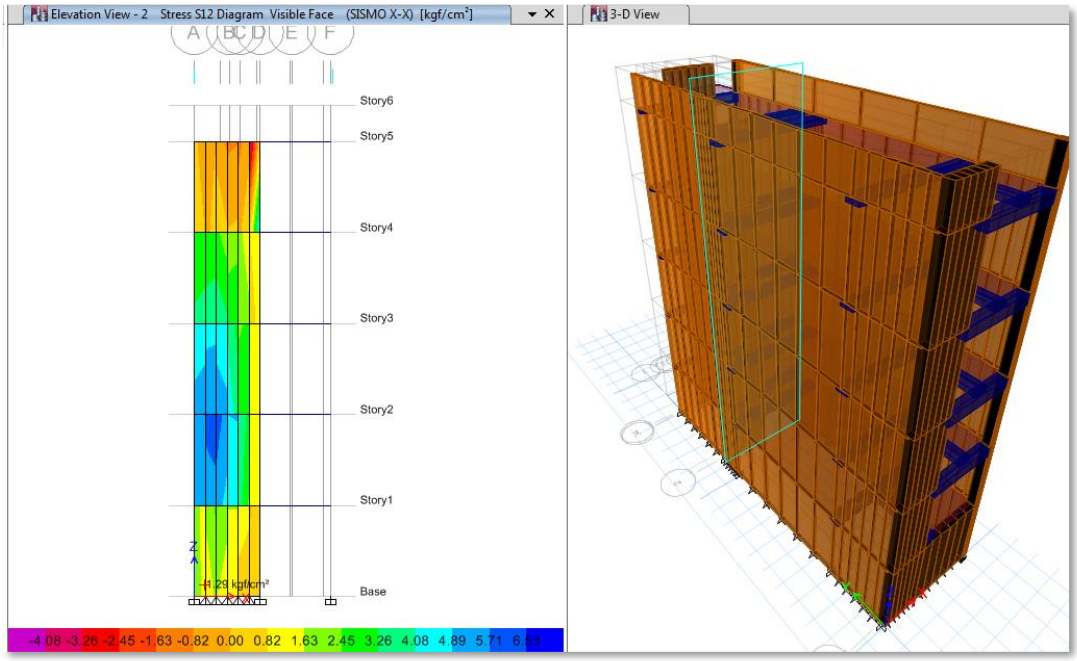
Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-03



Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-02

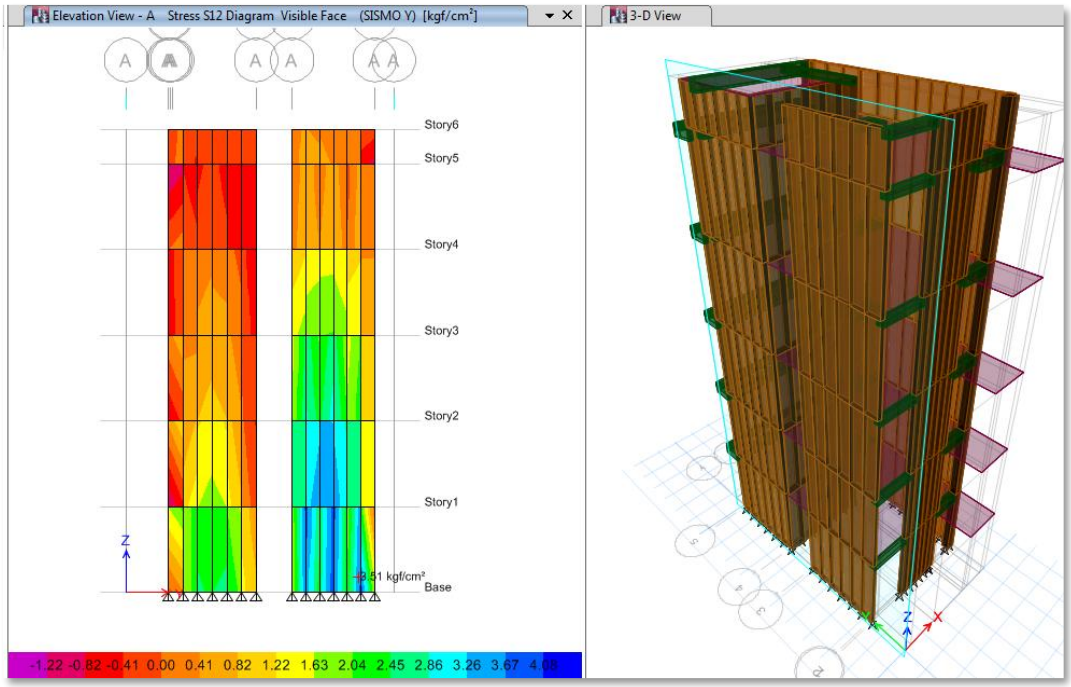


Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-04

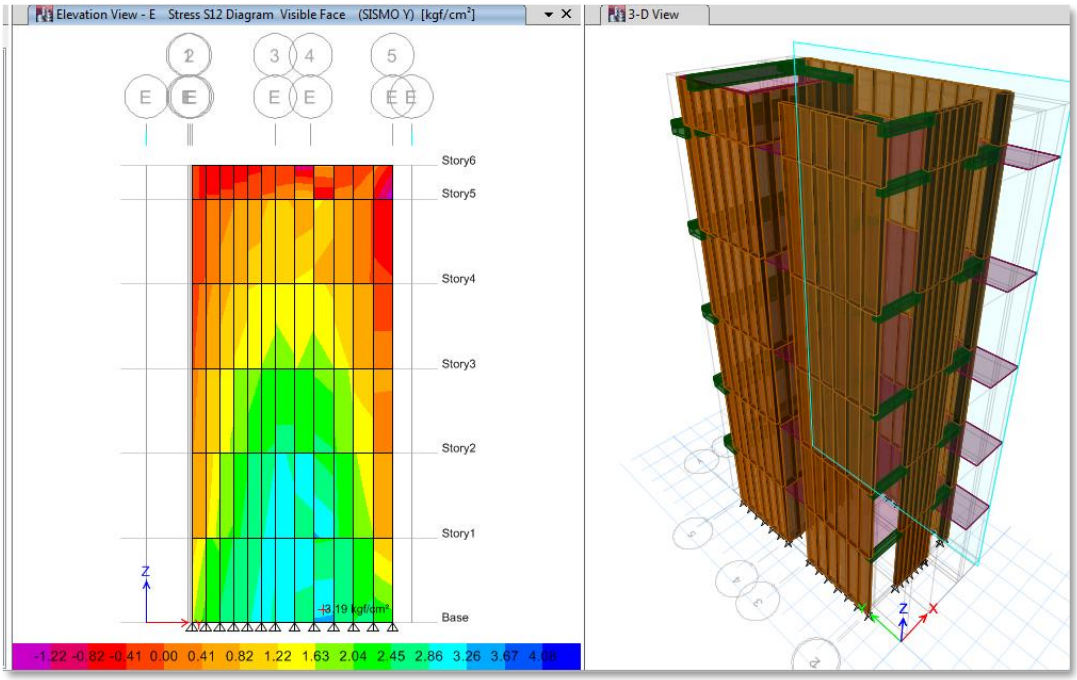


Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-05

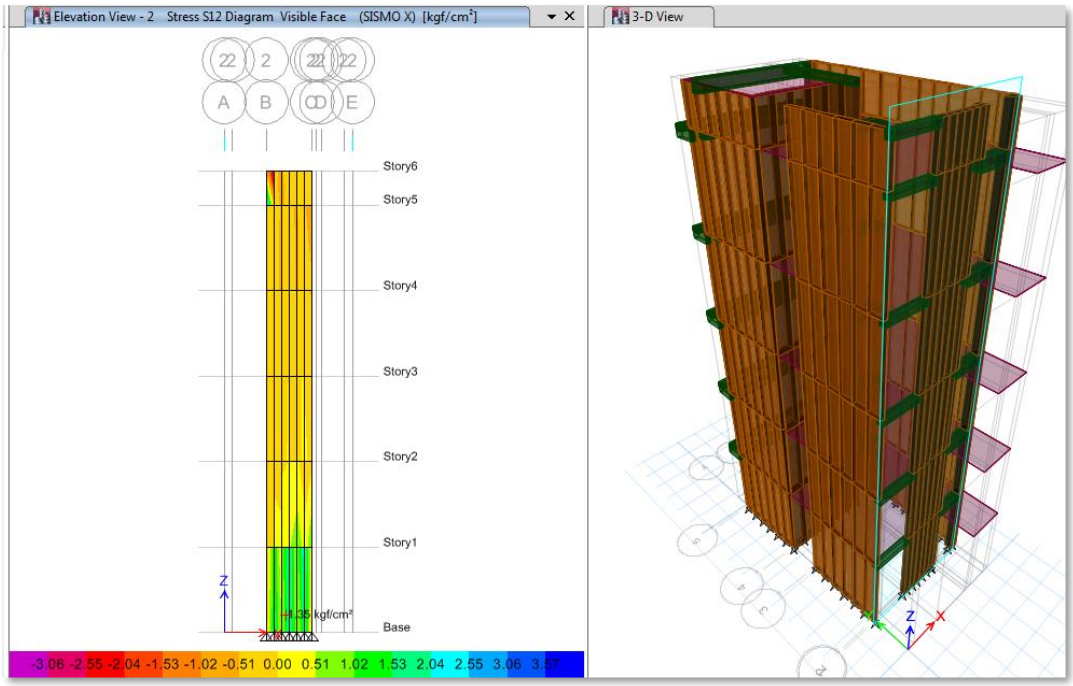
BLOQUE "II"



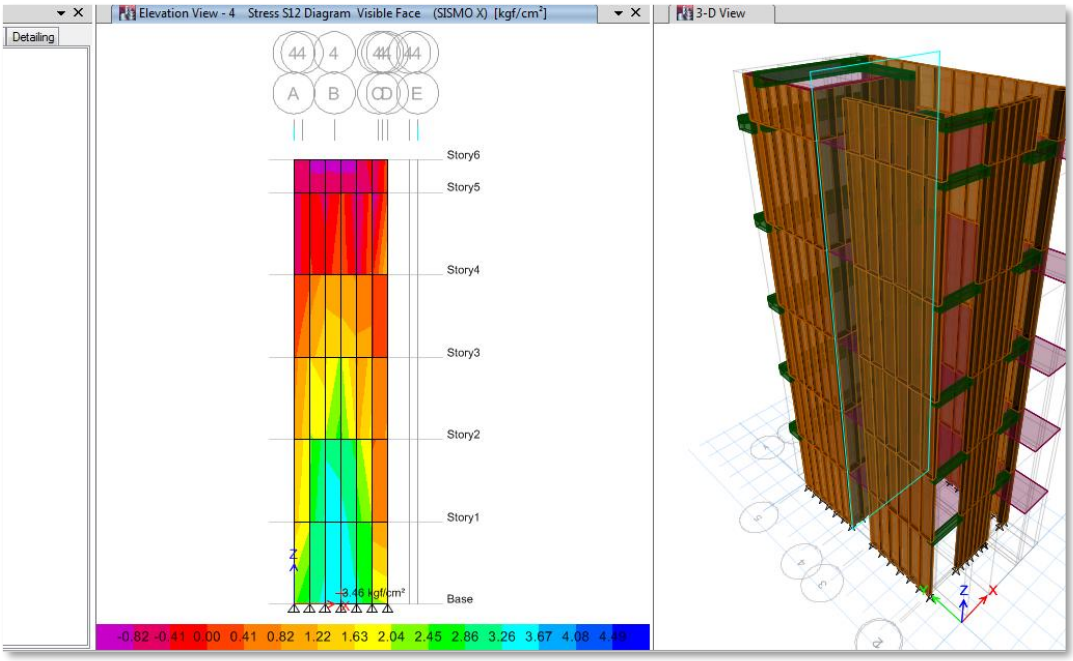
Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-06(Y)



Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-08



Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-09



Esfuerzo cortante del concreto- Placa PL-06(X)

ANEXO 06

06.01 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

DISEÑO DE VIGAS

BLOQUE "I"

Viga para resistir por Torsión (250x400) ubicada en el eje 5-5

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

Asumiendo: bw = 250.00 mm; h = 400.00 mm

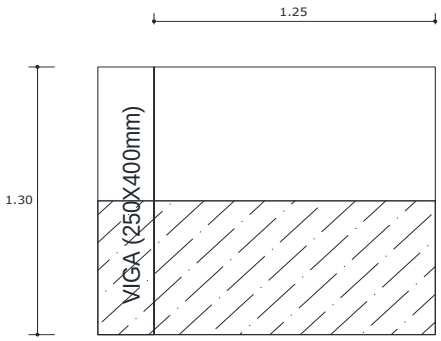


Figura 22 Viga y losa en voladizo

Metrado de cargas

Plosa = 0.0036 N/mm2

Acabados = 0.0010 N/mm2

Wcm = 0.0046 N/mm2

S/C = 0.0050 N/mm2 (vivienda comercio)

Wu = 0.0149 N/mm2

Vu.losa = 1.2139E+04 N

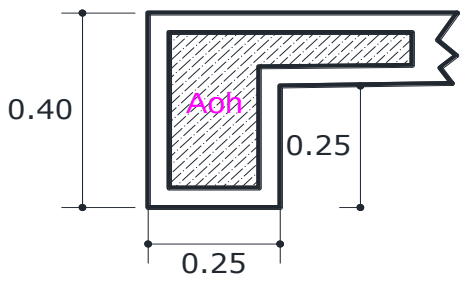
Vu. Viga = 2.1840E+03 N

Vu = Vu.losa + Vu. Viga

Vu = 1.4323E+04 N

Análisis

Calculo del área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto



Aoh = 74400.00 mm2

Ao = 85% Aoh = 63240.00 mm2

Poh = 1357.00 mm

Acp = 137000.00 mm2

Pcp = 17960.00 mm

Determinación de Tumin, Tcrit

$$T_{min} < T_u < T_{crit}$$

Calculo de Tu

$$T_u = \frac{M_u \times L^2}{2}$$

Tu = 1.1409E+07 N-mm

$$T_{crit} = \emptyset \times 0.33 \times \sqrt{f'c} \times \frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}$$

Tcrit = 1.3433E+06 N-mm

$$T_{min} = \emptyset \times 0.083 \times \sqrt{f'c} \times \frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}$$

Tmin = 3.3786E+05 N-mm

Tmin < Tu < Tcrit

Entonces cumple condición de diseño

Calculo del refuerzo transversal requerido por Torsión

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_{yt}}{S} \text{Xcotg}\Theta$$

Θ =45° (para elementos no preesforzados)

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{\emptyset \times 2 \times A_o \times f_{yt}}$$

At/s= **0.28 mm2** (refuerzo requerido por Torsión)

Calculo del refuerzo transversal requerido por Corte

d = 344.00 mm

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc = 2.2779E+05 N

Como Vu < φxVc, no requiere añadir refuerzo por corte

Entonces el refuerzo transversal por corte será:

Av/s + At/s = 0.28 mm2

Asumiendo varilla 8mm

S= 178.57mm

Verificamos el espaciamiento

s ≤Ph/8 169.63 mm
s ≤300 300.00 mm

No debe de exceder del mínimo valor de estos dos

Entonces tomamos: 8mm@ 150mm

Verificamos la sección transversal de la viga

$$\sqrt{(\frac{V_u}{b_w \times d})^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1.7 \times A_{oh}}\right)2} \quad \leq \quad (\frac{V_c}{V_w \times d} + 0.66 \times \sqrt{f'c})$$

1.6537 < 4.42

Cumple la condición, entonces la sección asumida es correcta

Calculo del refuerzo longitudinal, requerido por Torsión

$$A_l \geq \frac{A_t}{s} \times P_h \times (f_{yt}) \times ctg\theta^2$$

Θ =45° (para elementos no pre esforzados)

Al = 379.96 mm2

Refuerzo mínimo por Torsión

$$A_{lmin} = \frac{0.42 \times \sqrt{f'c} \times A_{cp}}{fy} - \frac{At}{s} \times Ph \times \frac{Fyt}{fy}$$

Almin = 195.60 mm2

Además se debe de cumplir que:

$$\frac{At}{S} \geq \frac{0.175 \times bw}{fy}$$

0.28 ≥ 0.104166667

Cumple con la condición de diseño, entonces es correcto el acero calculado.

Al= 379.96 mm2

Asumimos N16

Nv = 1.617510352

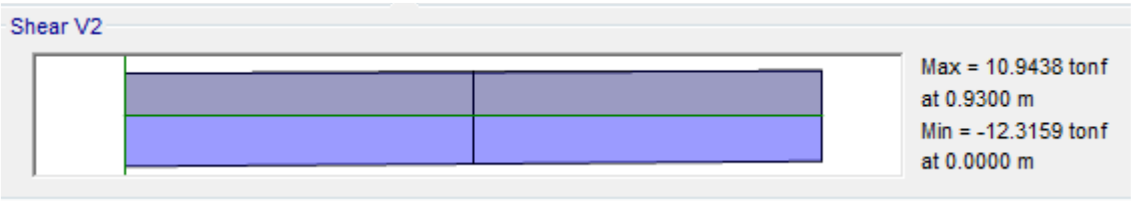
Asumimos N13

Nv = 2.992 **Tomamos 4 N13 varillas**

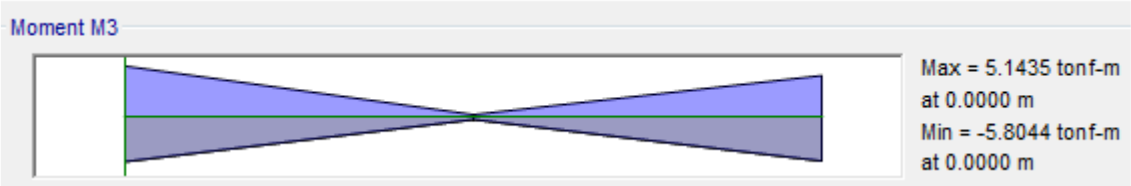
Diseño por flexión para calcular el acero exterior de la viga, por Torsión

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

Datos de la viga

Bw = 250.00 mm

h = 400.00 mm

d = 350.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y}$$ 50.02 mm2

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**5.8044E+07 N-mm**	**5.1435E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	468.2045062	411.5482061
a (mm)	44.06630647	38.73394881
As (mínimo mm2)	210.03 mm2	210.03 mm2
Varillas (φ)	2N16+1N10	2N16+1N10

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.010674286

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =900.00 mm

Δmax =2.3684 mm

Δ= 0.8500 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 5.7941E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.2316E+05 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*5.794E+04 N*
φVs = Vu - φVc	6.522E+04 N
Av, asumido	71
S = Av*Fy*d/Vs, (mm)	253

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:
El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

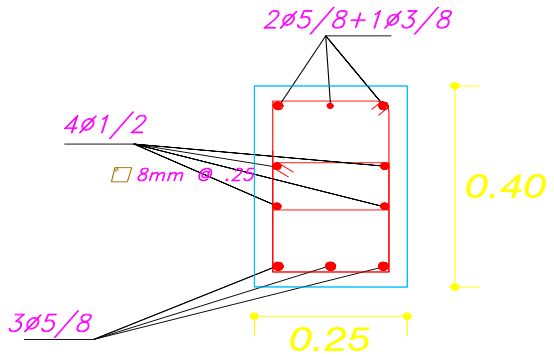
Zona de confinamiento = 2d = 2*350 = 700.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 87.5 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 158.75 mm

- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 175.00 mm

Los estribos a colocar serán: N10: 1@50, 4@100, en ambos extremos



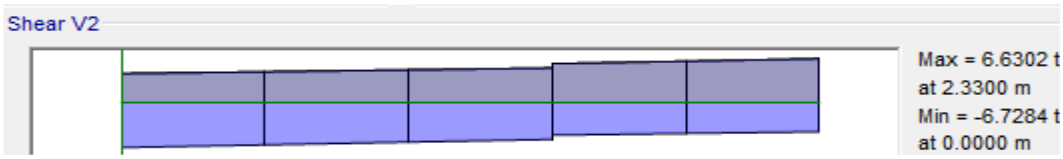
1ro y 5to Nivel

Diseño de viga del eje 5-5, VA-250X300mm

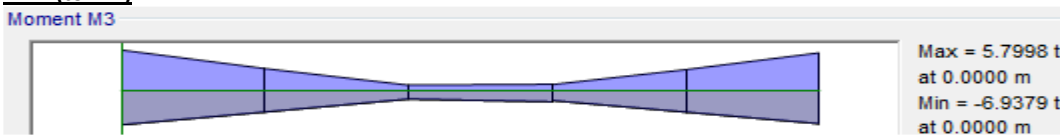
NOTA: Este mismo diseño también será en el Bloque "II", ya que las condiciones son las mismas

Diseño de Viga B-300X350mm, ubicada en el eje 1-1

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw =	300.00 mm
h =	350.00 mm

d = 300mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,min} = \frac{0,22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} = 150.02 \text{ mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**6.9379E+07 N-mm**	**5.7998E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	670.5910799	551.1549353
a (mm)	52.59537882	43.22783806
As (mínimo mm2)	216.04 mm2	216.04 mm2
Varillas (φ)	3N16+1N10	3N16

<u>Calculo del acero máximo</u>

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.01399

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

<u>Verificación de la deflexión</u>

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =2330.00 mm

Δmax =6.1316 mm

Δ= 0.1189 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

<u>Diseño por Cortante</u>

Tenemos:

Vu≤φxVn	En todas las secciones del elemento
Vn = Vc + Vs	Aporte del concreto y refuerzo en el alma
Vu ≤ φ (Vc + Vs)	Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0,17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 5.9596E+04 N

φVs = Vu - φVc

	V Inferior
Vu (N)	*6.728E+04 N*
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d^{l}$	*2.665E+05 N*
φVs = Vu - φVc	-1.992E+05 N
En este caso Vu<φVc	
Solo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones se usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*300 = 600.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 75 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 158.75 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192.00 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 150.00 mm

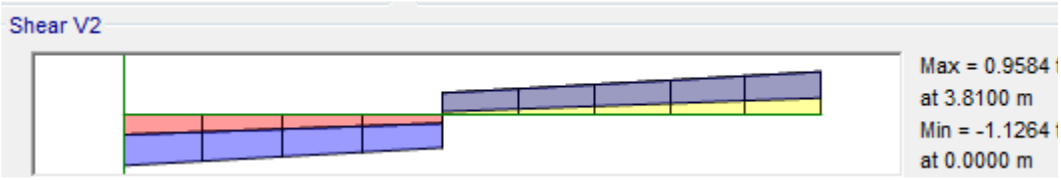
Los estribos a colocar seran:φ N10 (3/8”): 1@50, 3@100, resto @250mm.

Viga chata (400x170mm) ubicada entre los ejes 1-1,2-2 (paralelo al eje 1-1) cerca de la escalera

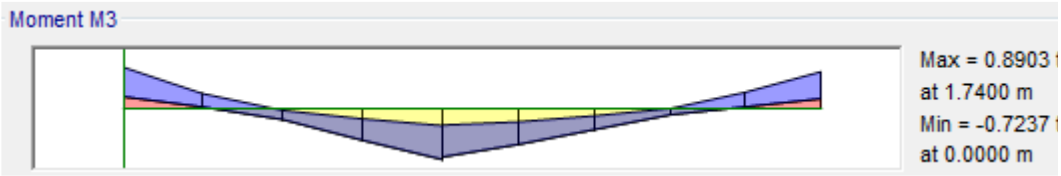
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} = 115.22 \text{ mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**7.2400E+06 N-mm**	**8.9000E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	179.9161043	221.2674525
a (mm)	0.4703689	0.578477
As (mínimo mm2)	115.219046	115.219046
Varillas (φ)	2N13	2N13

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.01058

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =3710.00 mm

Δmax =9.7632 mm

Δ= 2.2570 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.1264E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-2.052E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127.00 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

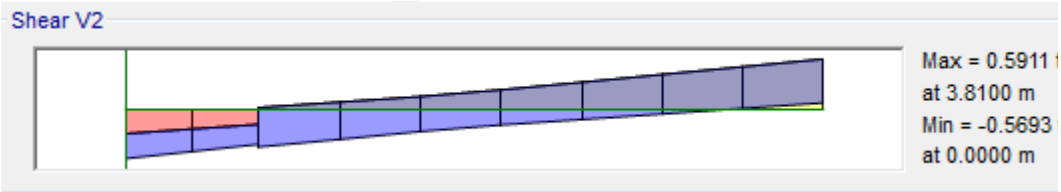
Los estribos a colocar serán 8mm:1@50, 2@100, resto @250mm

Viga chata (400x170mm) ubicada entre los ejes 1-1,2-2 (paralelo al eje 1-1) cerca del ducto pequeño de ventilación

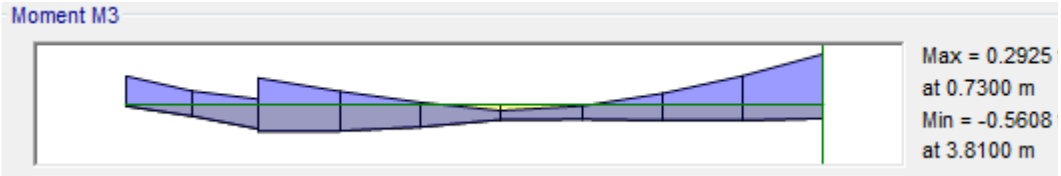
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 15.22 \text{ mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**5.6080E+06 N-mm**	**2.9250E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	127.6253715	65.5368421
a (mm)	7.507374796	3.855108359
As (mínimo mm2)	115.22 mm2	115.22 mm2
Varillas (φ)	2N10	2N10

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.005917

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =3710.00 mm

Δmax =9.7632 mm

Δ= 0.85 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**5.9110E+03 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-2.587E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 95.25mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

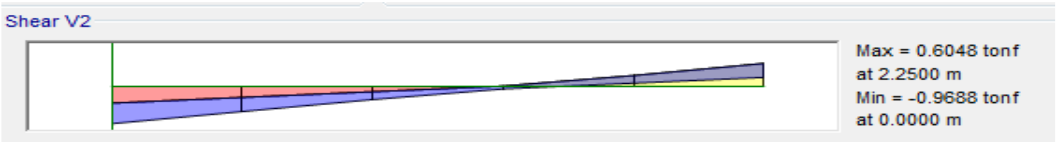
Los estribos a colocar serán 8mm:1@50, 2@100, resto @250mm

Viga chata (400x170mm) ubicada entre los ejes 1-1,2-2 (paralelo al eje E-E) cerca de la escalera

Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \text{ 2 mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**4.3930E+06 N-mm**	**2.3120E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	99.26239953	51.62319264
a (mm)	5.838964678	3.036658391
As (mínimo mm2)	115.22 mm2	115.22 mm2
Varillas (φ)	2N10	2N10

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.005917

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =1950.00 mm

Δmax =5.1316 mm

Δ= 1.0247 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**9.6880E+03 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-2.210E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 95.25 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

Los estribos a colocar serán 8mm:1@50, 2@100, resto @250mm

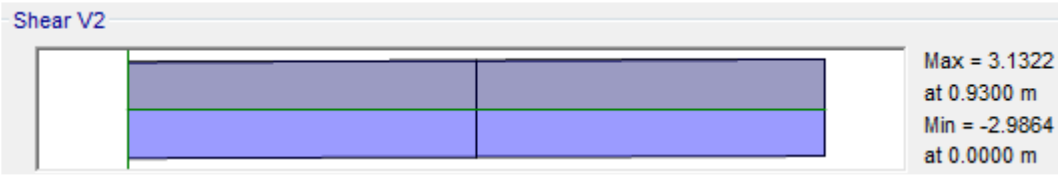
BLOQUE II

Viga chata 400x170mm en el eje 6-6, entre los ejes D-D, E-E

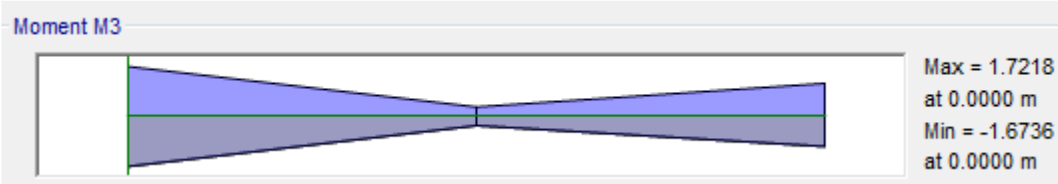
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \text{ 15.219mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**1.6736E+07 N-mm**	**1.7220E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	416.9733386	429.0889689
a (mm)	1.090126375	1.121801226
As (mínimo mm2)	115.219046	115.219046
Varillas (φ)	3N16	3N16

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.0015875

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =900.00 mm

Δmax =2.3684 mm

Δ= 0.264 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785 E04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**3.1322E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-4.627E+02 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm

- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127.00 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

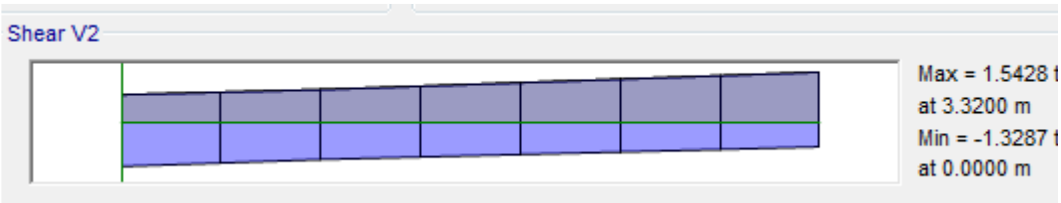
Los estribos a colocar serán N13(1/2") :1@50, 2@100, resto @250mm

Viga A´- 25X30 ubicada en el eje 7-7, entre los ejes A-A, E-E

Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)

Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga:

Bw = 250.00 mm

h = 300.00 mm

d = 250.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \; 50.02\text{mm}2$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**2.1242E+07 N-mm**	**1.7580E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	235.1956822	193.0467173
a (mm)	22.13606421	18.16910281
As (mínimo mm2)	150.02 mm2	150.02 mm2
Varillas (φ)	2N13	2N13

Calculo del acero máximo

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.012192

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =3440.00 mm

Δmax =9.0526 mm

Δ= 0.3160 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 4.1386E+04N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.5428E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*4.139E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-2.596E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*250 = 500.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 62.5 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 125.00 mm

Los estribos a colocar serán 8mm:1@50, 2@100, resto @250mm

06.02 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El diseño de una losa aligerada consiste en el diseño de una viga T, de las siguientes características, viguetas de 100mm de ancho, espaciadas 400mm (eje a eje) y tienen una losa superior de 5mm, entre las viguetas se colocan unidades de albañilería, en nuestro caso el aligerado tendrá una altura de 170mm, todas estas características se aprecian en la figura 24.

Detalle de aligerado

Las losas aligeradas soportan su peso propio, además de tabiques de albañilería perpendiculares al sentido de las viguetas, cargas vivas, dependiendo del uso del piso (en nuestro caso de viviendas s/c=200kg/cm2), se realizarán dos diseño, un diseño por flexión y otro por corte.

DISEÑO POR FLEXIÓN DE ALIGERADO UNIDERECCIONAL

En el diseño por flexión debemos de calcular la cantidad de acero que necesitaran las viguetas, para resistir los momentos y cortantes producidas por las cargas actuantes, su diseño será similar al diseño de las vigas T. En este caso diseñaremos la losa del semisótano (tiene diferente carga a los demás niveles ya que es vivienda comercio), luego del primer nivel típico de los demás niveles (con cargas de vivienda comercio).

DISEÑO ALIGERADO SEMISOTANO

Metrado de cargas

Peso propio de la losa = 2.80E-03 N/mm2

Acabados= 1.00E-03 N/mm2

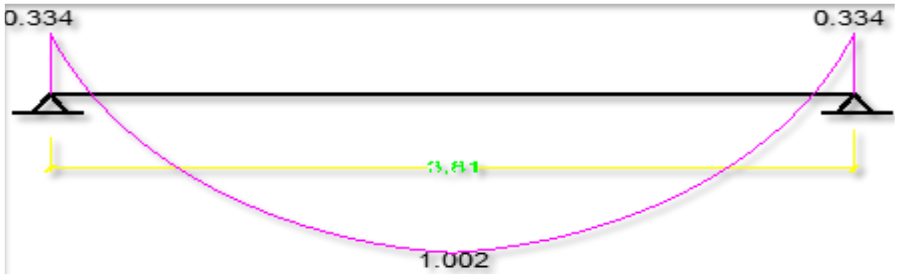
Wcm = 1.52E+00 N/mm

Sobrecarga en viv. Comercio = 5.00E-03 N/mm2

Wcv = 2.00E+00 N/mm

Wu = 1.4CM+1.7CV = **5.53E+00 N/mm**

La figura N°21 muestra el diagrama de momento flector, de las cargas aplicadas.



Con los momentos obtenidos procedemos a calcular el acero necesario como se muestra a continuación.

	M (-)	M (+)
b(mm)	400	100
Mu (N-mm)	**1.0020E+07 N-mm**	**3.3400E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	197.540342	63.97393806
a (mm)	11.62002012	3.763172827
As (mínimo mm2)	134.4222204	33.6055551
Varillas (φ)	1N13+1N10	1 N10

Refuerzo por contracción y temperatura

Basándonos en la norma E.060 en su artículo 7.12 el cual establece un factor de 0.002 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de kg/cm2, en nuestro caso obtenemos:

$$A_{st} = \rho \times b \times t$$

Ast=40.00mm2

Asumiendo N 6, S=800.00mm

Pero el espaciamiento máximo es de 5t, s=250mm

Entonces asumimos 1/4" @ 250mm

VERIFICACIÓN POR CORTE ACERO UNIDIRECCIONAL

En esta etapa se debe de cumplir que: Vu<φVc

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φVc = 9.271E+03 N

Diagrama de fuerza Cortante

Vu = 1.053E+04 N

Como φVc<Vu. Cumple condición de diseño.

DISEÑO ALIGERADO PRIMER NIVEL Y DEMÁS PISOS

Metrado de cargas

Peso propio de la losa = 2.80E-03 N/mm2

Acabados= 1.00E-03 N/mm2

Wcm = 1.52E+00 N/mm

Sobrecarga en viv. Comercio = 2.00E-03 N/mm2

Wcv = 8.00E-01 N/mm

Wu = 1.4CM+1.7CV = **3.488E+00 N/mm**

La figura N°22 muestra el diagrama de momento flector, de las cargas aplicadas.

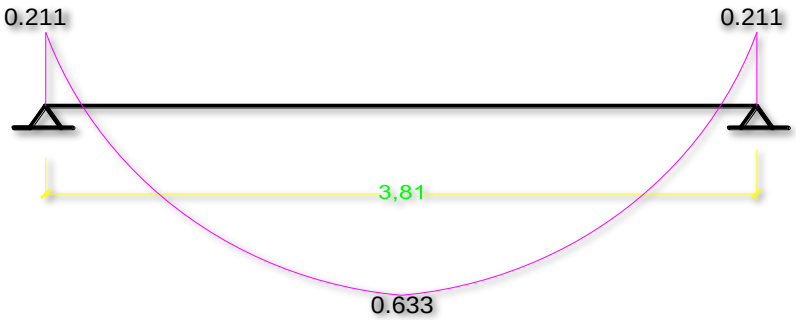


Diagrama de momento flector

Con los momentos obtenidos procedemos a calcular el acero necesario como se muestra a continuación.

	M (-)	M (+)
b(mm)	400	100
Mu (N-mm)	**6.3300E+06 N-mm**	**2.1100E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	122.7815966	40.21119752
a (mm)	7.222446859	2.36536456
As (mínimo mm2)	134.4222204	33.6055551
Varillas (φ)	1N13	1 N10

Refuerzo por contracción y temperatura

Basándonos en la norma E.060 en su artículo 7.12 el cual establece un factor de 0.002 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de kg/cm2, en nuestro caso obtenemos:

$$A_{st} = \rho \times b \times t$$

Ast=40.00mm2

Asumiendo N 6, S=800.00mm

Pero el espaciamiento máximo es de 5t, s=250mm

Entonces asumimos 1/4" @ 250mm

VERIFICACIÓN POR CORTE ACERO UNIDIRECCIONAL

En esta etapa se debe de cumplir que: Vu<φVc

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φVc = 9.271E+03 N

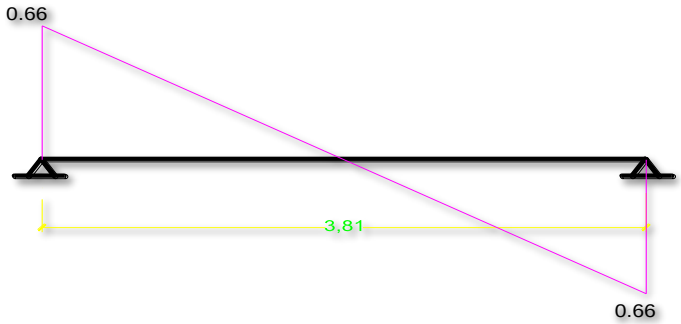


Figura 28. Diagrama de fuerza Cortante

Vu = 6.6E+03 N

Como φVc<Vu. Cumple condición de diseño.

06.03 DISEÑO DE LOSA MACIZA UNIDIRECCIONAL

El diseño de una losa maciza consiste, en el diseño de franjas de 1000mm de ancho, en nuestro caso consideraremos losa en una sola dirección, ya que la relación largo ancho es mayor a dos.

Las losas macizas al igual que las losas aligeradas, soportan su propio peso y sus sobrecargas, para este caso de diseño la losa estará sometida a una sobrecarga de 5E-03 N/mm3, correspondiente a vivienda comercio que es la losa del semisótano, este diseño se tomara igual en los demás niveles pese a tener menor sobrecara en los demás niveles que es de 2E-3N/mm2 que es sobrecarga para vivienda.

De acuerdo a la tabla 9.1 (cap. 9) de la norma E.060, obtenemos un espesor de losa de Hf= L/10=1250/10=125mm=150mm, para este caso de diseño usaremos valores variables como son: hf1=150mm (en el tramo de inicio de la losa) y hf2=130mm (en el tramo final de la los), los datos mencionados se muestran en la figura 29.

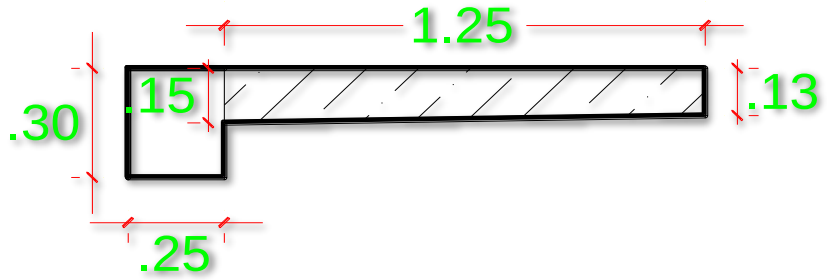


Figura 29. Detalle de losa maciza

Metrado de cargas

Peso propio de la losa = 3.36N/mm

Piso terminado =1N/mm

Wcm = 4.36N/mm

Sobrecarga en vivienda comercio = 5E-3N/mm2

Wcv = 5N/mm

Wu = 1.4CM+1.7CV = 14.60N/mm

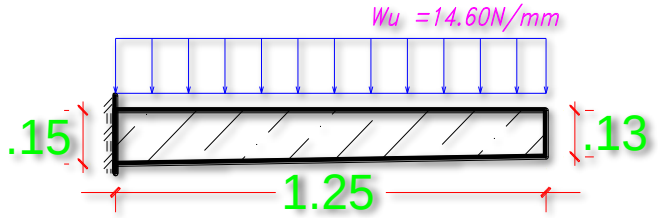


Figura 26. Cargas actuantes en losa

Con esto procedemos a calcular el momento actuante en la losa en voladizo

Mu = 1.141E+7 N-mm

d = 120mm

bw =1000mm

Luego calculamos el acero necesario para soportar este momento aplicado en la losa como se muestra a continuación.

	M
b(mm)	1000
Mu (N-mm)	**1.1410E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	258.0727743
a (mm)	6.072300571
As (mínimo mm2)	288.0476151

De los resultados obtenidos, se puede observar que el acero obtenido está por debajo del acero mínimo, por lo que se decide trabajar con el acero mínimo, que es de 288.048mm2.

Asumiendo N16 obtenemos espaciamientos de: S= 685.80mm

Asumiendo N10 obtenemos espaciamientos de S= 245.9mm

Para este caso usaremos cero N10 (3/8") @ 250mm

Refuerzo transversal

Basándonos en la norma E.060 en su artículo 7.12 el cual establece un factor de 0.002 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de kg/cm2, en nuestro caso obtenemos:

$$A_{st} = \rho \times b \times t$$

Ast = 300mm2

Asumiendo N6, obtenemos espaciamientos de S=106mm

Asumiendo N10, obtenemos espaciamiento de S= 250mm

Entonces tomamos N10 (3/8") @ 250mm

Verificación por corte

Vu=WuxL = 1.825E+4N

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$ ndición d diseño.

06.04 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

Para el diseño de los muros se usaran los criterios estipulados de acuerdo a la Norma para diseño con muros de ductilidad limitada, especificadas en el punto 3.2 de dicha tesis.

DISEÑO POR FLEXOCOMRESIÓN

Para verificar que se cumpla el diseño por flexocompresión se debe graficar un diagrama de iteración. Dicho diagrama se define como el lugar geométrico de las combinaciones P y M que agotan la capacidad de la sección. El grafico de los diagramas de iteración para fines del presente trabajo se realizó mediante el uso del programa de computo ETABS, el cual cuenta con un extensión llamada Sectión Designer.

Procedimiento para el diseño por flexocompresión

Los pasos que se seguirán para el diseño por flexocompresión son los siguientes:

- En este paso se tendrá que obtener las fuerzas de diseño según las combinaciones de cargas.
- Se procede a iniciar una primera aproximación a la colocación de acero considerando acero mínimo repartido como lo indica la norma con una cuantía 0.0025 de acero vertical.
- Se obtiene el diagrama de interacción.
- Se verifica que las fuerzas de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción. En caso no se logre, debe cambiarse la disposición asumida para el refuerzo y proceder con otra disposición hasta lograrlo.
- Comprobar que la resistencia nominal a flexo compresión igual a 1.2 veces la resistencia de agrietamiento.
- Comprobar la validez de la relación: $$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Diseño por Cortante

En el diseño por cortante debe calcularse la cortante última de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis. Es decir se debe de cumplir lo estipulado en el punto 3.2 inciso 3.2.5 de la presente tesis.

Procedimiento para el diseño por cortante

- Obtener la fuerza cortante última del análisis.
- Obtener la fuerza cortante última del análisis.
- Calcular el momento nominal de acuerdo al refuerzo colocado considerando como esfuerzo de fluencia 1.25fy.
- Calcular el momento nominal de acuerdo al refuerzo colocado considerando como esfuerzo de fluencia 1.25fy.
- Hallar el valor máximo de la resistencia al corte de los muros Vn utilizando la fórmula: $$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

- Se procede a hallar la resistencia al corte del concreto Vc. De esta manera, según la relación que se establezca entre el cortante último de diseño y 0.5 φVn se establece cuál es la cuantía mínima exigida
- Se halla la cuantía requerida igualando los términos del cortante último de diseño y la resistencia al corte del muro, Vu= φVn, en donde la única incógnita es la cuantía horizontal ρh.
- A partir de la cuantía horizontal ρh se obtiene el refuerzo horizontal que es necesario para cumplir con el requerimiento.

DISEÑO DE LA PLACA P1(1ER 2DO PISO)

De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

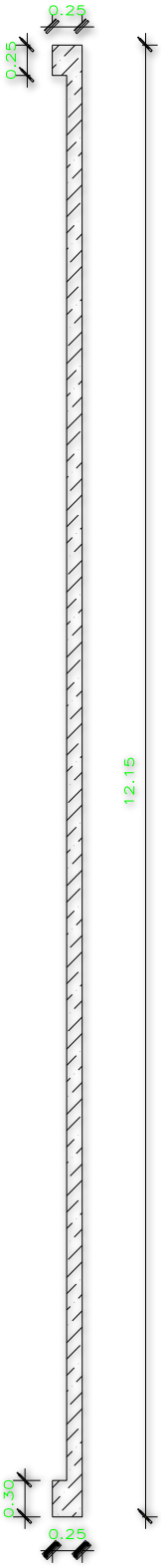
	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	9.647E+05	1.619E+03	5.095E+03	6.402E+06	3.263E+08
CV	2.345E+05	5.190E+02	2.076E+03	7.130E+05	1.674E+08
Sxx	7.982E+05	3.951E+05	1.174E+08	-1.045E+07	1.674E+08
Syy	4.933E+04	2.978E+05	-2.061E+08	2.133E+09	-5.415E+06

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones "x" y "y"

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis estructural con las respectivas combinaciones indicadas en la Norma E.060

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	1.749E+06	1.017E+07	7.414E+08	8.016E+03
1.25(CM+CV)+CSX	2.333E+06	1.669E+07	1.174E+08	-3.745E+05
1.25(CM+CV)-CSX	2.333E+06	1.669E+07	1.174E+08	-3.745E+05
0.9CM+CSX	1.702E+06	1.355E+07	-2.061E+08	-3.766E+05
0.9CM-CSX	1.702E+06	1.355E+07	-2.061E+08	-3.766E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.749E+06	7.414E+08	1.017E+07	8.016E+03
1.25(CM+CV)+CSY	1.536E+06	-1.578E+09	1.553E+07	-3.171E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.536E+06	-1.578E+09	1.553E+07	-3.171E+05
0.9CM+CSY	9.053E+05	-1.902E+09	1.240E+07	-3.191E+05
0.9CM-CSY	9.053E+05	-1.902E+09	1.240E+07	-3.191E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060



Características geométricas de la placa P1

Armado del acero preliminar, dirección X-X

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 3.7656E+05 N

El aporte del concreto es: $\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$

Lm = 130.0

hm = 12750.0

hm/Lm = 98.1 > 2.5

Dado que el resultado de este cociente es mayor que 2.5, α=0.53

Entonces: φVc = 8.8263E+03 N

φVc/2 = 4.4132E+03 N

Como Vu > φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Como en ese sentido el muro no tiene responsabilidad sísmica se deja así.

Armado del acero preliminar, dirección Y-Y

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 3.1909E+05 N

El aporte del concreto es: $\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$

Lm = 12150

hm = 12750.0

hm/Lm = 1.05 < 1.5

Dado que el resultado de este es menor que 1.5, α=0.8

Entonces: φVc = 1.2452E+06 N

φVc/2 = 6.2258E+05 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N10 (3/8") s = 256.41 mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura.

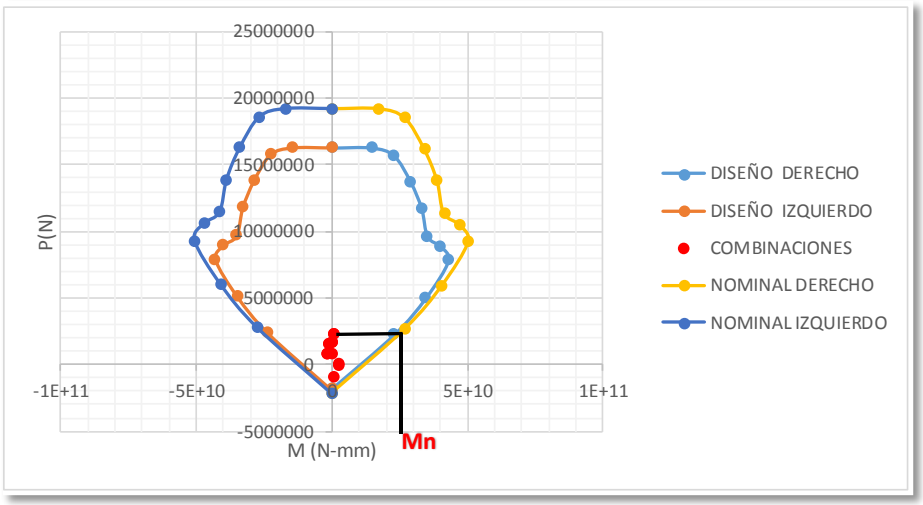


Diagrama de iteración de la placa P01

En la figura se puede mostrar que se obtiene que las combinaciones de carga axial y momento flector se encuentran dentro del diagrama.

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 1644400.00mm2; I=3.3000E+09 mm4, X=177.90mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.8734E+08 N

1.2*Mcr = 2.2481E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.5000E+10 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 1644400.00mm2; I=2.1742E+13 mm4, Y=6052.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 3.6280E+10 N

1.2*Mcr = 4.3536E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.1000E+10 N

Como en la dirección "Y" Mn<1.2Mcr.

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=60.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 13.1625 mm, Lm = 12150.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 4050.0000 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

<u>Diseño por fuerza Cortante</u>

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	3.1909E+05 N
Mn =	2.1000E+10 N
Mua =	1.9018E+09 N
Vu =	1.2764E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 6.1801E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = 2.8847E+05 N

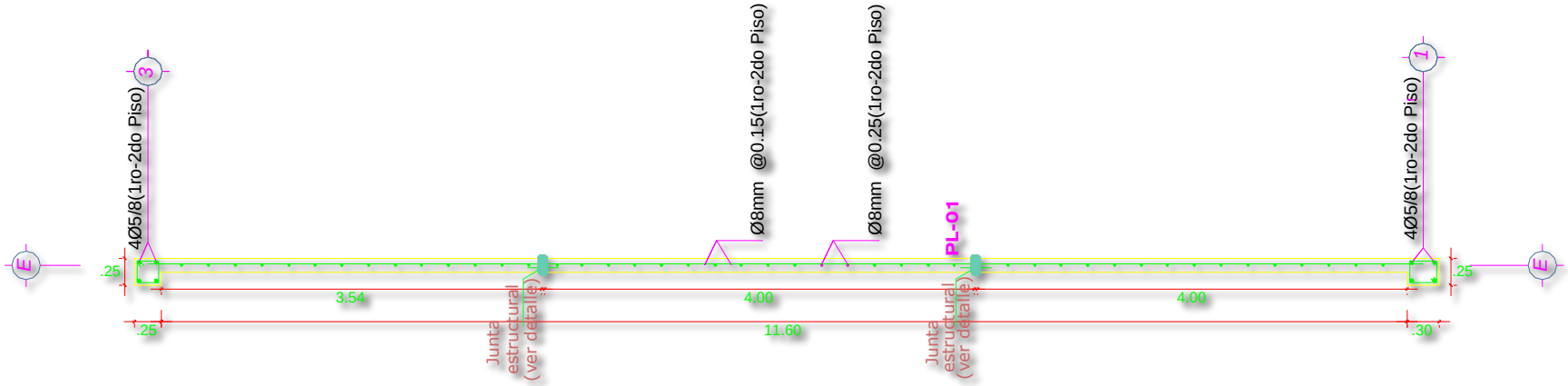
Calculamos la cuantía de acero

ρs = 0.0024

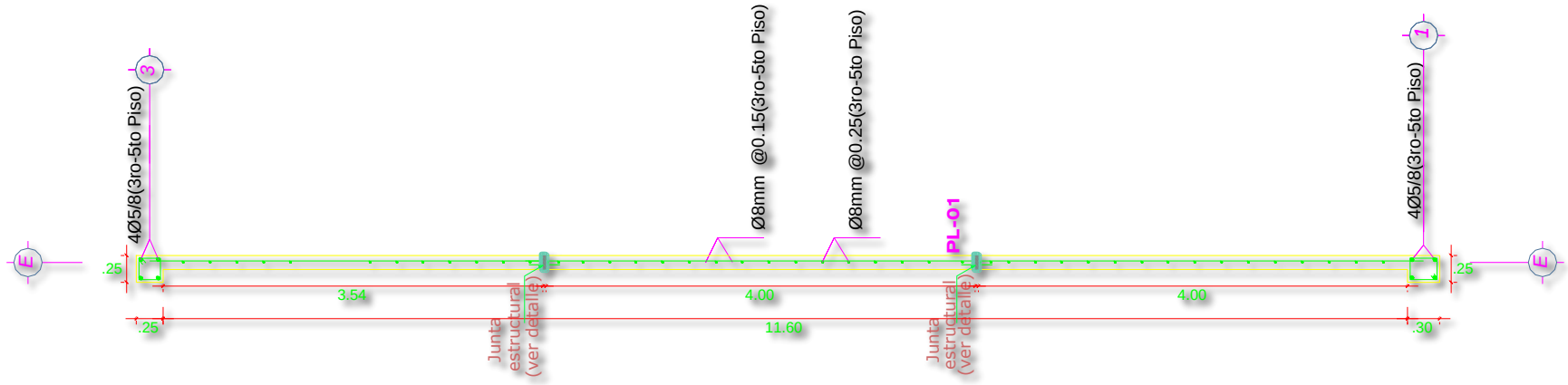
As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm



Detalle de refuerzo de primer a segundo nivel



Detalle de refuerzo de tercero a quinto nivel

DISEÑO DE LA PLACA PL-01 (3RO 5TO PISO)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	1.050E+06	-9.267E+06	1.388E+07	-7.306E+03
1.25(CM+CV)+CSX	1.376E+06	6.555E+07	-1.533E+09	-1.049E+05
1.25(CM+CV)-CSX	1.376E+06	6.555E+07	-1.533E+09	-1.049E+05
0.9CM+CSX	1.033E+06	6.772E+07	-1.559E+09	-1.025E+05
0.9CM-CSX	1.033E+06	6.772E+07	-1.559E+09	-1.025E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.050E+06	1.388E+07	-9.267E+06	-7.306E+03
1.25(CM+CV)+CSY	1.536E+06	-1.137E+09	6.555E+07	-2.526E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.536E+06	-1.137E+09	6.555E+07	-2.526E+05
0.9CM+CSY	9.053E+05	-1.163E+09	-1.619E+06	-2.502E+05
0.9CM-CSY	9.053E+05	-1.163E+09	-1.619E+06	-2.502E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

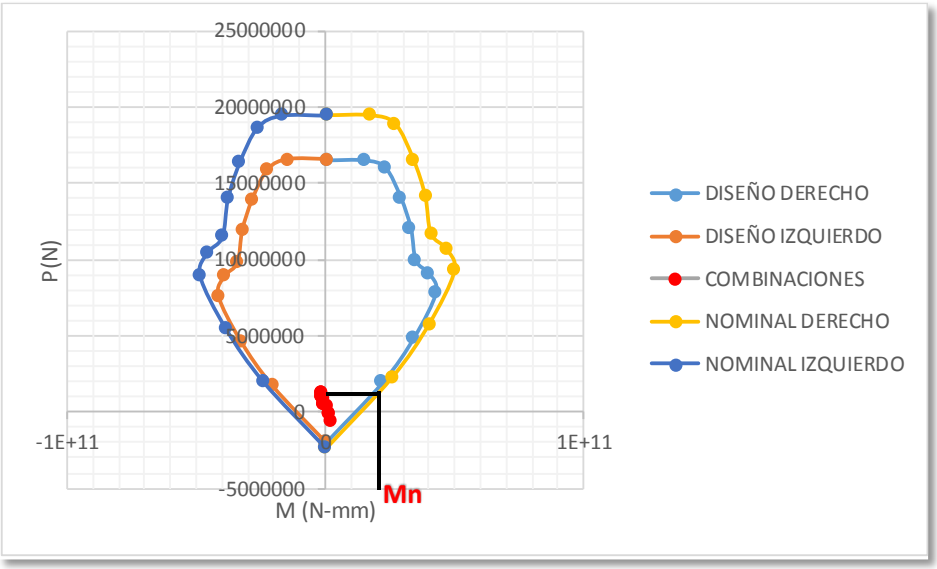


Diagrama de iteración de la placa PL-0 1

Verificación del Momento de Agrietamiento

En la dirección X-X

A= 1644400.00mm2; I=3.3000E+09 mm4, X=177.90mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.7001E+08 N

1.2*Mcr = 2.0401E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.0000E+10 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 1644400.00mm2; I=2.1742E+13 mm4, Y=6052.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 3.2924E+10 N

1.2*Mcr = 3.9509E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.4000E+10 N

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

<u>Diseño por fuerza Cortante</u>

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	2.5257E+05 N
Mn =	2.4000E+10 N
Mua =	1.1625E+09 N
Vu =	1.0103E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 6.1801E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -2.1768E+08 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 8.6821E+05 N

Av =ρxbxt

Av = 325.00 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 1.8604E+08 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

DISEÑO DE PLACA PL-03 (1er, 2do nivel)

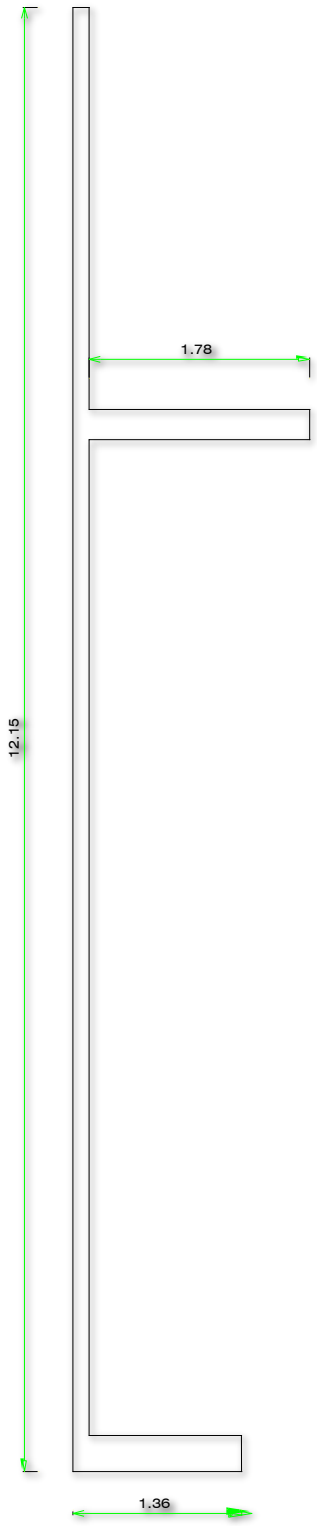
De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos del análisis estructural son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	1.176E+06	4.472E+03	1.171E+04	3.624E+06	5.413E+08
CV	2.209E+05	8.600E+01	3.566E+03	9.998E+06	3.010E+08
Sxx	6.744E+05	3.950E+05	1.174E+08	-1.482E+09	3.575E+09
Syy	1.177E+04	2.983E+05	-2.061E+08	2.404E+09	3.202E+07

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones "x" y "y"

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	2.022E+06	1.270E+09	7.414E+08	2.246E+04
1.25(CM+CV)+CSX	2.457E+06	2.319E+09	1.475E+09	3.810E+05
1.25(CM+CV)-CSX	2.457E+06	2.319E+09	1.475E+09	3.810E+05
0.9CM+CSX	1.769E+06	2.884E+09	1.461E+09	3.825E+05
0.9CM-CSX	1.769E+06	2.884E+09	1.461E+09	3.825E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.749E+06	1.270E+09	1.270E+09	2.246E+04
1.25(CM+CV)+CSY	1.536E+06	7.709E+07	1.773E+09	3.263E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.536E+06	7.709E+07	1.773E+09	3.263E+05
0.9CM+CSY	9.053E+05	6.332E+07	2.339E+09	3.277E+05
0.9CM-CSY	9.053E+05	6.332E+07	2.339E+09	3.277E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060



Características geométricas de la placa PL-03

Armado del acero preliminar, dirección Y-Y

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 3.8245E+05 N

El aporte del concreto es: $$\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$$

Lm = 130

hm = 12750

hm/Lm = 9.81 > 2.5

Dado que el resultado de este es mayor que 2.5, α=0.53

Entonces: φVc = 8.2492E+05 N

φVc/2 = 4.1246E+05 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N8 s = 256.41 mm

Entonces se usara φ8mm@ 250mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura.

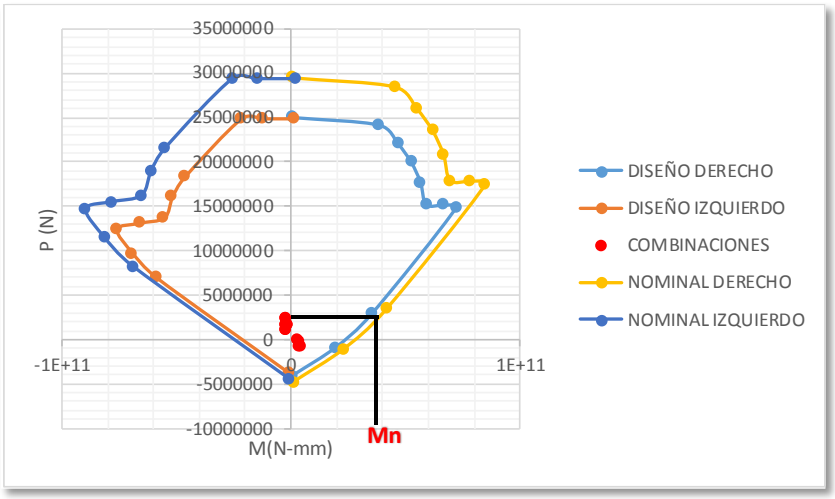


Diagrama de iteración de la placa PL-01

Verificación del Momento de Agrietamiento

En la dirección X-X

A= 2393800.00mm2; I=5.5150E+11 mm4, X=347.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.6198E+10 N

1.2*Mcr = 1.9437E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=3.8E+10 N

Por lo tanto cumple en la dirección “X” ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

En la dirección Y-Y

A= 2393800.00mm2; I=5.5150E+11 mm4, X=347.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 6.0763E+10 N

1.2*Mcr = 7.2916E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=3.530E+10 N

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=520.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 22.599 mm, Lm = 1780.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 1673.7466 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

<u>Diseño por fuerza Cortante</u>

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	3.2773E+05 N
Mn =	3.5300E+10 N
Mua =	2.8844E+09 N
Vu =	1.3109E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 6.1801E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -1.6769+07 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 1.0584+056N

Av =ρxbxt

Av = 325.00 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 2.267E+08 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

DISEÑO DE PLACA PL-03 (3ro, 5to nivel)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	1.214E+06	3.718E+08	-8.899E+03	5.563E+03
1.25(CM+CV)+CSX	1.280E+06	2.403E+07	1.129E+09	-3.069E+05
1.25(CM+CV)-CSX	1.280E+06	2.403E+07	1.129E+09	-3.069E+05
0.9CM+CSX	8.992E+05	2.884E+09	-1.140E+09	-3.069E+05
0.9CM-CSX	8.992E+05	2.884E+09	-1.140E+09	-3.069E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.214E+06	3.718E+08	-8.899E+06	2.246E+04
1.25(CM+CV)+CSY	1.280E+06	-1.201E+09	3.019E+07	-2.677E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.280E+06	-1.201E+09	3.019E+07	-2.677E+05
0.9CM+CSY	8.992E+05	-1.392E+09	3.407E+07	-2.701E+05
0.9CM-CSY	8.992E+05	-1.392E+09	3.407E+07	-2.701E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

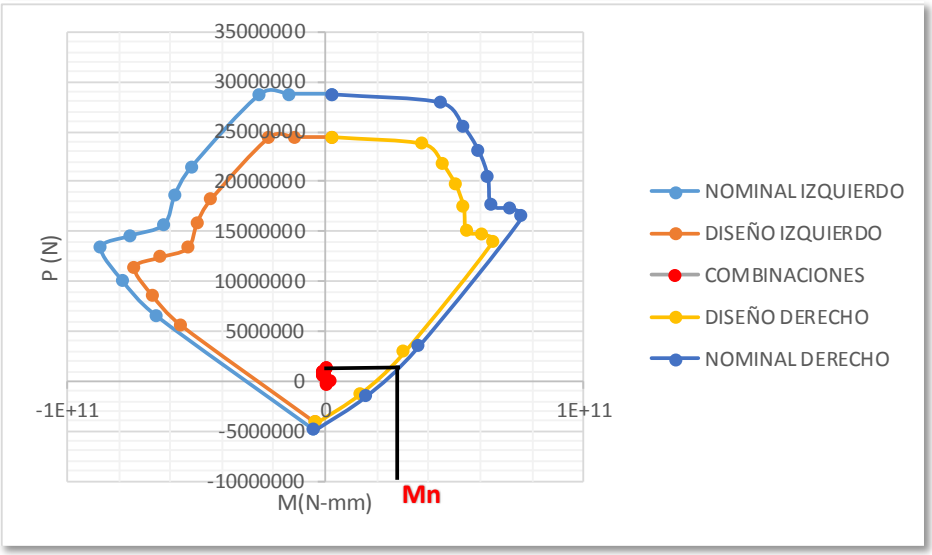


Diagrama de iteración de la placa PL-03

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 2393800.00mm2; I=5.5150E+11 mm4, X=347.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.541E+10 N

1.2*Mcr = 1.8499E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.300E+10 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 2393800.00mm2; I=3.4993E+13 mm4, Y=5647.70mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 6.0099E+10 N

1.2*Mcr = 7.2119E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.1000E+10 N

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	2.7013E+05 N
Mn =	2.1000E+10 N
Mua =	1.3918E+09 N
Vu =	1.0805E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 6.1801E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -1.704E+07 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

DISEÑO DE PLACA UBICADA EN EL EJE 3-3- PL-04 (1ro, 2do nivel)

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	4.138E+05	5.732E+06	2.830E+05
1.25(CM+CV)+CSX	1.208E+06	-5.035E+08	9.600E+04
1.25(CM+CV)-CSX	1.208E+06	-5.035E+08	6.840E+05
0.9CM+CSX	1.067E+06	-5.065E+08	5.430E+05
0.9CM-CSX	1.067E+06	-5.065E+08	5.430E+05
1.25(CM+CV)+CSY	4.362E+05	-1.417E+07	7.580E+05
1.25(CM+CV)-CSY	4.362E+05	-1.417E+07	7.580E+05
0.9CM+CSY	2.959E+05	-1.714E+07	6.170E+05
0.9CM-CSY	2.959E+05	-1.714E+07	6.170E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (1ro 2do Piso)

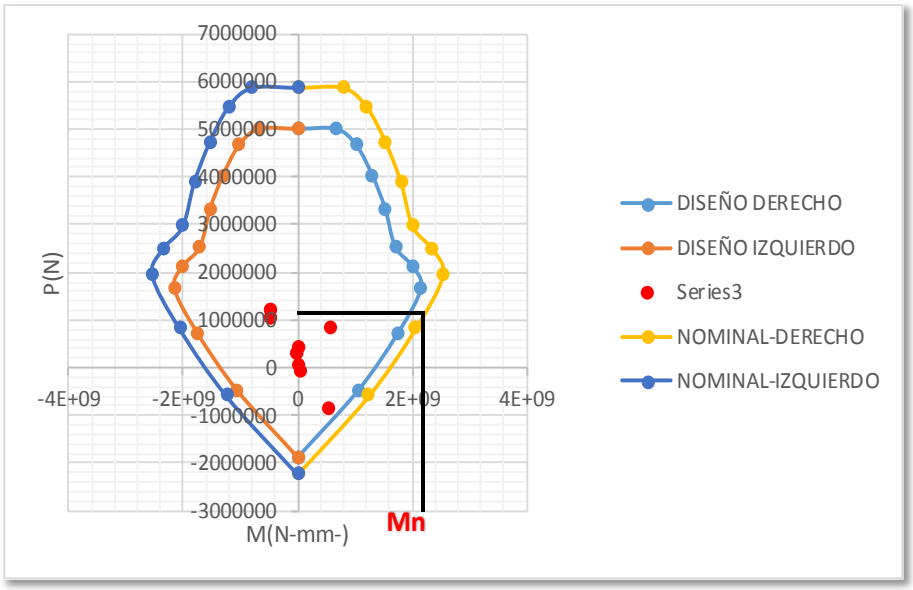


Diagrama de iteración de la placa PL-04

Como se puede observar las cargas últimas de diseño se encuentran dentro del diagrama de iteración generados, podemos continuar entonces con el diseño de la Placa PL-04.

Diseño por cortante

Al diseñar por cortante las placas, lo que se busca es de acuerdo a las recomendaciones del diseño antisísmico, es que estas tengan una mayor resistencia al corte que a la flexión de tal modo que se falla sea de tipo dúctil y no frágil, por esta razón la norma nos presenta una fórmula para el cálculo de Vu de diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones que a continuación se presentan:

Para la combinación “1.25 (cm+cv)+csx” se tiene:

Vu=1.9E+05 N

La capacidad asociada a la Pu =1.208E+06 N, es de Mn=2.0E+09 N-mm

Por lo tanto la cortante última de diseño es de:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Reemplazando valores tenemos: Vu(diseño) = 7.763E+05

Se debe de cumplir que: Mn/Mu ≤ 4.5

1.810E+09/5.727E+08≤4.5

4.01 ≤4.5

α =0.53, Vc = (0.53*RAIZ(210)*25*0.8*170/1000)*10000=2.611E+05

Luego calculamos el aporte del acero Vs =Vu/φ – Vc = 6.521E+05

Verificando el límite dispuesto por la norma para Vn:

Vn = 9.132E+05

Vn(max) = 1.281E+06, por tanto cumple Vn<Vn(max)

Calculo del refuerzo horizontal

ρh= 0.005708282, ρmin= 0.0025

Como estamos por encima de la cuantía mínima, colocamos la cuantía obtenida para el cálculo del acero necesario en la placa.

Ash=1425mm2

Asumiendo N13 (1/2") obtenemos una separación de 89.12mm

Entonces usamos acero horizontal N13 (1/2") @ 150mm

Para terminar se procede a calcular la cuantía mínima de acero vertical.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv=0.0065 (cuantía mínima)

Entonces usamos acero horizontal N13 (1/2") @ 150mm

PLACA UBICADA EN EL EJE 3- PL-04 (3ro, 5to Piso)

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	2.527E+05	1.413E+07	2.177E+06
1.25(CM+CV)+CSX	5.882E+05	-3.739E+08	2.532E+06
1.25(CM+CV)-CSX	5.882E+05	-3.739E+08	2.532E+06
0.9CM+CSX	5.060E+05	-3.800E+08	1.825E+06
0.9CM-CSX	5.060E+05	-3.800E+08	1.825E+06
1.25(CM+CV)+CSY	2.618E+05	1.132E+06	2.111E+06
1.25(CM+CV)-CSY	2.618E+05	1.132E+06	2.111E+06
0.9CM+CSY	1.796E+05	-4.916E+06	1.403E+06
0.9CM-CSY	1.796E+05	-4.916E+06	1.403E+06

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (1ro 2do Piso)

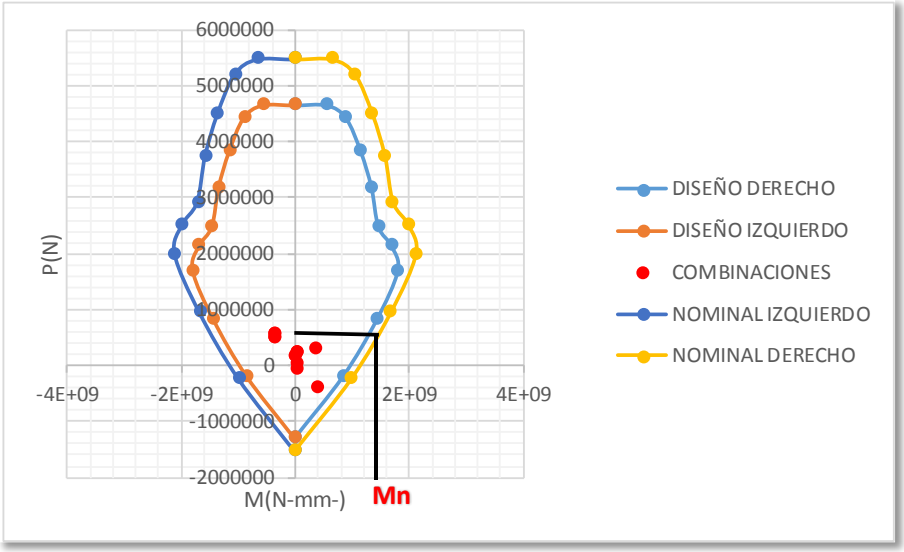


Diagrama de iteración de la placa PL-04

Como se puede observar las cargas últimas de diseño se encuentran dentro del diagrama de iteración generados, podemos continuar entonces con el diseño de la Placa PL-04.

Diseño por cortante

Al diseñar por cortante las placas, lo que se busca es de acuerdo a las recomendaciones del diseño antisísmico, es que estas tengan una mayor resistencia al corte que a la flexión de tal modo que se falla sea de tipo dúctil y no frágil, por esta razón la norma nos presenta una fórmula para el cálculo de Vu de diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones que a continuación se presentan:

Para la combinación "1.25 (cm+cv)+csx" se tiene:

Vu = 1.7E+05 N

La capacidad asociada a la Pu =5.882E+05 N es de Mn = 1.7E+0.9 N-mm

Por lo tanto la cortante última de diseño es de:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Reemplazando valores tenemos: Vu(diseño) = 7.806E+05 N

Se debe de cumplir que: Mn/Mu ≤ 4.5

1.680E+09/3.739E+08≤4.5

4.49 ≤4.5

α =0.53, Vc = (0.53*RAIZ(210)*25*0.8*170/1000)*10000=2.611E+05

Luego calculamos el aporte del acero Vs =Vu/φ – Vc = 6.572E+05N

Verificando el límite dispuesto por la norma para Vn:

Vn = 9.183E+05

Vn(max) = 1.281E+06, por tanto cumple Vn<Vn(max)

Calculo del refuerzo horizontal

ρh= 0.0046, ρmin= 0.0025

Como estamos por encima de la cuantía mínima, colocamos la cuantía obtenida por cálculo para el cálculo del acero necesario en la placa.

Ash=1150mm2

Asumiendo N13 (1/2") obtenemos una separación de 150mm

Entonces usamos acero horizontal N13 (1/2") @ 150mm

Para terminar se procede a calcular la cuantía mínima de acero vertical.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv=0.0051

Entonces usamos acero horizontal N13 (1/2") @ 150mm

BLOQUE II

PLACA PL-05 (1er, 2do nivel)

De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos del análisis estructural son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	1.932E+05	1.700E+01	6.010E+02	3.305E+07	0.000E+00
CV	4.030E+04	5.000E+00	3.500E+01	9.285E+06	0.000E+00
Sxx	9.756E+03	1.688E+04	2.650E+02	1.986E+08	0.000E+00
Syy	1.698E+04	9.900E+01	6.696E+04	4.388E+08	0.000E+00

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones "x" y "y"

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	3.389E+05	0.000E+00	6.205E+07	7.830E+02
1.25(CM+CV)+CSX	3.182E+05	0.000E+00	-3.999E+05	-6.072E+04
1.25(CM+CV)-CSX	3.182E+05	0.000E+00	-3.999E+05	-6.072E+04
0.9CM+CSX	2.002E+05	0.000E+00	-4.230E+05	-6.088E+04
0.9CM-CSX	2.002E+05	0.000E+00	-4.230E+05	-6.088E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	3.389E+05	6.205E+07	0.000E+00	2.246E+04
1.25(CM+CV)+CSY	3.132E+05	-3.180E+08	0.000E+00	3.263E+05
1.25(CM+CV)-CSY	3.132E+05	-3.180E+08	0.000E+00	3.263E+05
0.9CM+CSY	1.952E+05	-3.412E+08	0.000E+00	3.277E+05
0.9CM-CSY	1.952E+05	-3.412E+08	0.000E+00	3.277E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060

Armado del acero preliminar, dirección Y-Y

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 6.6959E+04 N

El aporte del concreto es: $\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$

Lm = 2620

hm = 12750

hm/Lm = 4.9 >2.5

Dado que el resultado de este es mayor que 2.5, α=0.53

Entonces: φVc = 1.7788E+05 N

φVc/2 = 8.8942E+04 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N8 s = 256.41 mm

Entonces se usara φ8mm@ 250mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura.

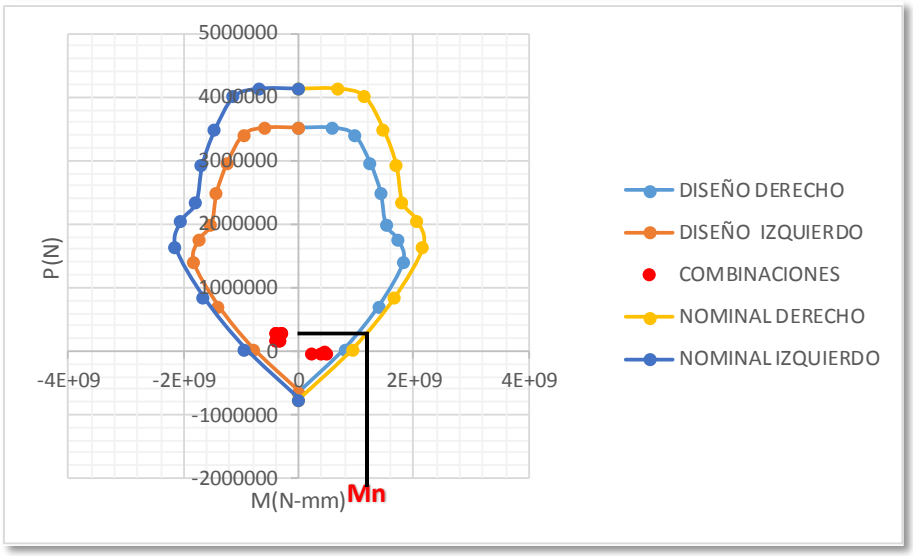


Diagrama de iteración de la placa PL-05

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 340600.00mm2; I=4.7968E+08 mm4, X=65.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 7.4529E+07 N

1.2*Mcr = 8.943E+07 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=1.6000E+9 N

Por lo tanto cumple en la dirección “X” ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 340600.00mm2; I=1.9335E+13 mm4, Y=1310.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.4884E+08 N

1.2*Mcr = 1.7861E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=1.6000E+09 N

No cumple en la dirección “Y” ya que Mn<1.2Mcr

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=624.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 13.7079 mm, Lm = 2620.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 873.3333 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

<u>Diseño por fuerza Cortante</u>

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	3.2773E+05 N
Mn =	1.6000E+09 N
Mua =	3.4120E+08 N
Vu =	1.3109E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.332E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -1.0737.E+06 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 1.7384E+05N

Av =ρxbxt

Av = 325.00 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 3.7306E+07 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

PLACA PL-05 (3er, 5to nivel)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	2.091E+05	0.000E+00	6.205E+07	7.830E+02
1.25(CM+CV)+CSX	1.996E+05	0.000E+00	-1.520E+05	-3.713E+04
1.25(CM+CV)-CSX	1.996E+05	0.000E+00	-1.520E+05	-3.713E+04
0.9CM+CSX	1.273E+05	0.000E+00	-1.668E+05	-3.758E+04
0.9CM-CSX	1.273E+05	0.000E+00	-1.668E+05	-3.758E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	2.091E+05	6.205E+07	0.000E+00	2.246E+04
1.25(CM+CV)+CSY	1.959E+05	-1.169E+08	0.000E+00	-2.969E+04
1.25(CM+CV)-CSY	1.959E+05	-1.169E+08	0.000E+00	-2.969E+04
0.9CM+CSY	1.236E+05	-1.317E+08	0.000E+00	-3.013E+04
0.9CM-CSY	1.236E+05	-1.317E+08	0.000E+00	-3.013E+04

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

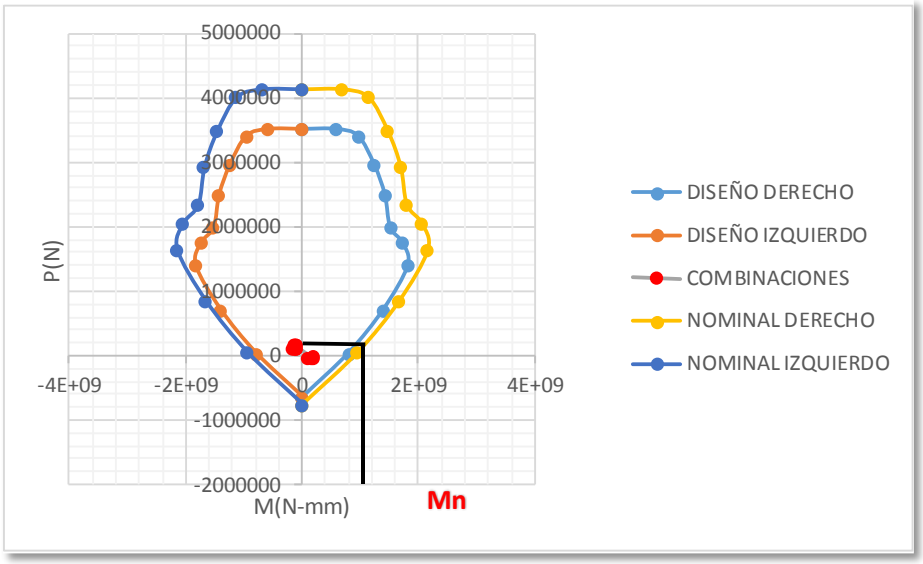


Diagrama de iteración de la placa PL-03

Verificación del Momento de Agrietamiento

En la dirección X-X

A= 340600.00mm2; I=4.7968E+08 mm4, X=65.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 7.1960E+07 N

1.2*Mcr = 8.635E+07 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=1.4500E+09 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

En la dirección Y-Y

A= 340600.00mm2; I=4.7968E+08 mm4, X=65.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.437E+08 N

1.2*Mcr = 1.4376E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=1.41000E+09 N

Como cumple en el eje Y-Y, no requiere reforzarse más los extremos

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	3.0133E+04 N
Mn =	1.4100E+09 N
Mua =	1.3171E+08 N
Vu =	1.2053E+05 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.3327E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -3.8068E+6 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

PLACA PL-06 (1er, 2do nivel)

De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos del análisis estructural son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	6.195E+05	-1.553E+03	1.440E+03	-1.713E+07	9.860E+07
CV	9.606E+04	-3.970E+02	6.400E+02	4.390E+06	2.402E+07
Sxx	1.651E+05	2.237E+05	-6.156E+03	-2.199E+08	1.828E+09
Syy	4.317E+04	-2.100E+01	9.376E+04	9.741E+08	-7.572E+07

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones "x" y "y"

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	1.031E+06	-1.653E+07	1.789E+08	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSX	1.062E+06	1.080E+09	-1.682E+09	-1.980E+05
1.25(CM+CV)-CSX	1.062E+06	1.080E+09	-1.682E+09	-1.980E+05
0.9CM+CSX	7.252E+05	1.015E+09	-1.681E+09	-1.993E+05
0.9CM-CSX	7.252E+05	1.015E+09	-1.681E+09	-1.993E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.031E+06	1.789E+08	-1.653E+07	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSY	1.016E+06	-1.209E+09	9.744E+08	-1.411E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.016E+06	-1.209E+09	9.744E+08	-1.411E+05
0.9CM+CSY	6.795E+05	-1.208E+09	9.098E+08	-1.424E+05
0.9CM-CSY	6.795E+05	-1.208E+09	9.098E+08	-1.424E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060

Armado del acero preliminar, dirección Y-Y

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 9.3757E+04 N

El aporte del concreto es: $$\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$$

Lm = 2690

hm = 12750

hm/Lm = 4.7 >2.5

Dado que el resultado de este es mayor que 2.5, α=0.53

Entonces: φVc = 1.8264E+05 N

φVc/2 = 9.1319E+04 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N8 s = 256.41 mm

Entonces se usara φ8mm@ 250mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura.

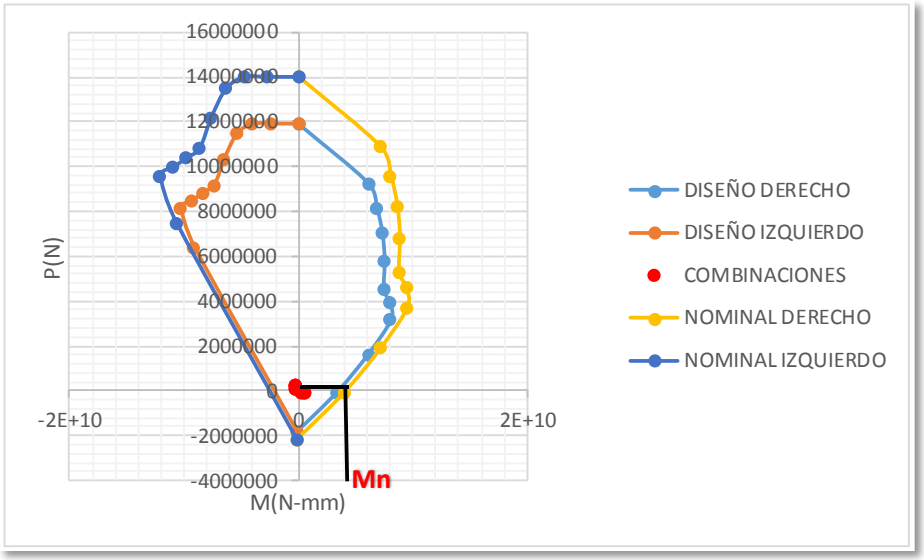


Diagrama de iteración de la placa PL-05

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 1074000.00mm2; I=3.3660E+11 mm4, X=1010.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 3.384E+09 N

1.2*Mcr = 4.0608E+09 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.6500E+9 N

Por lo tanto cumple en la dirección “X” ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

En la dirección Y-Y

A= 1074000.00mm2; I=1.302E+12 mm4, Y=590.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 2.2314E+10 N

1.2*Mcr = 2.6777E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=3.5900E+09 N, No cumple

Por lo tanto no cumple en la dirección “Y” ya que Mn<1.2Mcr

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=586.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 13.7079 mm, Lm = 2690.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 896.667 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	1.4243E+05 N
Mn =	3.5900E+09 N
Mua =	1.2084E+09 N
Vu =	5.6972E+05 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.332E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -2.0156E+06 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 5.575E+05N

Av =ρxbxt

Av = 325.00 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 1.1949E+08 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

PLACA PL-06 (3er, 5to nivel)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	6.565E+05	-1.653E+07	1.789E+08	-6.821E+03
1.25(CM+CV)+CSX	6.887E+05	5.599E+08	-7.857E+08	-1.693E+05
1.25(CM+CV)-CSX	6.887E+05	5.599E+08	-7.857E+08	-1.693E+05
0.9CM+CSX	4.772E+05	5.243E+08	-7.866E+08	-1.713E+05
0.9CM-CSX	4.772E+05	5.243E+08	-7.866E+08	-1.713E+05
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	6.565E+05	1.789E+08	-1.653E+07	-6.821E+03
1.25(CM+CV)+CSY	6.566E+05	-5.639E+08	5.129E+08	-1.194E+05
1.25(CM+CV)-CSY	6.566E+05	-5.639E+08	5.129E+08	-1.194E+05
0.9CM+CSY	4.451E+05	-5.648E+08	4.773E+08	-1.215E+05
0.9CM-CSY	4.451E+05	-5.648E+08	4.773E+08	-1.215E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

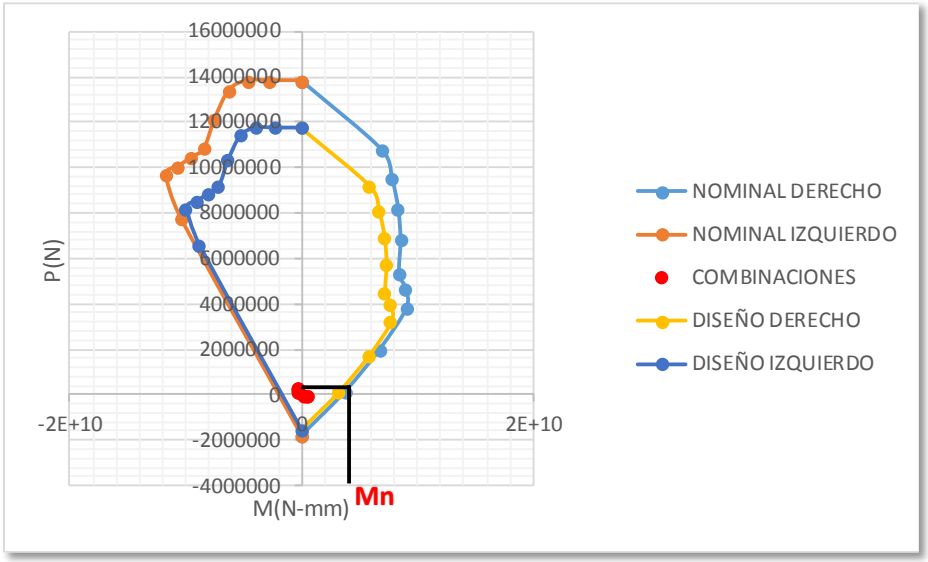


Diagrama de iteración de la placa PL-03

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 1074000.00mm2; I=3.3660E+11 mm4, X=1010.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 3.2682E+09 N

1.2*Mcr = 3.9218E+09 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.0000E+09 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 1074000.00mm2; I=1.3020E+12 mm4, X=590.00mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 2.1575E+10 N

1.2*Mcr = 2.5890E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=3.5900E+09 N

Cumple en el eje Y-Y, no requiere reforzarse más los extremos

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

Vua =	1.2145E+05 N
Mn =	3.5900E+09 N
Mua =	5.6484E+08 N
Vu =	4.8581E+05 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.3327E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -3.3771E+6 N

Como sale negativo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando φ8mm s= 154.6630229

Entonces usamos φ8mm @150mm

PLACA PL-07 (1er, 2do nivel)

De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos del análisis estructural son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	5.407E+05	7.380E+02	2.142E+03	2.177E+08	-7.610E+05
CV	9.700E+04	2.700E+02	1.061E+03	7.002E+07	-3.340E+05
Sxx	1.651E+05	1.132E+04	7.474E+03	-1.563E+07	2.027E+08
Syy	4.317E+04	1.919E+03	2.108E+05	2.196E+09	3.845E+06

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones "x" y "y"

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	9.219E+05	-1.653E+07	1.789E+08	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSX	9.648E+05	1.351E+07	-1.843E+08	-4.346E+04
1.25(CM+CV)-CSX	9.648E+05	1.351E+07	-1.843E+08	-4.346E+04
0.9CM+CSX	6.543E+05	1.419E+07	-3.480E+08	-4.553E+04
0.9CM-CSX	6.543E+05	1.419E+07	-3.480E+08	-4.553E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	9.219E+05	1.789E+08	-1.653E+07	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSY	9.192E+05	-2.406E+09	9.173E+06	-2.741E+05
1.25(CM+CV)-CSY	9.192E+05	-2.406E+09	9.173E+06	-2.741E+05
0.9CM+CSY	6.087E+05	-2.570E+09	9.857E+06	-2.762E+05
0.9CM-CSY	6.087E+05	-2.570E+09	9.857E+06	-2.762E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060

Armado del acero preliminar, dirección Y-Y

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 2.10847E+05 N

El aporte del concreto es: $$\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$$

Lm = 6270

hm = 12750

hm/Lm = 2.0

Dado que el resultado de este es 2 interpolando obtenemos, α=0.665

Entonces: φVc = 5.3414E+05 N

φVc/2 = 2.6707E+05 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N8 s = 256.41 mm

Entonces se usara φ8mm@ 250mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura 41.

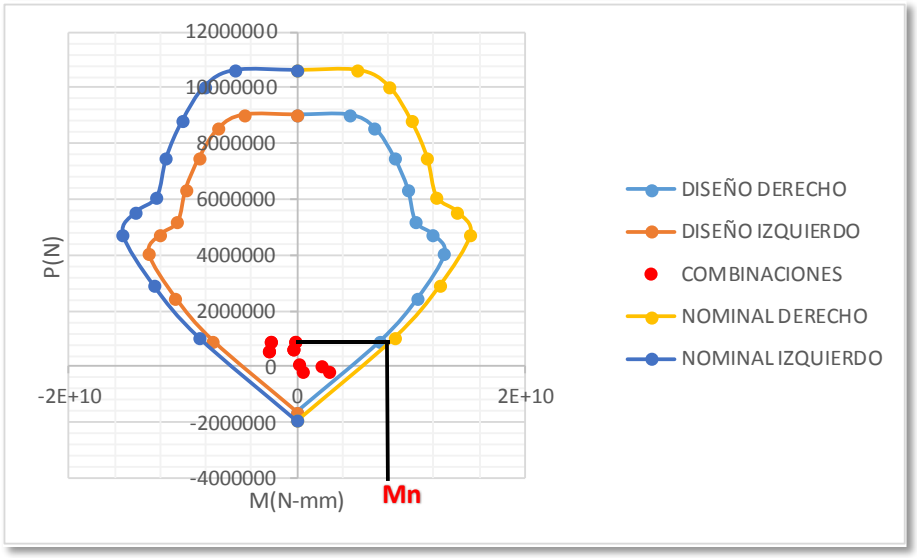


Diagrama de iteración de la placa PL-07

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 875700.00mm2; I=2.10E+09 mm4, X=176.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.2223E+09 N

1.2*Mcr = 1.4667E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=8.00E+9 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 875700.00mm2; I=3.2168E+12 mm4, X=3136.80mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.0480E+10 N

1.2*Mcr = 1.2576E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=7. 900E+08 N

Por lo tanto no cumple en la dirección "Y" ya que Mn<1.2Mcr

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=250.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 13.7079 mm, Lm = 6270.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 2090.00 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

<u>Diseño por fuerza Cortante</u>

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	2.7617E+05 N
Mn =	7.9000E+08 N
Mua =	2.5698E+09 N
Vu =	1.1047E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.3327E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = 3.5467E+05 N

entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.00266

As = 346.082 mm2

Usando N10 (φ3/8”) s= 218.46mm

Entonces usamos N10 (φ3/8”) @2000mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 4.8666E+05N

Av =ρxbxt

Av = 345.80 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 1.0432E+08 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

PLACA PL-07 (3er, 5to nivel)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	9.219E+05	-1.653E+07	1.789E+08	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSX	9.648E+05	1.351E+07	-1.843E+08	-4.346E+04
1.25(CM+CV)-CSX	9.648E+05	1.351E+07	-1.843E+08	-4.346E+04
0.9CM+CSX	6.543E+05	1.419E+07	-3.480E+08	-4.553E+04
0.9CM-CSX	6.543E+05	1.419E+07	-3.480E+08	-4.553E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	9.219E+05	1.789E+08	-1.653E+07	3.104E+03
1.25(CM+CV)+CSY	9.192E+05	-2.406E+09	9.173E+06	-2.741E+05
1.25(CM+CV)-CSY	9.192E+05	-2.406E+09	9.173E+06	-2.741E+05
0.9CM+CSY	6.087E+05	-2.570E+09	9.857E+06	-2.762E+05
0.9CM-CSY	6.087E+05	-2.570E+09	9.857E+06	-2.762E+05

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

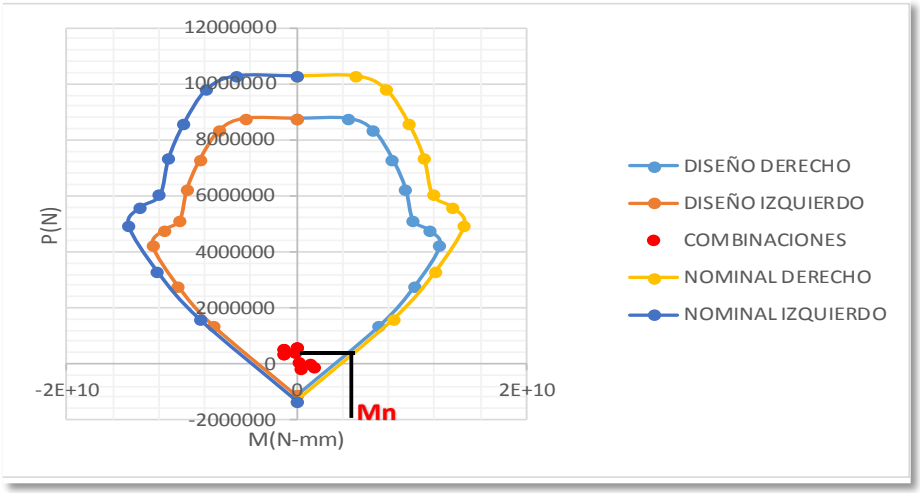


Diagrama de iteración de la placa PL-07

Verificación del Momento de Agrietamiento

En la dirección X-X

A= 875700.00mm2; I=2.100E+09 mm4, X=176.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.2223E+08 N

1.2*Mcr = 1.4667E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.000E+09 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

En la dirección Y-Y

A= 875700.00mm2; I=2.10E+08 mm4, X=176.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.2223E+08 N

1.2*Mcr = 1.4667E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.2000E+09 N

Como no cumple en el eje Y-Y, requiere reforzarse más los extremos

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	2.7617E+05 N
Mn =	3.5900E+09 N
Mua =	2.5698E+09 N
Vu =	1.1047E+06 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.3327E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = 3.5467E+5 N

ρs = 0.0010

Como este valor está por debajo del mínimo, solo necesitamos acero mínimo, entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325.000 mm2

Usando N10 (φ3/8”) s= 218.46mm

Entonces usamos N10 (φ3/8”) @200mm

PLACA PL-08 (1er, 2do nivel)

De acuerdo al análisis estructural, los resultados obtenidos del análisis estructural son los siguientes, en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a carga muerta, viva y sismo en La dirección X-X, Y-Y.

	Pu (N)	Vxx (N-mm)	Vyy (N-mm)	Mxx (N-mm)	Myy (N-mm)
CM	1.484E+05	1.191E+03	2.161E+03	-2.338E+06	-1.379E+06
CV	3.520E+04	6.290E+02	9.050E+02	-5.000E+03	-7.080E+05
Sxx	9.756E+03	6.000E+02	2.231E+04	4.071E+06	1.035E+08
Syy	1.698E+04	8.120E+02	-1.799E+03	-1.530E+07	1.366E+06

Cargas vivas, muertas y de sismo en las dos direcciones “x” y “y”

SISMO X-X				
Combinación	Pu (N)	Mu3-3 (N-mm)	Mu2-2 (N-mm)	V(N)
1.4CM + 1.7CV	2.676E+05	-3.134E+06	-3.282E+06	-4.565E+03
1.25(CM+CV)+CSX	2.558E+05	2.254E+06	-1.288E+08	-3.242E+04
1.25(CM+CV)-CSX	2.558E+05	2.254E+06	-1.288E+08	-3.242E+04
0.9CM+CSX	1.599E+05	3.622E+06	-1.280E+08	-3.053E+04
0.9CM-CSX	1.599E+05	3.622E+06	-1.280E+08	-3.053E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	2.676E+05	-3.282E+06	-3.134E+06	-4.565E+03
1.25(CM+CV)+CSY	2.509E+05	-1.062E+08	2.368E+06	-2.885E+04
1.25(CM+CV)-CSY	2.509E+05	-1.062E+08	2.368E+06	-2.885E+04
0.9CM+CSY	1.549E+05	-1.054E+08	3.735E+06	-2.696E+04
0.9CM-CSY	1.549E+05	-1.054E+08	3.735E+06	-2.696E+04

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060

Armado del acero preliminar, dirección X-X

El cortante ultimo obtenido del análisis estructural Vu = 2.2306E+04 N

El aporte del concreto es: $$\emptyset \times V_c = \emptyset \times A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$$

Lm = 1490

hm = 12750

hm/Lm = 8.6 > 2.5

Dado que el resultado de este es mayor que 2.5, α=0.53

Entonces: φVc = 1.527E+05 N

φVc/2 = 7.6350E+04 N

Como Vu < φVc, entonces las cuantías de acero horizontal y vertical serán: ρh= 0.0020; ρv=0.0015

Asy = 195.0mm2/m

Asy = 195.0mm2/m

N8 s = 256.41 mm

Entonces se usara φ8mm@ 250mm

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, con el tanteo inicial se verifico que no cumplía, se recalculo con mayor diámetro de acero en los extremos y cumple el diagrama de diseño es el siguiente, mostrado en la figura.

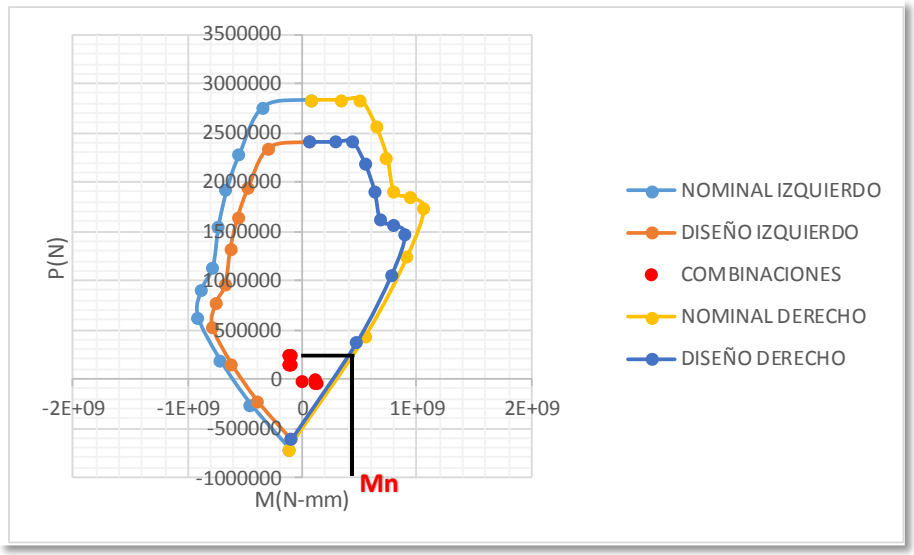


Diagrama de iteración de la placa PL-08

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 875700.00mm2; I=2.1E+09 mm4, X=176.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.1259E+08 N

1.2*Mcr = 1.3510E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.100E+9 N

Por lo tanto cumple en la dirección “X” ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

En la dirección Y-Y

A= 875700.00mm2; I=3.2182E+10 mm4, X=3136.80mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 9.6969E+09 N

1.2*Mcr = 1.1636E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=4.000E+08 N

Por lo tanto no cumple en la dirección “Y” ya que Mn<1.2Mcr

Como no cumple en el eje Y-Y requiere reforzarse más los extremos, entonces tendrá que reforzarse más el extremo.

Para estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondientes a los casos de carga últimas.

La profundidad del eje Neutro "C" asociado a Mn es: C=326.00 mm

Mientras que el “C” obtenido por formula resulta ser:

Δm = 13.7079 mm, Lm = 1490.0000 mm

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

Con lo cual obtenemos que C= 496.6667 mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos.

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	3.2421E+04 N
Mn =	4.1000E+09 N
Mua =	1.0619E+08 N
Vu =	1.2968E+05 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 1.3327E+07 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -3.7995E+03 N

Entonces tendremos lo siguiente:

ρs = 0.0025

As = 325 mm2

Usando N8 s= 153.84615338

Entonces usamos N8 @150mm

Ahora se debe de verificar la resistencia al cortante por fricción

Para la dirección Y-Y

Nu = 0.9xNw = 1.3356E+05N

Av =ρxbxt

Av = 345.80 mm2/m

$$\emptyset \times V_n = \emptyset \times \mu \times (N_u + A_v) \times f_y$$

φxVn = 2.8682E+07 N

Vu <φxVn CUMPLE

Entonces como cumple el área de cero es el correcto

PLACA PL-08 (3er, 5to nivel)

SISMO X-X				
Combinación	**Pu (N)**	**Mu3-3 (N-mm)**	**Mu2-2 (N-mm)**	**V(N)**
1.4CM + 1.7CV	1.632E+05	-3.778E+06	-9.439E+06	-9.439E+03
1.25(CM+CV)+CSX	1.595E+05	-1.656E+06	-4.527E+07	-4.527E+04
1.25(CM+CV)-CSX	1.595E+05	-1.656E+06	-4.527E+07	-4.527E+04
0.9CM+CSX	1.013E+05	5.000E+03	-4.144E+07	-4.144E+04
0.9CM-CSX	1.013E+05	5.000E+03	-4.144E+07	-4.144E+04
SISMO Y-Y				
1.4CM + 1.7CV	1.632E+05	-9.439E+06	-3.778E+06	-9.439E+03
1.25(CM+CV)+CSY	1.558E+05	-3.669E+07	2.368E+06	-1.599E+03
1.25(CM+CV)-CSY	1.558E+05	-3.669E+07	2.368E+06	-1.599E+03
0.9CM+CSY	9.768E+04	-3.285E+07	3.735E+06	6.300E+01
0.9CM-CSY	9.768E+04	-3.285E+07	3.735E+06	6.300E+01

Cargas debido a combinaciones de acuerdo a la norma E.060 (3ro 5to Piso)

Diagrama de Interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de iteración, disminuyendo el diámetro de varilla asumido en el semisótano, hasta que cumpla que los puntos de M y P, se encuentren dentro del diagrama de Iteración. A continuación se muestra el diagrama de los pisos superiores desde el 3er nivel, hasta el 5to nivel.

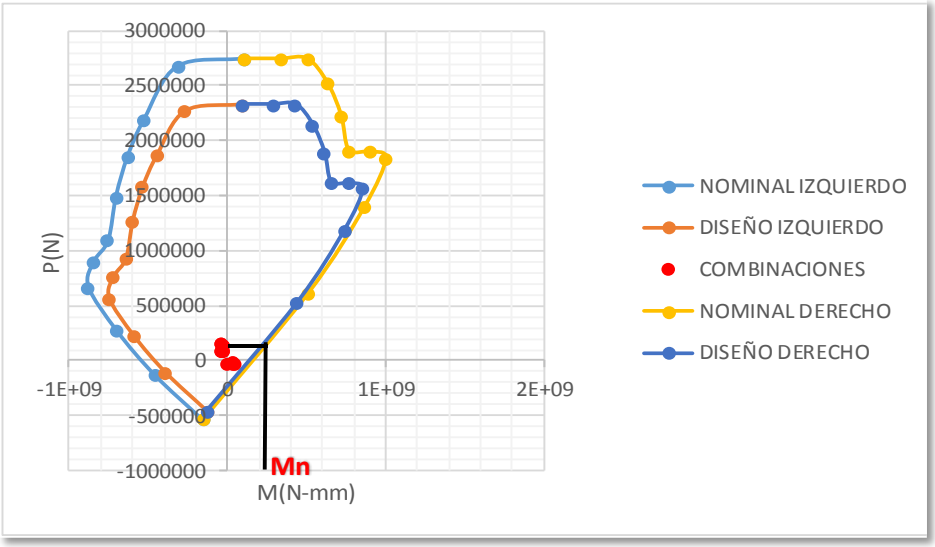


Diagrama de iteración de la placa PL-08

Verificación del Momento de Agrietamiento

<u>En la dirección X-X</u>

A= 875700.00mm2; I=2.10E+09 mm4, X=176.40mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 1.128E+08 N

1.2*Mcr = 1.3353E+08 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=2.100E+08 N

Por lo tanto cumple en la dirección "X" ya que Mn>1.2Mcr, entonces el diseño es el correcto en esta dirección de análisis.

<u>En la dirección Y-Y</u>

A= 875700.00mm2; I=3.2182E+12 mm4, X=3136.80mm

$$M_{cr} = s \times (2 \times \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A})$$

Mcr = 9.5855E+09 N

1.2*Mcr = 1.1503E+10 N

Del diagrama de iteración se obtiene que: Mn=1.9000E+08 N

Como cumple en el eje Y-Y, no requiere reforzarse más los extremos

Diseño por fuerza Cortante

Analizando en la dirección Y-Y

La fuerza Cortante Ultima es igual a:

$$V_u \geq V_{ua} \times (\frac{M_n}{M_{ua}})$$

Vua =	9.4390E+03 N
Mn =	2.1000E+08 N
Mua =	4.5274E+07 N
Vu =	3.7756E+04 N

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia Nominal

$$V_n = 2.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Vnmax= 7.5788E+05 N

La contribución del acero transversal es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset \times V_c}{\emptyset}$$

Vs = -1.8014E+05 N

Como sale negativo usamos la cuantía mínima que es 0.0025, entonces usamos el mínimo valor.

As = 325.000 mm2

Usando N 8 s= 153.2

Entonces usamos N8 @150mm

06.05 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN O CIMENTACIÓN CORRIDA, DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO Y TIPO DE SUELO DE FUNDACIÓN.

CIMIENTO CORRIDO

La cimentación es el encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio. Su objetivo es hacer que la presión del suelo pueda ser resistida por este.

Se ha diseñado la cimentación de tal forma que la presión que se ejerce sobre el suelo no sea mayor a 0.18N/mm2.

Existen características propias para el pre dimensionamiento y diseño de un cimiento corrido como:

- Al tener una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro, desaparece el concepto de cortante en dos direcciones (punzo amiento), por lo que bastara calcular la cortante en una dirección y luego flexión en la misma dirección.
- Al tener cimientos corridos volados muy pequeños, no se llega a producir el efecto de cortante en una dirección, puesto que este produce la falla a "d" de la cara, entonces se calculó con el cortante a la cara.
- El edificio en cuestión está estructurado principalmente por placas estructurales en la dirección "x" y muros de ductilidad limitada en la dirección "y" los cuales resisten el sismo en las dos direcciones, por ende momentos importantes de sismo los cuales se deberán de tomar en cuenta en el cálculo del ancho del cimiento corrido.

El estudio de mecánica de suelos del terreno en estudio, muestra las siguientes características del suelo:

- Clasificación del suelo, Grava arcillosa (GC)
- Presión admisible de 0.18N/mm3
- Profundidad mínima de cimentación: 1500mm
- Peso unitario del suelo: 0.000185N/mm3
- Angulo de fricción interna del suelo: 24.60°
- Cohesión del suelo: 0.008N/mm2

Características generales de la cimentación corrida.

- Para este caso de estudio la cimentación tiene una profundidad mínima de cimentación de 1500mm de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.
- La resistencia del concreto es: f´c= 17Mpa

ANALIZANDO EL BLOQUE "I"

PLACA, PL-01

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 900mm

Longitud de cimentación = 12150mm

Pp=3.94E05N

P(carga de servicio) = 1.18E+06N

M = 7.41E+08N-mm

M(sismo en Y-Y) = 8.96E+07N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.177 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.1480 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 900mm

PLACA, PL-02

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1900mm

Longitud de cimentación = 3840mm

Pp=2.63E05N

P(carga de servicio) = 3.73 +04N

M = 8.00E+07N-mm

M(sismo en Y-Y) = 7.84E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.0582 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.2089 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1900mm

PLACA, PL-03

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 800mm

Longitud de cimentación = 12150mm

Pp=2.11E05N

P(carga de servicio) = 7.98E+05N

M = 5.36E+08N-mm

M(sismo en y-y) = 1.32E+09N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.131 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.171 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 800mm

PLACA, PL-04

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 6600mm

Longitud de cimentación = 1700mm

Pp=4.04E05N

P(carga de servicio) = 2.86E+05N

M = 5.73E+06N-mm

M(sismo en X-X) = 5.43E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.063 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.232 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 6600mm

PLACA, PL-05

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 5800mm

Longitud de cimentación = 1910mm

Pp=3.99E05N

P(carga de servicio) = 2.60E+05N

M = 6.64E+05N-mm

M(sismo en X-X) = 6.07E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.059 ≤ 0.18, cumple

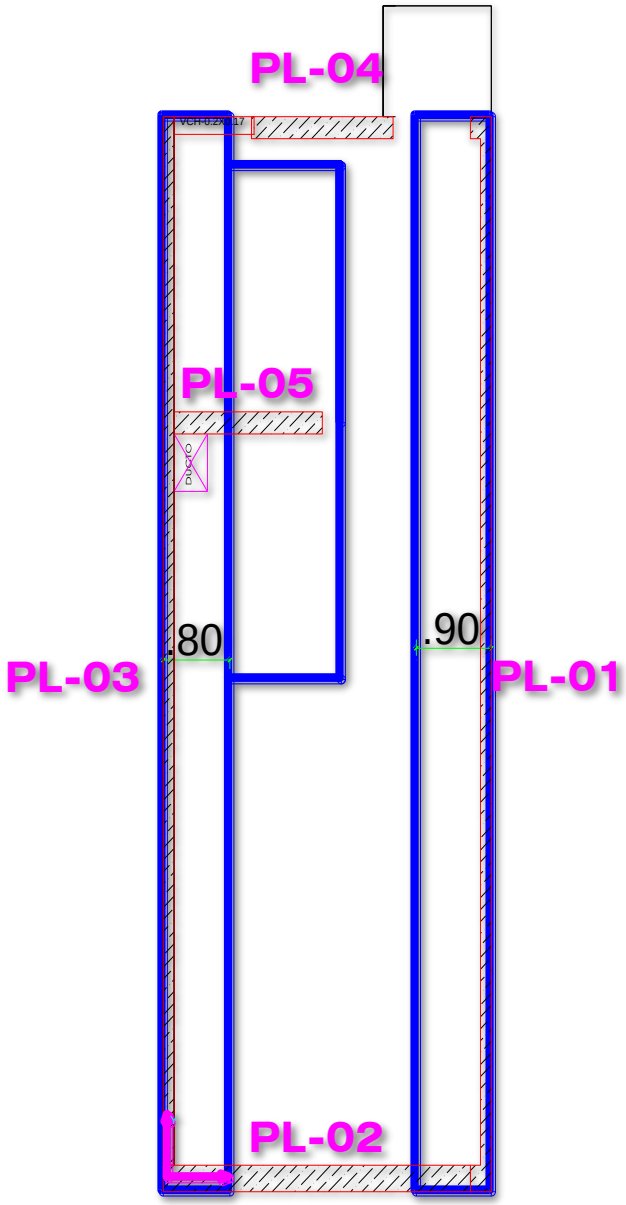
Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.231 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 5800mm

Con estos datos la cimentación quedaría así como el mostrado en la figura 48



BLOQUE "I"

Como se puede apreciar el ancho de cimentación es demasiado, otra opción era conectar la cimentación para que trabaje en conjunto.

Se optó por conectar el cimiento corrido, esto con el fin de que trabajen en conjunto, ya que se tienen momentos relativamente grandes en comparación con las cargas verticales, lo cual provoca que tengamos excentricidades que caen fuera del área de la placa.

Se siguieron os siguientes pasos:

Calculo de la carga total en servicio "P", que será transmitida del muro al terreno (cargas de gravedad y de sismo).

Se asumirá un ancho el ancho del cimiento corrido de manera preliminar "B" con lo que podemos calcular el peso propio de la estructura.

Verificar que las dimensiones propuestas garanticen que el cimiento transmita esfuerzo menor que el admisible σadm (para cargas de gravedad) y a su vez menor que 1.3σadm debido a que el suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales

Con lo descrito en párrafos anteriores, tenemos las siguientes expresiones para cimientos corridos.

Para cargas de gravedad

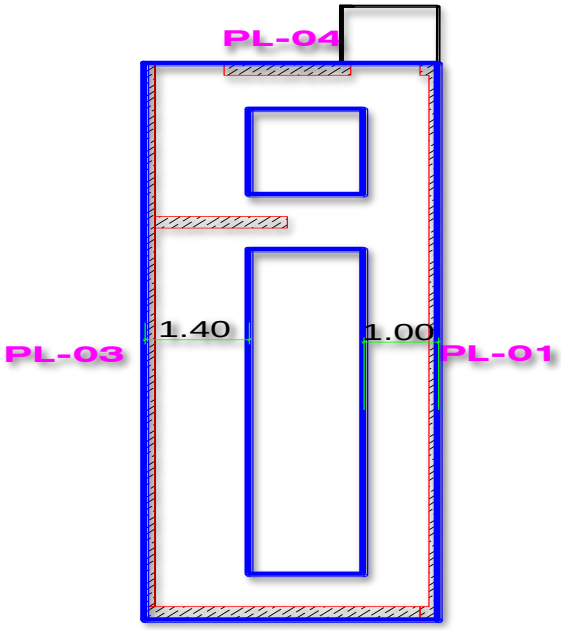
$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq \sigma_{adm}$$

Para cargas de sismo

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq 1.3x\sigma_{adm}$$

Para efectos de sismo como explicado anteriormente, debido a la existencia de momentos importantes en la base de las placas, para disminuir se hará trabajar de manera conjunta el cimiento corrido. Dicho análisis se hará para cargas de gravedad y d sismo.

En la siguiente figura mostramos el cimiento de las placas y la forma en la que han sido conectados.



Bloque "I"

Propiedades de la sección:

Área: A= 34085900mm2

Centroide: Cx= 1889.1mm; Cy= 6216.4

Inercia: Ix= 4.6681E+14mm4; Iy= 5.84182E+13mm4

Cargas de gravedad en servicio

Cargas de gravedad en servicio	CV +CM	Mxcm (N-mm)	Mxcv (N-mm)	Mycm (N-mm)	Mycv (N-mm)
	2.7990E+06 N	534232000	313346000	68356000	8676000
		847578000		**77032000**	

Cargas de sismo en la dirección X-X

Cargas de sismo en la direccion X-X	Pux	Pserv.x (N)	Mu.x (N-mm)	**Mserv.x (N-mm)**
	7.5198E+06 N	6.5227E+06 N	4764380000	4021140000

Cargas de sismo en la dirección Y-Y

Cargas de sismo en la direccion Y-Y	Puy	Pserv.y (N)	Mu.y (N-mm)	**Mserv.y (N-mm)**
	4.2285E+06 N	3.5795E+06 N	5261360000	3744720000

Con los datos obtenidos, calculamos lo siguiente:

Asumiendo un ancho de cimentación de 1000mm

p.p = 8.18E+05N

Pterreno = 1.57E+05N

Carga total = 3.77E+06

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{act} = 0.139 \leq 0.18$$

$$\sigma_{act} = 0.139 \leq 0.18, \boldsymbol{CUMPLE}$$

Análisis por sismo X-X

$$\sigma_{act} = 0.461 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.461 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$$

Análisis por sismo Y-Y

$$\sigma_{act} = 0.294 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.294 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$$

ANALZANDO EL BLOQUE "II"

PLACA, PL-06

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 2400mm

Longitud de cimentación = 2620mm

Pp=2.26E05N

P(carga de servicio) = 2.25E+05N

M = 6.21E+07N-mm

M(sismo en Y-Y) = 4.39E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.0945 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.232 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 2400mm.

PLACA, PL-07

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 5600mm

Longitud de cimentación = 2440mm

Pp=4.92E05N

P(carga de servicio) = 2.75E+05N

M = 1.65E+07N-mm

M(sismo en Y-Y) = 9.74E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.059 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.231 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 5600mm.

PLACA, PL-08

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 2200mm

Longitud de cimentación = 6270mm

Pp=4.97E05N

P(carga de servicio) = 5.77E+05N

M = 4.24E+08N-mm

M(sismo en Y-Y) = 2.20E+09N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.107 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.230 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 2200mm.

PLACA, PL-09

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1100mm

Longitud de cimentación = 1490mm

Pp=5.90E04N

P(carga de servicio) = 2.06E+05N

M = 3.28E+06N-mm

M(sismo en Y-Y) = 1.53E+07N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

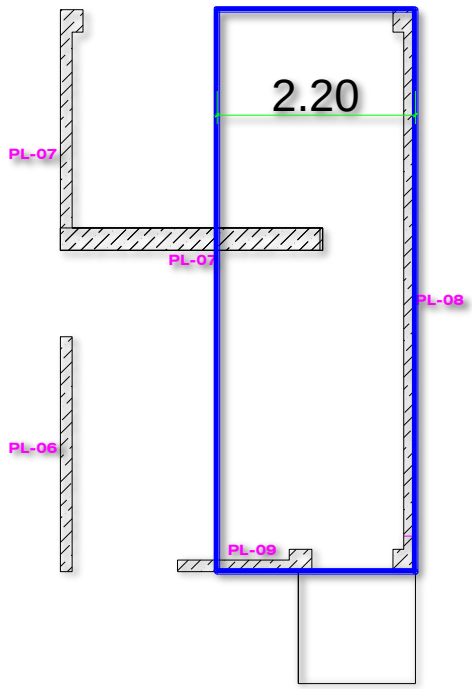
σ= 0.169 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.198 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1100mm.



Bloque "II"

Se puede observar que el ancho de la cimentación solo de la placa Pl-07, es de 2200mm, demasiado para el área en planta de la edificación, lo cual resultaría antieconómico, ya que la profundidad mínima de cimentación es de 1500mm. Otra alternativa era conectarlas y que trabaje de manera conjunta de tal forma de disminuir el ancho de la cimentación.

Para cargas de gravedad

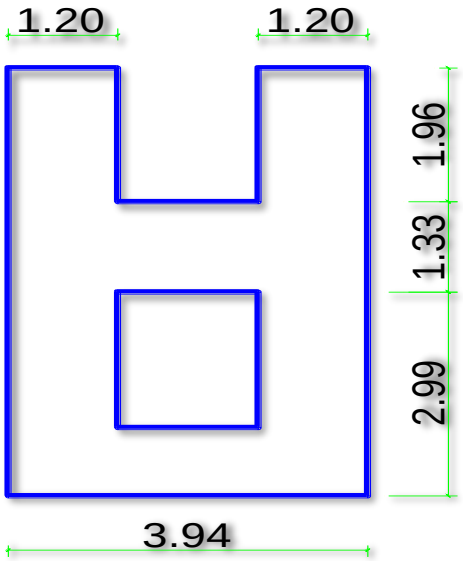
$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq \sigma_{adm}$$

Para cargas de sismo

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq 1.3x\sigma_{adm}$$

Para efectos de sismo como explicado anteriormente, debido a la existencia de momentos importantes en la base de las placas, para disminuir se hará trabajar de manera conjunta el cimiento corrido. Dicho análisis se hará para cargas de gravedad y d sismo.

En la siguiente figura mostramos el cimiento de las placas y la forma en la que han sido conectados.



Características geométricas de la cimentación corrida conectada

Propiedades de la sección:

Área: A= 18634800mm2

Centroide: Cx= 1970.1mm; Cy= 2976.46

Inercia: Ix= 6.0539E+13mm4; Iy= 3.0769E+13mm4

Cargas de gravedad en servicio

Cargas de gravedad en servicio	CV +CM	Mxcm (N-mm)	Mxcv (N-mm)	Mycm (N-mm)	Mycv (N-mm)
	2.4385E+06 N	269289000	84399000	101700000	24354000
		353688000		**126054000**	

Cargas de sismo en la dirección X-X

Cargas de sismo en la direccion X-X	Pux	Pserv.x (N)	Mu.x (N-mm)	**Mserv.x (N-mm)**
	2.6009E+06 N	1.8249E+06 N	3365370000	2935570000

Cargas de sismo en la dirección Y-Y

Cargas de sismo en la direccion Y-Y	Puy	Pserv.y (N)	Mu.y (N-mm)	**Mserv.y (N-mm)**
	2.5069E+06 N	1.7844E+06 N	4879060000	4444300000

Con los datos obtenidos, calculamos lo siguiente:

Ancho de la cimentación: 1000mm

P.P = 4.47E+05

Pterreno = 1.57E+05

Carga total = 3.04E+06N

<u>Análisis por cargas de gravedad</u>

$$\sigma_{act} = 0.192 \leq 0.18$$

$$\sigma_{act} = 0.192 \leq 0.18, \boldsymbol{CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo X-X</u>

$$\sigma_{act} = 0.478 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.478 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo Y-Y</u>

$$\sigma_{act} = 0.506 \leq 0.234$$

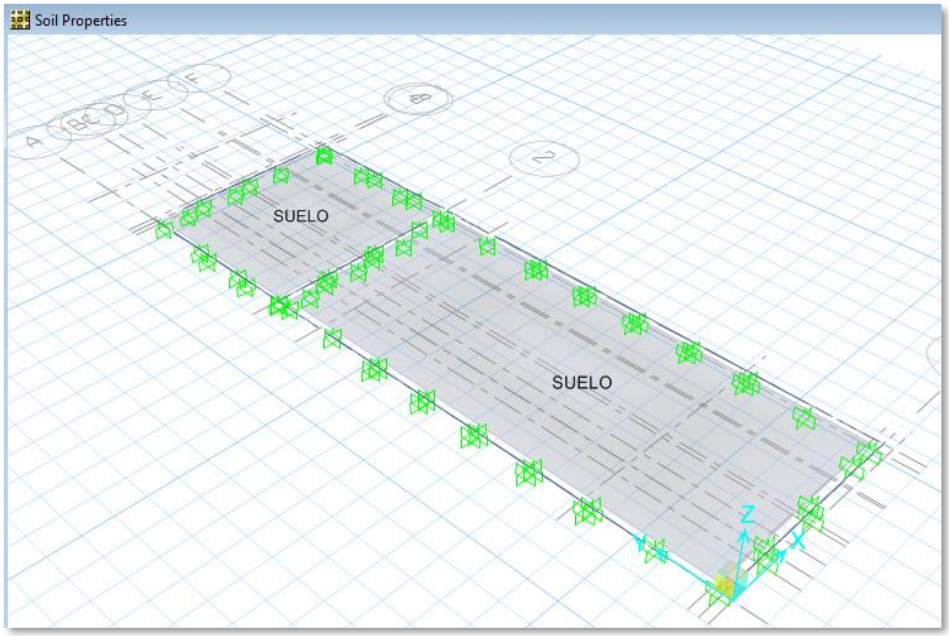
$\sigma_{act} = 0.506 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$

Luego de los cálculos efectuados se observa que el área de la cimentación, es grande en comparación al área total: en el bloque "I" tenemos: At =47868000mm2, y el área de la cimentación es de Ac=34085900mm2, representando un 71.208% del área total, por lo cual se decide realizar la cimentación mediante plateas de cimentación, ya que no cumple con la condición de diseño. Analizando la placa PL-07 del bloque "II" se puede observar que necesita un ancho de cimentación de 2200mm, solo en uno de los muros; y como el área es pequeño igual los demás muros ocuparan un área en más del 50% del área total, por lo cual en ambos bloque se decide usar platea de cimentación.

06.06 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DE LA PLATEA DE CIEMENTACIÓN DEL BLOQUE "I"

En la figura se muestra el modelo estructural del Bloque "I"



Modelo en 3d de la platea de cimentación.

De acuero al analsisi de suelo realizado, el tipo de suelo que le corresponde es Grava arcillosa (GC) con una presión admisible de 1.8kg/mc2(0.18Mpa), a 1.5m de profundidad

La presión admisible del suelo se incrementara en 30% según lo indicado en la norma E.060 en el artículo 15.2.4, esto es aplicable solo para los casos de carga que incluyan los efectos sísmicos.

Para obtener el coeficiente de Balasto, de acuerdo a la figura N°53 para un esfuerzo admisible de 1.8kg/cm2(0.18Mpa) el módulo de balasto será de 3.64kg/cm3.

Modulo de Reaccion del Suelo
Datos para SAFE

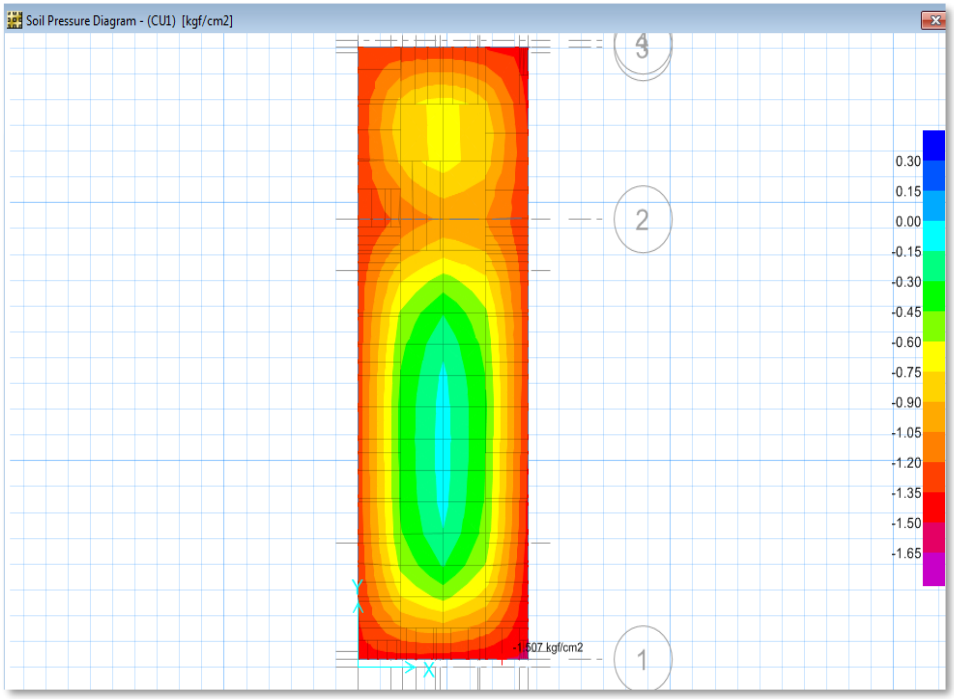
Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)	Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)	Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Valores del módulo del suelo (balasto) en función de la resistencia admisible del suelo.

(Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría: Iteración Suelo estructuras: Semiespacio de Winkler, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España 1993).

Verificación de la presión admisible del suelo, en la figura se muestra las presiones del suelo obtenidas del análisis en el software SAFE, debido a cargas de gravedad y sismo, donde se puede apreciar que están por debajo de la presiona admisible del suelo, 1.8kg/cm2, con los cual el diseño es correcto, para un espesor de losa de 200mm, con el cual se modelo la platea de cimentación. Dicha platea se modelo con vigas de borde que de acuerdo a la Norma para edificios de Muros de Ductilidad Limitada, en el inciso 5.2 indica que las plateas deberán de tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600mm en la zona de los límites de propiedad y 2

veces el espesor de la loza en zonas interiores. En este diseño se optó por colocar vigas de 250mmx850mm (sentido longitudinal) y 350x850mm (sentido transversal), el peralte se eligió de 850mm debido a que la profundidad mínima indicada en el estudio de suelos es de 1500mm.



Presión en el suelo debido a cargas de gravedad.

Diseño por flexión y por cortante, platea de cimentación

Para diseñar la platea de cimentación en todos los casos se hizo el uso del programa safe, los valores con los que se diseñaron se obtuvieron de manera directa, ya que el programa de manera interna diseña el refuerzo de losas y vigas, toda las cargas con sus respectivas distorsiones de sismo en los dos ejes se exportaron del ETBS 2013, al safe.

La altura de la platea de cimentación es de 200mm, y de las vigas de borde intermedias son de: 250mmx850mm.

Para el diseño se utilizó la envolvente de diseño, el cual está compuesta de las siguientes combinaciones de carga:

1.4CM+1.7CV

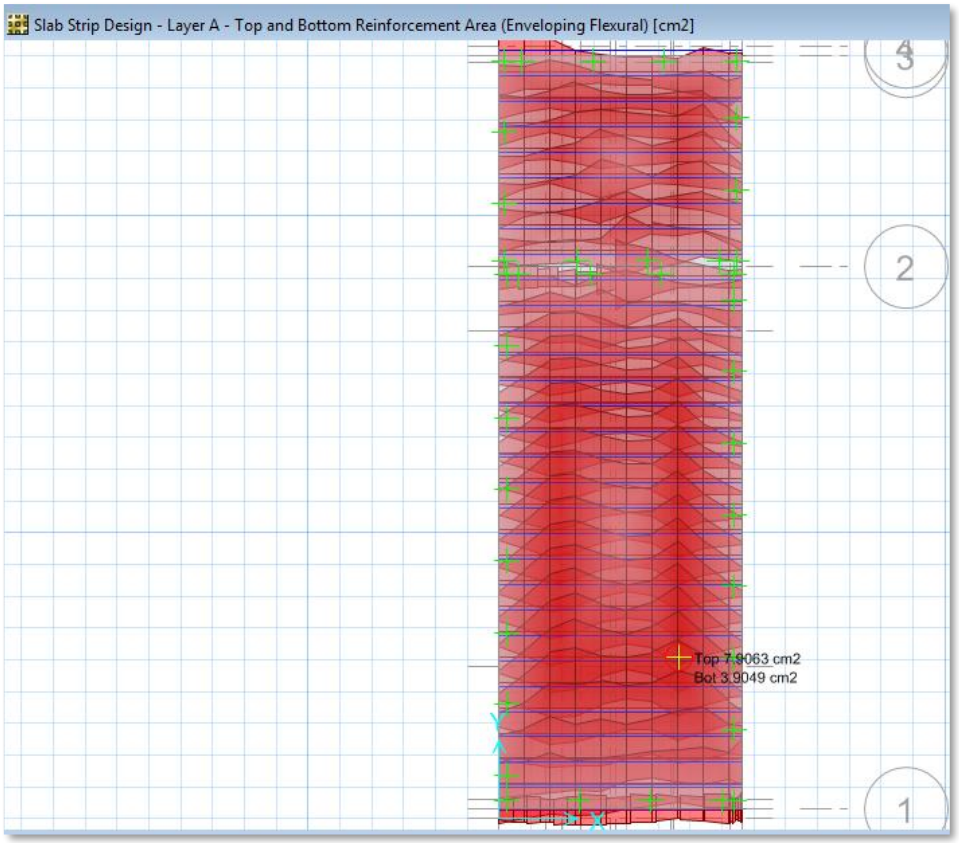
1.25CM+1.25CV+/-SISMO X

1.25CM+1.25CV+/-SISMO Y

0.9CM+/-SISMO X

0.9CM+/-SISMO Y

Para que el programa realice un mejor diseño, se le asigno franjas de diseño de 40mm, en ambas direcciones. A continuación mostramos las franjas de diseño asignadas a la platea de cimentación, en donde se muestra el acero tanto en la parte superior como inferior de la platea de cimentación, de todos ello se eligió el mayor tanto en la parte inferior como en la parte superior.



Franja de diseño en la dirección X-X, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

Calculo del refuerzo en la platea de cimentación

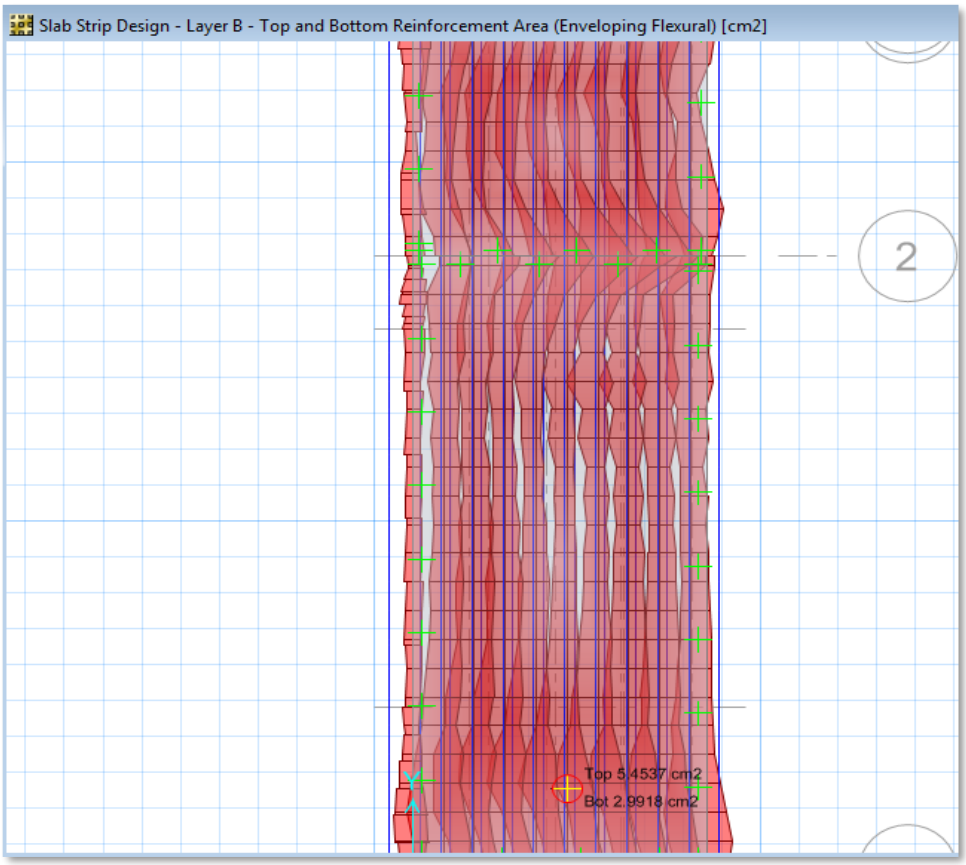
Datos de diseño de la platea:

Bw = 1000.00 mm

h = 200.00 mm

d = 150.00 mm

	DIRECCION X-X	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	390.5	790.6
As (mínimo mm2)	328.6878676	328.6878676
Varillas (φ)	N10 @150mm	N13 @150mm



Franja de diseño en la dirección Y-Y, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

	DIRECCION Y-Y	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	299.2	545.4
As (mínimo mm2)	328.6878676	328.6878676
Varillas (φ)	N10 @200mm	N10 @150mm

También se hiso la verificación para el diseño por fuerza cortante, de la platea de cimentación

Vux= 7.89E+04N

Vuy =2.08E+04N

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φXVc = 9.93E+04 N

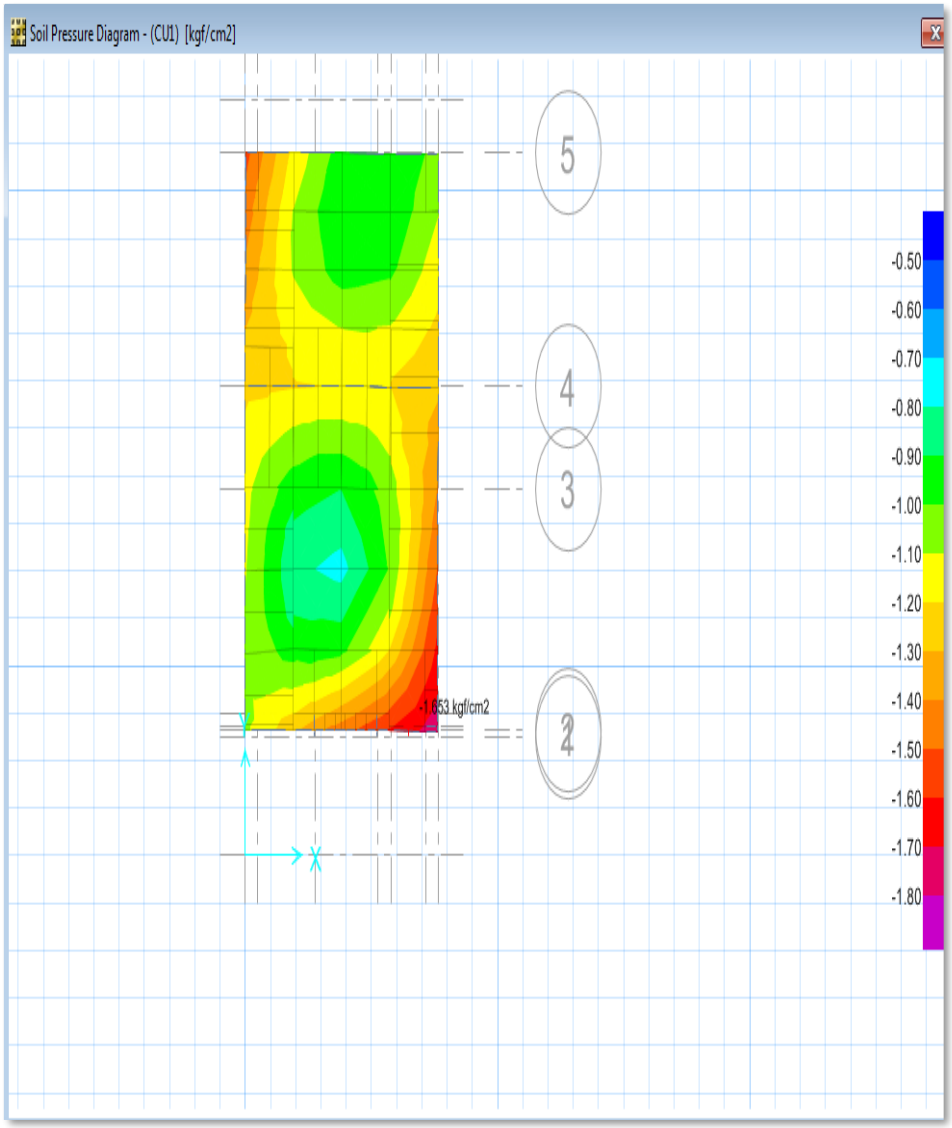
En todo los casos se puede observar que la cortante actuante es menor que la requerida.

φXVc> Vux > Vuy

DISEÑO DE LA PLATEA DE CIEMENTACIÓN DEL BLOQUE "II"

Verificación de la presión admisible del suelo, en la figura N°55 se muestra las presiones del suelo obtenidas del análisis en el software SAFE, debido a cargas de gravedad y sismo, donde se puede

apreciar que están por debajo de la presiona admisible del suelo, 1.8kg/cm2, con los cual el diseño es correcto, para un espesor de losa de 200mm, con el cual se modelo la platea de cimentación. Dicha platea se modelo con vigas de borde que de acuerdo a la Norma para edificios de Muros de Ductilidad Limitada, en el inciso 5.2 indica que las plateas deberán de tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600mm en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la loza en zonas interiores. En este diseño se optó por colocar vigas de 250mmx850mm, en el sentido longitudinal y de 350x1000mm en el sentido transversal (debido a que existen placas de 250mm, que hacen necesario ampliar más el ancho de la viga de cimentación) el peralte que se le impuso a la viga fue debido a que la profundidad mínima indicada en el estudio de suelos es de 1500mm.



Presión en el suelo debido a cargas de gravedad.

Diseño por flexión y por cortante, platea de cimentación

Para diseñar la platea de cimentación en todos los casos se hizo el uso del programa safe, los valores con los que se diseñaron se obtuvieron de manera directa, ya que el programa de manera interna diseña el refuerzo de losas y vigas, toda las cargas con sus respectivas distorsiones de sismo en los dos ejes se exportaron del ETBS 2013, al safe.

La altura de la platea de cimentación es de 200mm, y de las vigas de borde intermedias son de: 250mmx850mm, las exteriores y 350x1000mm las interiores.

Para el diseño se utilizó la envolvente de diseño, el cual está compuesta de las siguientes combinaciones de carga:

1.4CM+1.7CV

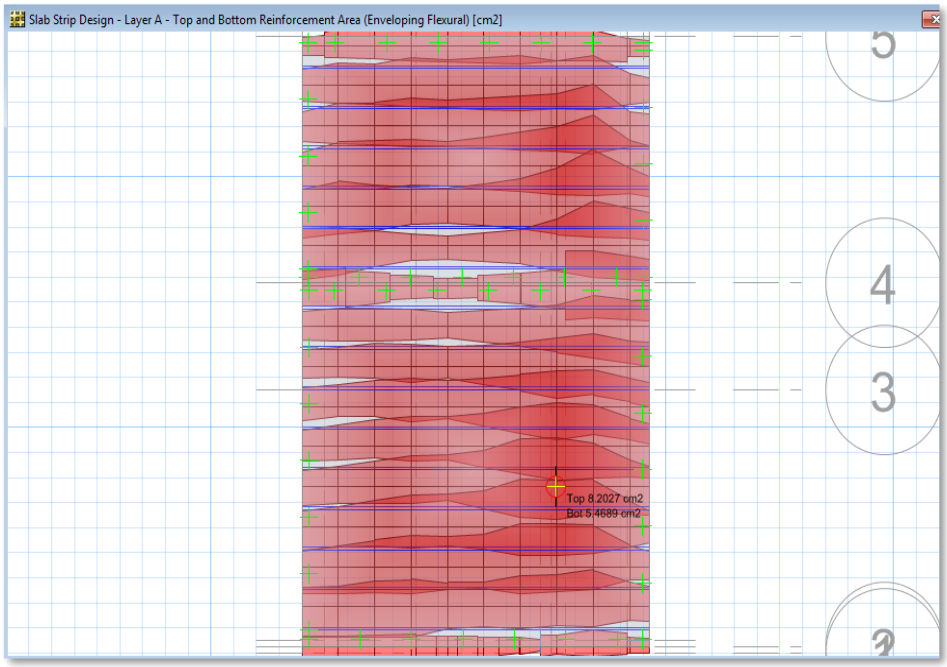
1.25CM+1.25CV+/-SISMO X

1.25CM+1.25CV+/-SISMO Y

0.9CM+/-SISMO X

0.9CM+/-SISMO Y

Para que el programa realice un mejor diseño, se le asigno franjas de diseño de 40mm, en ambas direcciones. A continuación mostramos las franjas de diseño asignadas a la platea de cimentación, en donde se muestra el acero tanto en la parte superior como inferior de la platea de cimentación, de todos ello se eligió el mayor tanto en la parte inferior como en la parte superior.



Franja de diseño en la dirección X-X, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

Calculo del refuerzo en la platea de cimentación

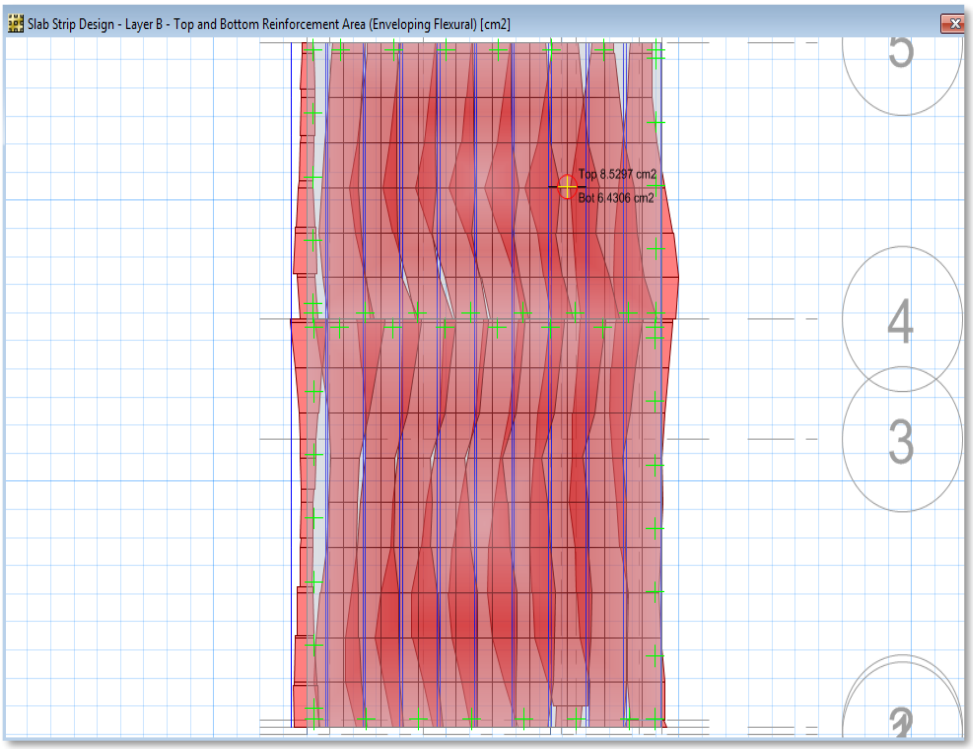
Datos de diseño de la platea:

Bw = 1000.00 mm

h = 200.00 mm

d = 150.00 mm

	DIRECCION X-X	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	546.89	820.27
As (mínimo mm2)	328.6878676	328.6878676
Varillas (φ)	N13 @200mm	N13 @150mm



Franja de diseño en la dirección Y-Y, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior.

	DIRECCION Y-Y	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	643.1	853
As (mínimo mm2)	328.6878676	328.6878676
Varillas (φ)	N13 @200mm	N13 @150mm

También se hiso la verificación para el diseño por fuerza cortante, de la platea de cimentación

Vux= 2.261E+04N

Vuy =2.815E+04N

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φXVc = 9.933E+04 N

En todo los casos se puede observar que la cortante actuante es menor que la requerida.

φXVc> Vux > Vuy

06.07 DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de vigas de cimentación se realiza siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo 11 de la Norma E-060 para vigas de sección rectangular

Para este caso de diseño se consideró una resistencia a la compresión del concreto, para diseño de 21Mpa.

Refuerzo mínimo por flexión

El acero mínimo está definido mediante la siguiente expresión:

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y}$$

D

De acuerdo a los lineamientos establecidos en el capitulo 13 de la Norma E-060, el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante debra basarce en la expresión.

Vu≤φxVn

La resistencia Vn estará conformada por la contribución del concreto Vc y por la contribución del acero Vs.

En el artículo 11.3.1.1 se define la contribución del concreto en la resistencia al corte para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

En la platea superficial de cimentación se tiene vigas exteriores e interiores, en las exteriores se consideró vigas de 250x850mm, y en las interiores y donde estarán las placas estructurales se consideró de 350x1000mm, debido al ancho de 250mmm, también debido a que estas vigas son las más exigidas, para evitar la congestión de acero tanto de las placas como de la viga se decidió incrementar la sección de la viga como la indicada anteriormente.

Diseño por flexión

"BLOQUE I"

DISEÑO POR FLEXIÓN								
BLOQUE I								
VIGA	Ancho (bw mm)	Altura (h mm)	d (mm)	Mu (N-mm)	As (calculado mm2)	a (mm)	As (min. mm2)	Varilla usada
Eje A-A, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 9.8190E+07 N-mm	332.5066644	37.55369386	438.2504901	4N13
				M (-) 1.1017E+08 N-mm	374.2031102	42.2629395	438.2504901	4N13
Eje E-E, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 7.9880E+07 N-mm	269.2715938	30.4118506	438.2504901	4N13
				M (-) 8.9540E+07 N-mm	302.559698	34.17144825	438.2504901	4N13
Eje 1-1, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.6460E+07 N-mm	54.64197544	6.17132899	438.2504901	4N13
				M (-) 1.7480E+07 N-mm	58.04203595	6.555335825	438.2504901	4N13
Eje 4-4, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 1.5691E+08 N-mm	445.3756575	35.92946481	728.5914398	4N16
				M (-) 4.4607E+08 N-mm	1315.686841	106.1394426	728.5914398	7N16
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 4.7449E+08 N-mm	1405.166244	113.3579491	728.5914398	7N16
				M (-) 5.4512E+08 N-mm	1630.959696	131.5732191	728.5914398	8N16

"BLOQUE II"

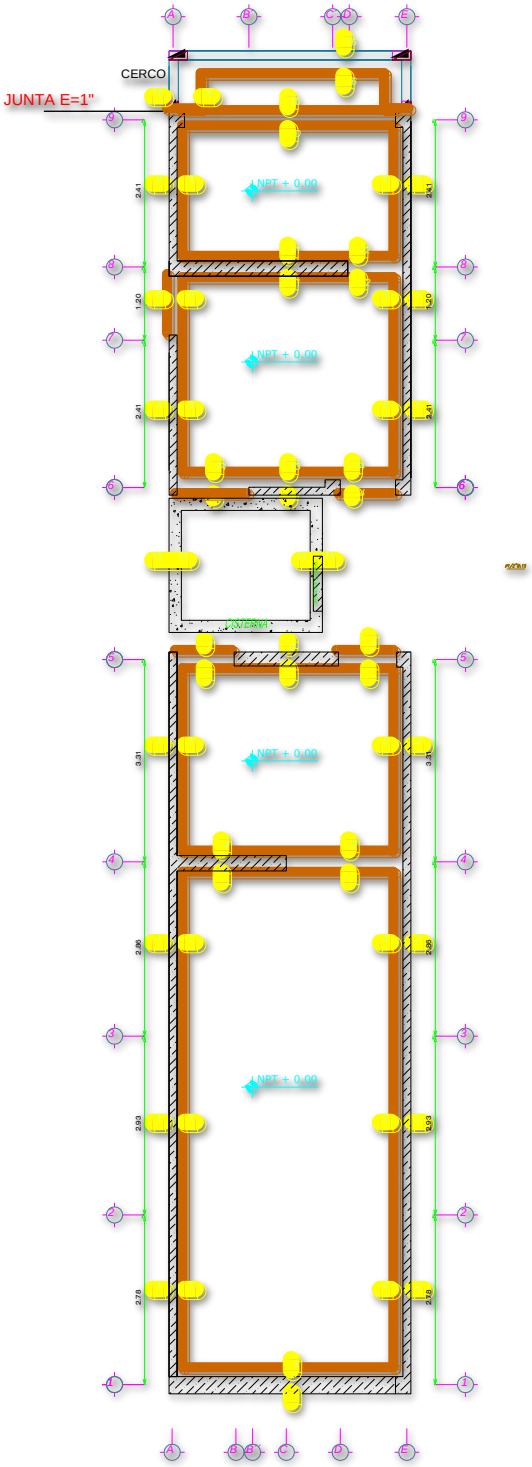
BLOQUE II								
Eje A-A, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 7.7940E+07 N-mm	262.6059947	29.65902998	438.2504901	4N13
				M (-) 8.0550E+07 N-mm	271.575146	30.67201649	438.2504901	4N13
Eje E-E, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 5.2210E+07 N-mm	174.809169	19.74315321	438.2504901	4N13
				M (-) 6.7140E+07 N-mm	225.6169635	25.48144529	438.2504901	5N13
Eje6-6, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 3.9391E+08 N-mm	1451.287971	163.9101708	438.2504901	7N16
				M (-) 3.3417E+08 N-mm	1208.080046	136.4419817	438.2504901	6N16
Eje 8-8, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 5.5921E+08 N-mm	1676.60725	135.2557109	728.5914398	6N19
				M (-) 7.4318E+08 N-mm	2292.759434	184.9621056	728.5914398	8N19
Eje 9-9, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 3.8930E+08 N-mm	1432.147469	161.74842	438.2504901	7N16
				M (-) 2.0429E+08 N-mm	711.2734587	80.33206122	438.2504901	4N16

Diseño por corte

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

BLOQUE I									
VIGA	**Ancho (bw mm)**	**Altura (h mm)**	**d (mm)**	**Vu (N)**	**Vc (N)**	**Vs (N)**	**Av**	**S**	
Eje A-A, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	1.853E+05 N	1.324E+05 N	8.554E+04 N	Av= 64.00 mm2	251.39 mm	N8@250mm
Eje E-E, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	2.035E+05 N	1.324E+05 N	1.070E+05 N	Av= 64.00 mm2	201.02 mm	N8@250mm
Eje 1-1, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	3.525E+04 N	1.324E+05 N	-9.097E+04 N		minimo	N8@250mm
Eje 4-4, entre A-A, E-E	350.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	2.956E+05 N	1.854E+05 N	1.624E+05 N	Av= 71.00 mm2	146.91 mm	N10@150mm
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	3.812E+05 N	2.202E+05 N	2.283E+05 N	Av= 71.00 mm2	124.09 mm	N10@150mm
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	3.956E+05 N	2.202E+05 N	2.453E+05 N	Av= 71.00 mm2	115.51 mm	N10@150mm

BLOQUE II									
Eje A-A, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	3.569E+04 N	1.324E+05 N	-9.045E+04 N		minimo	N8@250mm
Eje E-E, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	7.569E+04 N	1.324E+05 N	-4.339E+04 N		minimo	N8@250mm
Eje 6-6, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	1.230E+04 N	1.324E+05 N	-1.180E+05 N		minimo	N8@250mm
Eje 8-8, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	7.059E+05 N	2.202E+05 N	6.103E+05 N	Av= 127.00 mm2	83.03 mm	N13@150mm
Eje 9-9, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	1.926E+05 N	1.324E+05 N	9.410E+04 N	Av= 127.00 mm2	453.45 mm	N10@250mm



Esquema en planta platea de cimentación

ANEXO 07

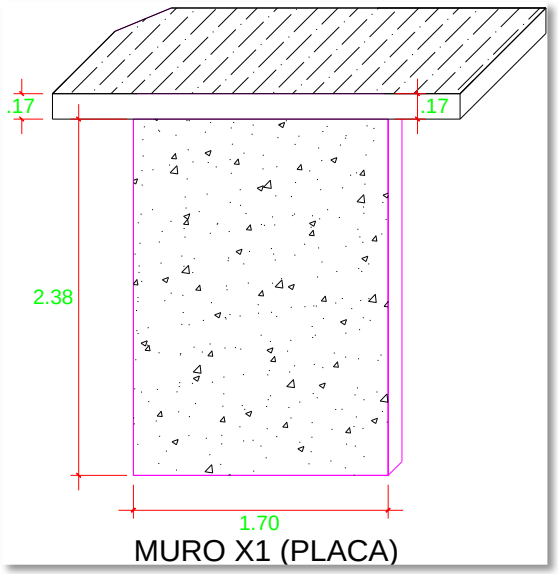
METRADO BLOQUE "I"

MUROS EN EL EJE X-X

MURO X1 (PLACA)

CARGA INDIRECTA			
Area tributaria =	1918200 mm2		
CARGAS DEBIDO A LOSA			
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2		
Acabados	1.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		
VIGA - A	250.0mm	300.0mm	
Viga chata 2 (VCH-2)	200.0mm	170.0mm	
PESO	1ER NIVEL		2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Peso de losa aligerada	5.37E+03 N		2.15E+04 N
Viga chata 2 (VCH-2)	3.92E+02 N		1.57E+03 N
VIGA - A	8.10E+02 N		3.24E+03 N
Acabados			
	1.92E+03 N		7.67E+03 N
S/C			
	9.59E+03 N		1.34E+04 N
	TOTAL (Pm)		6.55E+04 N

CARGA DIRECTA



ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Placa de concreto	1700.0mm	250.0mm	2380.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Placa de concreto	1700.0mm	250.0mm	2380.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Cabeza)	4.54E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		
PESO		1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Placa de concreto		2.43E+04 N	9.71E+04 N
		TOTAL (Pm)	1.21E+05 N

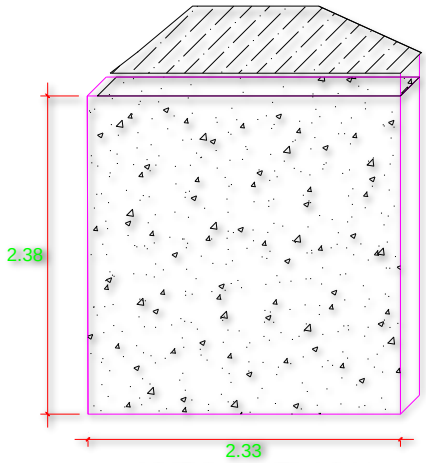
METRADO DE LOSA EN VOLADIZO

CARGA INDIRECTA		
VOLUMEN DE LOSA DE CONCRETO =	Vol.=244650000 mm3	
AREA DE LOSA DE CONCRETO =	**1631000 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa MACIZA	5.87E+03 N	2.35E+04 N
Acabados		
	1.63E+03 N	6.52E+03 N
S/C		
	8.16E+03 N	1.14E+04 N
	TOTAL (Pm)	**5.71E+04 N**

MURO X2 (PLACA)-SEMISOTANO

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria(Primer Nivel) =	**806400 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa aligerada		
	2.26E+03 N	
Acabados		
	8.06E+02 N	
S/C		
	4.03E+03 N	
	TOTAL (Pm)	**7.10E+03 N**

CARGA DIRECTA



MURO X2 (PLACA)

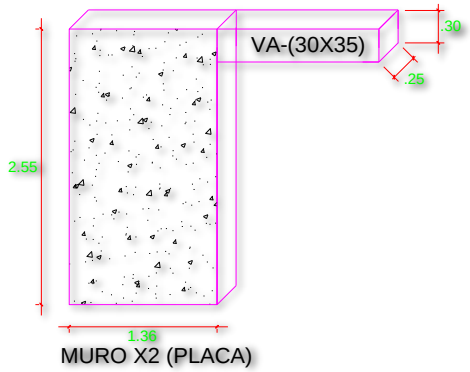
ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera			
Muro de Concreto	3690.0mm	300.0mm	2380.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Muro de Concreto			
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Concreto	6.32E+04 N	
	TOTAL (Pm)	**6.32E+04 N**

MURO X2 (PLACA)-DEMAS NIVELES

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria(Valcón) = **1800600 mm2**		
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Valcón	6.00E-04 N/mm2	
Viga chata 2 (VCH-2), en valcón	Vol.=100130000 mm3	
VB- (30X35)	300.0mm 350.0mm	
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa aligerada		
		2.02E+04 N
Viga chata 2 (VCH-2), en valcón		9.61E+03 N
VB - (25X35)		1.30E+04 N
Acabados		
Valcón		7.20E+03 N
S/C		
Valcón		4.32E+03 N
	TOTAL (Pm)	**5.43E+04 N**

CARGA DIRECTA



ELEMENTO	*LONGITUD*	*ANCHO*	*ALTO*
1er Nivel			
Muro de Concreto	1360.0mm	300.0mm	2550.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Muro de Concreto	1360.0mm	300.0mm	2550.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

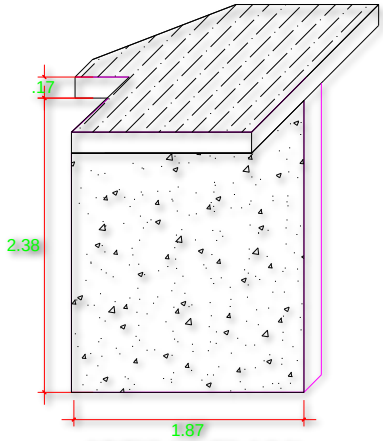
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Muro de Concreto	2.50E+04 N	9.99E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.25E+05 N**

MURO X3 (PLACA)

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**2028800 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Viga chata 1 (VCH-1)	400.0mm	170.0mm
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	

PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa aligerada		
	5.68E+03 N	2.27E+04 N
Viga chata 1 (VCH-1)	1.11E+03 N	4.44E+03 N
Acabados		
	2.03E+03 N	8.12E+03 N
S/C		
	1.01E+04 N	1.42E+04 N
	TOTAL (Pm)	**6.84E+04 N**

CARGA DIRECTA



MURO X3 (PLACA)

ELEMENTO	*LONGITUD*	*ANCHO*	*ALTO*
1er Nivel			
Muro de Concreto	1870.0mm	250.0mm	2380.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Muro de Concreto	1870.0mm	250.0mm	2380.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Muro de Concreto	2.67E+04 N	1.07E+05 N
	TOTAL (Pm)	**1.34E+05 N**

METRADO EN AZOTEA

ELEMENTO	**LONGITUD**	**ANCHO**	**ALTO**
Azotea			
X1 (PLACA)			
Muro de Concreto Armado	1700.0mm	250.0mm	1000.0mm
X2 (PLACA)			
Muro de Albañileria	1360.0mm	300.0mm	1000.0mm
X3 (PLACA)			
Muro de Albañileria			
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

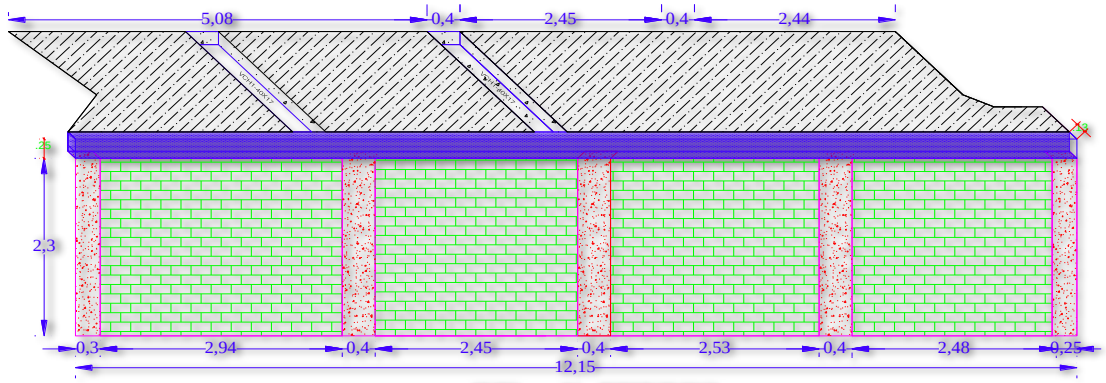
PESO	**AZOTEA**	
MURO X1 (PLACA)		
Muro de Concreto Armado	1.02E+04 N	
MURO X2 (PLACA)		
Muro de Concreto Armado	9.79E+03 N	
MURO X3 (PLACA)		
Muro de Concreto Armado		
	TOTAL (Pm)	**2.00E+04 N**

MUROS EN EL EJE Y-Y
MURO Y1

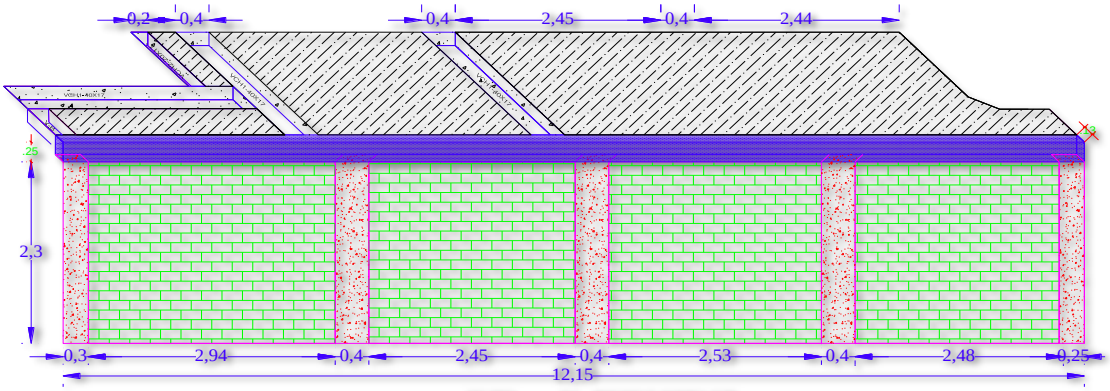
CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	18362300 mm2	SEMISOTANO
Area tributaria =	18378400 mm2	DEMAS NIVELES
Area tributaria (valcón) =	697000 mm2	Valcón
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Valcón	6.00E-04 N/mm2	
VA (25X30)	250.0mm	300.0mm
VB (25X35)	250.0mm	350.0mm
Viga chata 1 (VCH-1)	400.0mm	170.0mm
Valcón(Volumen de concreto de la viga chata)	Vol.=54043000 mm3	
Viga chata 2 (VCH-2)	200.0mm	170.0mm

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Peso de losa aligerada	5.14E+04 N	2.06E+05 N
Valcón		7.81E+03 N
VA (25X30)	8.10E+02 N	3.24E+03 N
VB (25X35)		8.74E+03 N
Viga chata 1 (VCH-1)	6.01E+03 N	3.99E+04 N
Valcón		5.19E+03 N
Viga chata 2 (VCH-2)		2.22E+03 N
Acabados		
	1.84E+04 N	7.35E+04 N
Valcón		2.79E+03 N
S/C		
	9.18E+04 N	1.29E+05 N
Valcón		1.67E+03 N
	TOTAL (Pm)	6.48E+05 N

CARGA DIRECTA



MURO Y1 (SEMISOTANO)



MURO Y1 (DEMAS NIVELES)

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera	12150.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2300.0mm
	250.0mm	250.0mm	2300.0mm
	250.0mm	300.0mm	2300.0mm
Muro de Albañileria	10450.0mm		2300.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	12150.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2300.0mm
	250.0mm	250.0mm	2300.0mm
	250.0mm	300.0mm	2300.0mm
Muro de Albañileria	10450.0mm		2300.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	6.59E+04 N	2.63E+05 N
Viga Solera	9.48E+03 N	3.79E+04 N
Elemento Confinante	1.62E+04 N	6.48E+04 N
	TOTAL (Pm)	**4.58E+05 N**

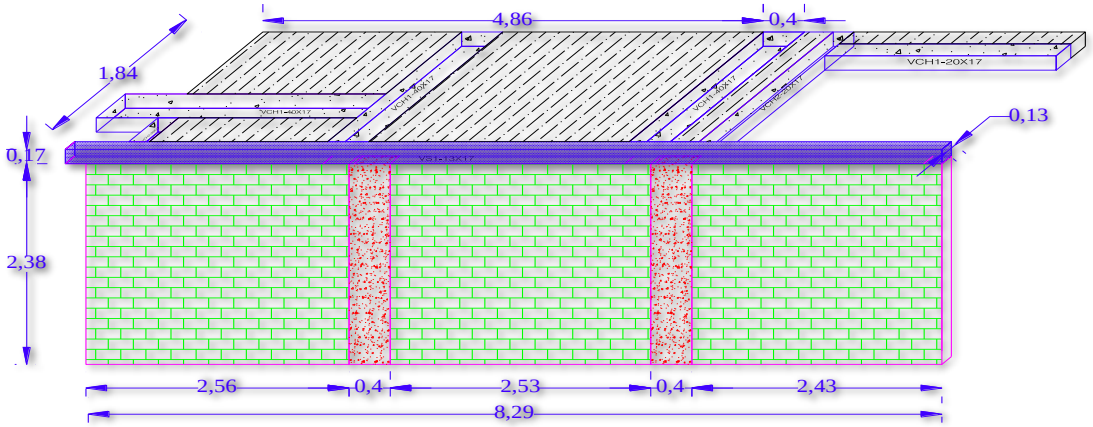
MURO Y2 (DIVIDIDO EN DOS TRAMOS, EL TRAMO MAS LARGO Y EL CORTO)

MURO Y2, TRAMO LARGO

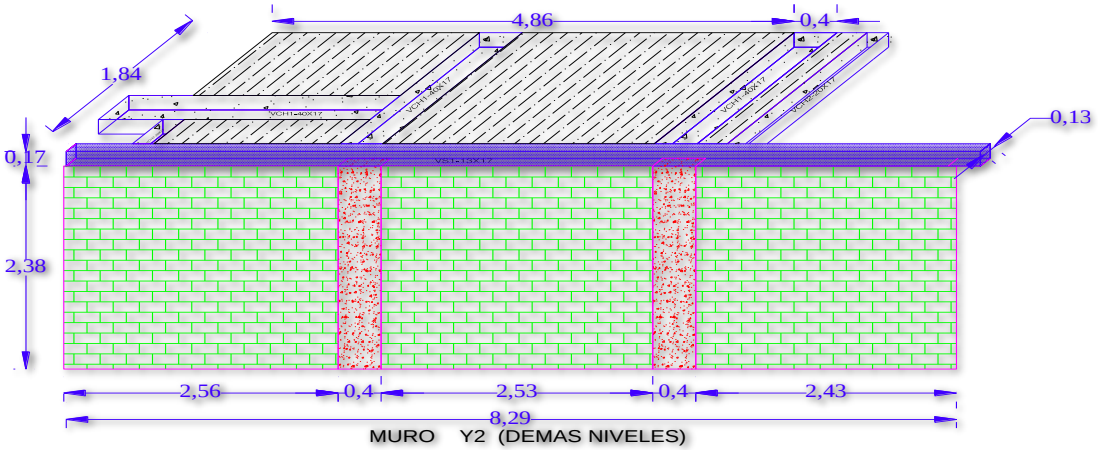
CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**7528100 mm2**	**SEMISOTANO**
Area tributaria =	**7813000 mm2**	**DEMAS NIVELES**
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Viga chata 1 (VCH-1)	400.0mm	170.0mm
Viga chata 2 (VCH-2)	200.0mm	170.0mm

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Peso de losa aligerada	2.11E+04 N	8.75E+04 N
Viga chata 1 (VCH-1)	1.31E+04 N	3.99E+04 N
Viga chata 2 (VCH-2)	1.57E+03 N	2.22E+03 N
Acabados		
	7.53E+03 N	3.13E+04 N
S/C		
	3.76E+04 N	5.47E+04 N
	TOTAL (Pm)	**2.96E+05 N**

CARGA DIRECTA



MURO Y2 (SEMISOTANO)



MURO Y2 (DEMAS NIVELES)

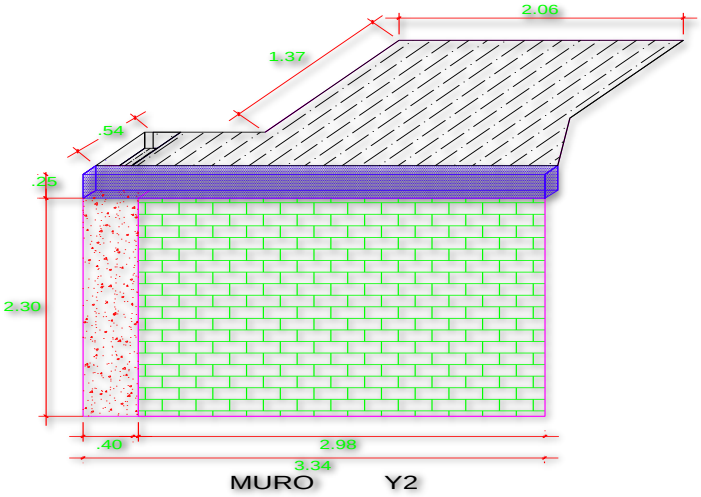
ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera	8290.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2380.0mm
Muro de Albañileria	7520.0mm		2380.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	8290.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2380.0mm
Muro de Albañileria	7520.0mm		2380.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	4.90E+04 N	1.96E+05 N
Viga Solera	6.47E+03 N	2.59E+04 N
Elemento Confinante	5.94E+03 N	2.38E+04 N
	TOTAL (Pm)	**3.07E+05 N**

MURO Y2, TRAMO CORTO

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**3984600 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Viga chata 2 (VCH-2)	200.0mm 170.0mm	
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa aligerada	1.12E+04 N	4.46E+04 N
Viga chata 2 (VCH-2)	3.92E+02 N	1.57E+03 N
Acabados		
	3.98E+03 N	1.59E+04 N
S/C		
	1.99E+04 N	2.79E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.25E+05 N**

CARA DIRECTA



ELEMENTO	**LONGITUD**	**ANCHO**	**ALTO**
1er Nivel			
Viga Solera	3340.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2300.0mm
Muro de Albañileria	2980.0mm		2300.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	3340.0mm	130.0mm	250.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	2300.0mm
Muro de Albañileria	2980.0mm		2300.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Muro de Albañileria	1.88E+04 N	7.51E+04 N
Viga Solera	2.61E+03 N	1.04E+04 N
Elemento Confinante	2.87E+03 N	1.15E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.21E+05 N**

METRADO AZOTEA

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
Azotea			
Y1			
Viga Solera	12150.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	1000.0mm
	250.0mm	250.0mm	100.0mm
	300.0mm	250.0mm	100.0mm
Muro de Albañileria	10410.0mm		1000.0mm
Y2			
Tramo mas largo de "Y2"			
Viga Solera	8540.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	1000.0mm
Muro de Albañileria	7820.0mm		1000.0mm
Tramo mas corto de "Y2"			
Viga Solera	3640.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	1000.0mm
Muro de Albañileria	2940.0mm		1000.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	AZOTEA	
MURO Y1		
Muro de Albañileria	2.85E+04 N	
Viga Solera	4.93E+03 N	
Elemento Confinante	4.54E+03 N	
MURO Y2		
Tramo mas largo de "Y2"		
Muro de Albañileria	2.14E+04 N	
Viga Solera	3.46E+03 N	
Elemento Confinante	2.50E+03 N	
Tramo mas corto de "Y2"		
Muro de Albañileria	8.06E+03 N	
Viga Solera	1.48E+03 N	
Elemento Confinante	1.25E+03 N	
	TOTAL (Pm)	**7.62E+04 N**

CUADRO DE RESUMEN		
MURO	**PISO TIPICO**	
	PD +PL	**PD+0.25PL**
MURO X1 (PLACA)	1.9705E+05 N	1.7938E+05 N
Losa Maciza de Volado en Pasadizo	5.7085E+04 N	4.2406E+04 N
MURO X2 (PLACA) SEMISOTANO	7.0328E+04 N	6.7304E+04 N
MURO X2 (PLACA) DEMÁS NIVELES	1.8895E+05 N	1.7591E+05 N
MURO X3 (PLACA)	2.0196E+05 N	1.8370E+05 N
Y1	1.1436E+06 N	9.7701E+05 N
Y2 (Tramo mas largo)	6.3106E+05 N	5.6181E+05 N
Y2 (Tramo mas corto)	2.5754E+05 N	2.2168E+05 N
Peso total de la edificación	**2.7476E+06 N**	**2.4092E+06 N**

(Resumen de pesos manual -BLOQUE I)

RESUMEN DE PESOS - ETABS		
NIVEL	**MASA (N-seg2/mm2)**	**PESO ACUMULADO**
PISO 5	4.2664E+05 N	4.2664E+05 N
PISO 4	4.8062E+05 N	9.0726E+05 N
PISO 3	4.8062E+05 N	1.3879E+06 N
PISO 2	4.8062E+05 N	1.8685E+06 N
PISO 1	5.2714E+05 N	2.3956E+06 N
		2.3956E+06 N

(Resumen de pesos ETABS-BLOQUE I)

CUADRO DE CARGAS DE GRAVEDAD ACUMULADAS (N): Pg =Pd + 0.25xPl							
MURO	L (mm)	CARGAS POR NIVEL					
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	AZOTEA
MURO X1 (PLACA)	1700	3.3726E+04 N	3.3726E+04 N	3.37E+04 N	3.37E+04 N	3.47E+04 N	1.02E+04 N
MURO X2 (PLACA) SEMISOTANO	3940	6.7304E+04 N					
MURO X2 (PLACA) DEMÁS NIVELES	1360	2.4970E+04 N	3.7736E+04 N	3.77E+04 N	3.77E+04 N	3.77E+04 N	9.79E+03 N
MURO X3 (PLACA)	1890	3.8059E+04 N	3.6537E+04 N	3.65E+04 N	3.65E+04 N	3.60E+04 N	0.00E+00 N
Y1	12150	1.9027E+05 N	1.8595E+05 N	1.86E+05 N	1.86E+05 N	1.81E+05 N	3.80E+04 N
Y2	12150	1.5887E+05 N	1.4735E+05 N	1.47E+05 N	1.47E+05 N	1.44E+05 N	3.82E+04 N

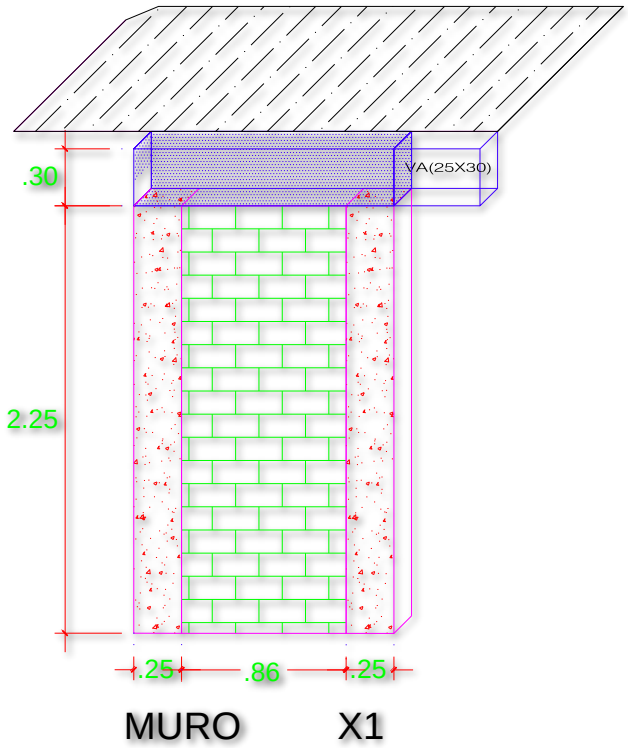
(Resumen de pesos por nivel de manera Manual – BLOQUE I)

METRADO BLOQUE "II"

MURO "X1"

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**1829000 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
VA(25X30)	250.0mm 300.0mm	
(VCH-2)	200.0mm 170.0mm	
PESO	***1ER NIVEL***	***2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL***
Peso de losa aligerada	5.12E+03 N	2.05E+04 N
VA(25X30)	8.10E+02 N	3.24E+03 N
(VCH-2)	5.30E+02 N	2.12E+03 N
Acabados		
	1.83E+03 N	7.32E+03 N
S/C		
Semisotano	3.66E+03 N	1.28E+04 N
	TOTAL (Pm)	**5.79E+04 N**

CARGA DIRECTA



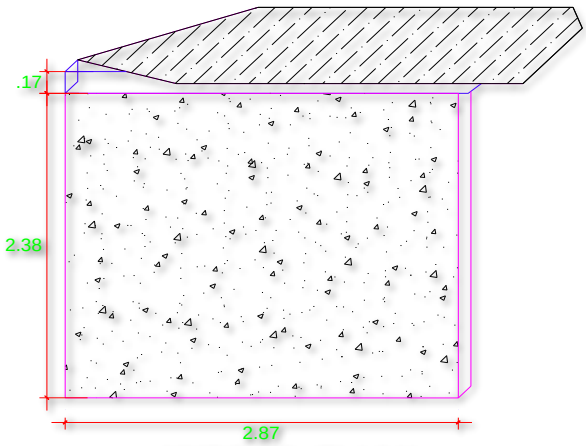
ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera	1360.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	250.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	1360.0mm		2250.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	1360.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	250.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	1360.0mm		2250.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Cabeza)	4.54E-03 N/mm2		

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	1.39E+04 N	5.56E+04 N
Viga Solera	1.27E+03 N	5.09E+03 N
Elemento Confinante	6.75E+03 N	2.70E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.10E+05 N**

MURO "X2" PLACA

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**4131400 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
PESO	***1ER NIVEL***	***2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL***
Peso de losa aligerada	1.16E+04 N	4.63E+04 N
Acabados		
	4.13E+03 N	1.65E+04 N
S/C		
	8.26E+03 N	2.89E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.16E+05 N**

CARGA DIRECTA



MURO X2 (PLACA)

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera			
Elemento Confinante			
Muro de Concreto	2870.0mm	250.0mm	2380.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera			
Elemento Confinante			
Muro de Concreto	2870.0mm	250.0mm	2380.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Cabeza))	4.54E-03 N/mm2		

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	4.10E+04 N	1.64E+05 N
Viga Solera		
Elemento Confinante		
	TOTAL (Pm)	**2.05E+05 N**

METRADO EN AZOTEA

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
Azotea			
X1			
Viga Solera	2660.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	250.0mm	250.0mm	1000.0mm
Muro de Albañileria	2390.0mm		1000.0mm
X2 (PLACA)			
Muro de Concreto	2870.0mm	250.0mm	1000.0mm
Peso de losa aligerada	Area Tributaria 1814200.0		
(VCH-2)	1080.0mm	200.0mm	170.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.85E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

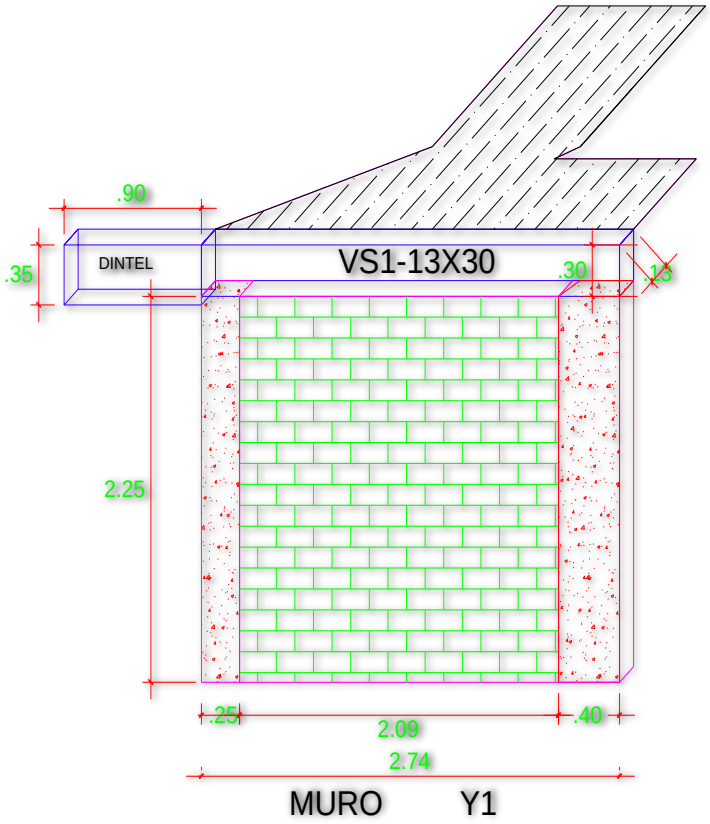
PESO	AZOTEA	
MURO X1		
Muro de Albañileria	6.81E+03 N	
Viga Solera	1.08E+03 N	
Elemento Confinante	3.00E+03 N	
MURO X2 (PLACA)		
Muro de Concreto	1.72E+04 N	
Peso de losa aligerada	1.21E+04 N	
(VCH-2)	8.81E+02 N	
	TOTAL (Pm)	**4.11E+04 N**

MUROS EN EL EJE "Y-Y"

MURO Y1

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**4668000 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
Dintel	130.0mm 350.0mm	
Albañileria sobre Dintel	870.0mm 2200.0mm	
(VCH-2)	170.0mm 200.0mm	
PESO	**1ER NIVEL**	**2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL**
Peso de losa aligerada	1.31E+04 N	5.23E+04 N
Dintel	9.83E+02 N	3.93E+03 N
(VCH-2)	5.30E+02 N	2.12E+03 N
Albañileria sobre dintel	5.24E+03 N	2.10E+04 N
Acabados		
	4.67E+03 N	1.87E+04 N
S/C		
	9.34E+03 N	3.27E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.64E+05 N**

CARGA DIRECTA



ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera	2740.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	2090.0mm		2250.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
Elemento Confinante	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	2090.0mm		2250.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga))	2.74E-03 N/mm2		

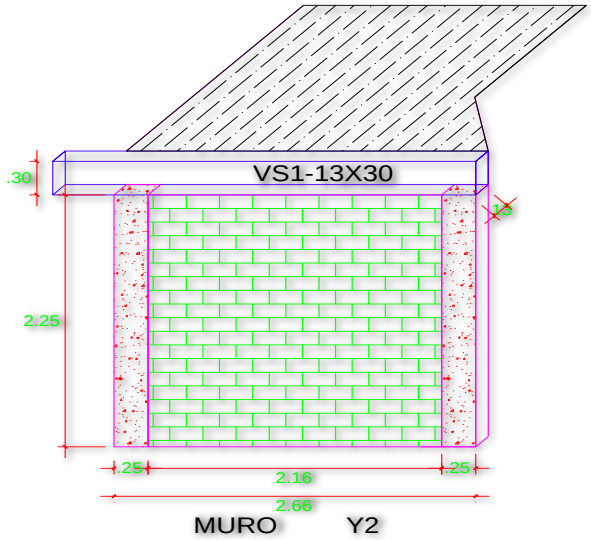
PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	1.29E+04 N	5.15E+04 N
Viga Solera	2.56E+03 N	1.12E+04 N
Elemento Confinante	5.62E+03 N	2.25E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.06E+05 N**

MURO Y2

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**3079100 mm2**	**SEMISOTANO**
Area tributaria =	**3539000 mm2**	**DEMAS NIVELES**
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
VIGA - A	250.0mm	300.0mm
(VCH-2)	200.0mm	170.0mm

PESO	*1ER NIVEL*	*2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL*
Peso de losa aligerada	8.62E+03 N	3.96E+04 N
VIGA - A	3.10E+03 N	1.24E+04 N
(VCH-2)		6.01E+03 N
Acabados		
	3.08E+03 N	1.42E+04 N
S/C		
	6.16E+03 N	2.48E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.18E+05 N**

CARGA DIRECTA



ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
1er Nivel			
Viga Solera	2410.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	350.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	2160.0mm		2250.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	2860.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	350.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	2160.0mm		2250.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga))	2.74E-03 N/mm2		

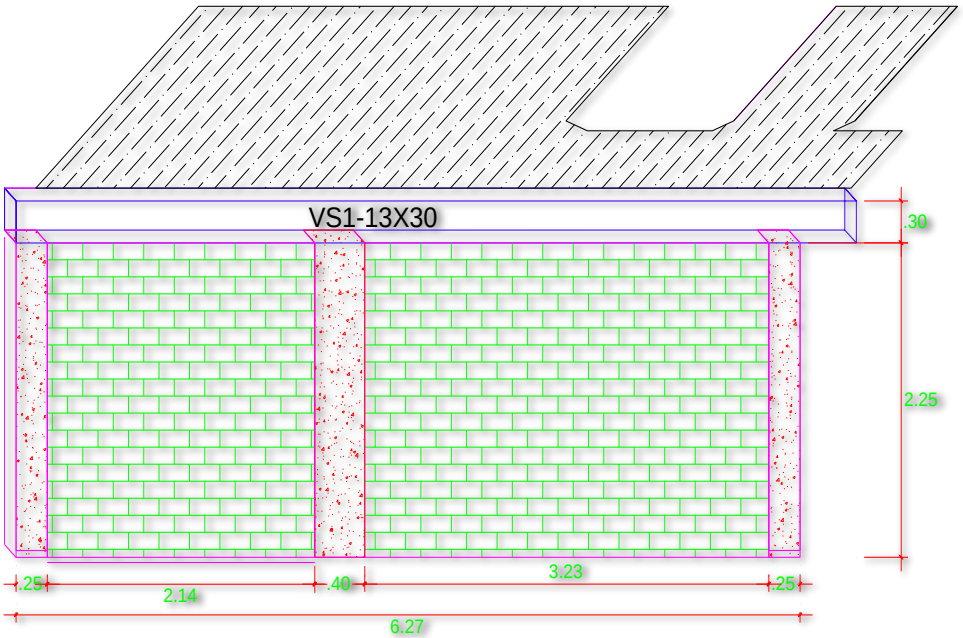
PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Muro de Albañileria	1.33E+04 N	5.33E+04 N
Viga Solera	2.26E+03 N	1.07E+04 N
Elemento Confinante	4.73E+03 N	1.89E+04 N
	TOTAL (Pm)	**1.03E+05 N**

MURO Y3

CARGA INDIRECTA		
Area tributaria =	**7861800 mm2**	**SEMISOTANO**
Area tributaria =	**8320700 mm2**	**DEMAS NIVELES**
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
VIGA - A	250.0mm	300.0mm
(VCH-2)	200.0mm	170.0mm

PESO	1ER NIVEL	2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL
Peso de losa aligerada	2.20E+04 N	9.32E+04 N
VIGA - A	3.91E+03 N	1.56E+04 N
(VCH-2)		6.01E+03 N
Acabados		
	7.86E+03 N	3.33E+04 N
S/C		
	1.57E+04 N	5.82E+04 N
	TOTAL (Pm)	**2.56E+05 N**

CARGA DIRECTA



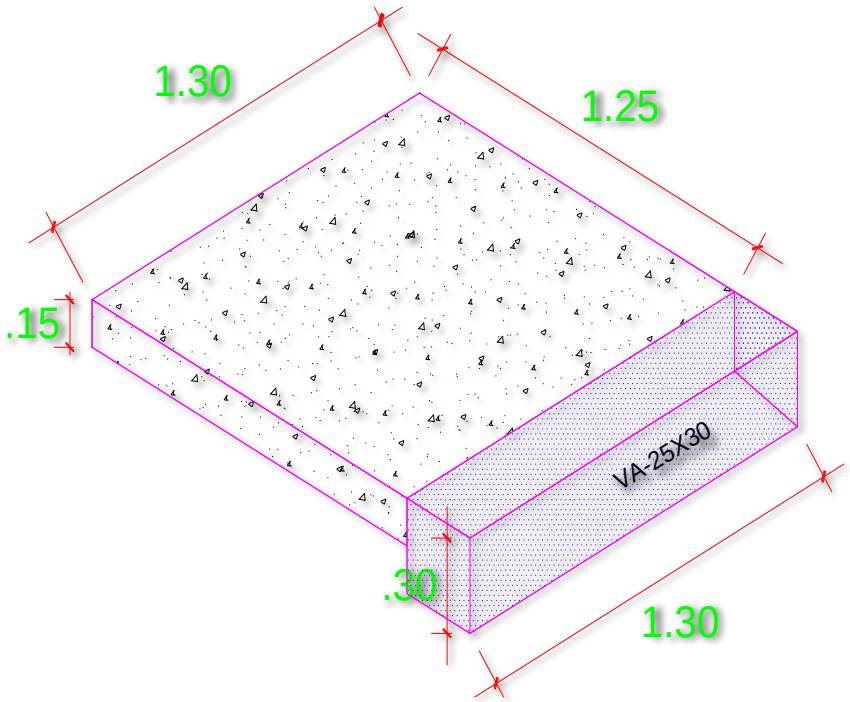
MURO Y3

ELEMENTO	***LONGITUD***	***ANCHO***	***ALTO***
1er Nivel			
Viga Solera	6270.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	350.0mm	250.0mm	2250.0mm
	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
	250.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	5370.0mm		2250.0mm
1ro, 2do, 3ro,4to y 5to Nivel			
Viga Solera	7220.0mm	130.0mm	300.0mm
Elemento Confinante	350.0mm	250.0mm	2250.0mm
	400.0mm	130.0mm	2250.0mm
	250.0mm	250.0mm	2250.0mm
Muro de Albañileria	5370.0mm		2250.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga))	2.74E-03 N/mm2		

PESO	***1ER NIVEL***	***2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL***
Muro de Albañileria	3.31E+04 N	1.32E+05 N
Viga Solera	5.87E+03 N	2.70E+04 N
Elemento Confinante	1.09E+04 N	4.36E+04 N
	TOTAL (Pm)	**2.53E+05 N**

METRADO DE LOSA EN VOLADIZO

CARGA INDIRECTA		
VOLUMEN DE LOSA DE CONCRETO =	Vol.=211000000 mm3	
AREA DE LOSA DE CONCRETO =	**1407000 mm2**	
CARGAS DEBIDO A LOSA		
Peso propio de losa aligerada de E=170mm =	2.80E-03 N/mm2	
Acabados	1.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2	
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2	
PESO	***1ER NIVEL***	***2DO, 3RO,4TO Y 5TO NIVEL***
Peso de losa MACIZA	5.06E+03 N	2.03E+04 N
Acabados		
	1.41E+03 N	5.63E+03 N
S/C		
	2.81E+03 N	9.85E+03 N
	TOTAL (Pm)	**4.50E+04 N**



METRADO EN AZOTEA

ELEMENTO	LONGITUD	ANCHO	ALTO
Azotea			
Y1			
Viga Solera	3610.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	1000.0mm
	250.0mm	250.0mm	1000.0mm
Muro de Albañileria	3610.0mm		1000.0mm
Y2			
Viga Solera	4960.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	250.0mm	250.0mm	1000.0mm
	250.0mm	350.0mm	1000.0mm
Muro de Albañileria	4510.0mm		1000.0mm
Peso de losa aligerada	Area Tributaria 2557200.0		
VA - 25X30	1720.0mm	250.0mm	300.0mm
Y3			
Viga Solera	8570.0mm	130.0mm	130.0mm
Elemento Confinante	130.0mm	400.0mm	1000.0mm
	250.0mm	250.0mm	1000.0mm
VA - 25X30	1720.0mm	250.0mm	300.0mm
Muro de Albañileria	7220.0mm		1000.0mm
Peso de losa aligerada	Area Tributaria 993400.0		
(VCH-2)	1080.0mm	250.0mm	170.0mm
Peso especifico del Concreto Reforzado Yc	2.40E-05 N/mm3		
Peso de Muros de Albañileria tarrajeada (Soga)	2.74E-03 N/mm2		
Sobrecarga en vivienda	2.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Vivienda Comercio	5.00E-03 N/mm2		
Sobrecarga en Azotea	1.00E-03 N/mm2		

PESO	AZOTEA	
MURO Y1		
Muro de Albañileria	9.89E+03 N	
Viga Solera	1.46E+03 N	
Elemento Confinante	4.00E+03 N	
MURO Y2		
Muro de Albañileria	1.24E+04 N	
Viga Solera	2.01E+03 N	
Elemento Confinante	3.60E+03 N	
Peso de losa aligerada	1.71E+04 N	
VC - 25X35	3.10E+03 N	
MURO Y3		
Muro de Albañileria	1.98E+04 N	
Viga Solera	3.48E+03 N	
Elemento Confinante	5.84E+03 N	
Peso de losa aligerada	6.65E+03 N	
VC - 25X35	3.10E+03 N	
(VCH-2)	3.10E+03 N	
	TOTAL (Pm)	**9.55E+04 N**

CUADRO DE RESUMEN		
MURO	PISO TIPICO	
	PD +PL	PD+0.25PL
X1	1.7838E+05 N	1.6604E+05 N
X2 (PLACA)	3.5084E+05 N	3.2295E+05 N
METRADO DE LOSA EN VOLADIZO	4.5018E+04 N	3.5521E+04 N
Y1	2.8614E+05 N	2.5464E+05 N
Y2	2.5925E+05 N	2.3606E+05 N
Y3	5.5077E+05 N	4.9529E+05 N
Peso total de la edificación	**1.7154E+06 N**	**1.5460E+06 N**

(Resumen de pesos manual -BLOQUE II)

RESUMEN DE PESOS - ETABS		
NIVEL	MASA (N-seg2/mm2)	PESO ACUMULADO
PISO 5	3.3263E+05 N	3.3263E+05 N
PISO 4	2.9563E+05 N	6.2826E+05 N
PISO 3	2.9563E+05 N	9.2390E+05 N
PISO 2	2.9563E+05 N	1.2195E+06 N
PISO 1	2.9563E+05 N	1.5152E+06 N
		1.5152E+06 N

(Resumen de pesos ETABS-BLOQUE II)

CUADRO DE CARGAS DE GRAVEDAD ACUMULADAS (N): Pg =Pd + 0.25xPl							
MURO	L (mm)	CARGAS POR NIVEL					
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	AZOTEA
X1	1360.0mm	3.11E+04 N	3.1120E+04 N	3.11E+04 N	3.11E+04 N	3.07E+04 N	1.09E+04 N
X2 (PLACA)	0.0mm	5.87E+04 N	5.87E+04 N	5.87E+04 N	5.87E+04 N	5.77E+04 N	3.02E+04 N
METRADO DE LOSA EN VOLADIZO		7.17E+03 N	7.17E+03 N	7.17E+03 N	7.17E+03 N	6.82E+03 N	
Y1	2710.0mm	4.79E+04 N	4.81E+04 N	4.81E+04 N	4.81E+04 N	4.17E+04 N	1.54E+04 N
Y2	2410.0mm	3.66E+04 N	4.05E+04 N	4.05E+04 N	4.05E+04 N	3.96E+04 N	3.82E+04 N
Y3	6270.0mm	8.76E+04 N	9.20E+04 N	9.20E+04 N	9.20E+04 N	8.99E+04 N	4.19E+04 N

(Resumen de pesos por nivel de manera Manual – BLOQUE II)

ANEXO 08

BLOQUE I

La verificación de la regularidad de la estructura en altura y en planta se debe de verificar según lo indicado en el artículo 11 de la Norma E.030

Irregularidad en Altura

Verificación de irregularidad en altura – Bloque I

	Irregularidades de Rigidez - Piso Blando											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.4*Δi+1	0.000266	9.8052E-05	0.00057967	0.0001019	0.000811545	0.000142634	0.001031948	0.000134293	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.25*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000266	9.8052E-05	0.00057967	0.0001019	0.000881427	0.000115275	0.000973082	0.000570745	Regular	Regular	Regular	Regular
	Irregularidades extrema de Rigidez											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.6*Δi+1	0.000266	9.8052E-05	0.00057967	0.0001019	0.000425932	0.000156883	0.00092748	0.00016301	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.4*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000266	9.8052E-05	0.00057967	0.0001019	0.000987198	0.001089852	0.001089852	0.000106539	Regular	Regular	Regular	Regular

Verificación de regularidad en peso de la edificación – Bloque I

	Irregularidad de masa o Peso	
	Peso de la estructura	Condición: Pi>1.5Pi+1
Piso 4	4.34E+05 N	
Piso 3	4.41E+05 N	**Regular**
Piso 2	4.41E+05 N	**Regular**
Piso 1	4.41E+05 N	**Regular**

Irregularidad de Geometría Vertical.- No tiene irregularidad de geometría vertical, ya que todos los elementos estructurales, tiene continuidad en todos los niveles.

Discontinuidad en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Discontinuidad extrema en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles

Irregularidad en Planta

Verificación de irregularidad Torsional – Bloque I

IRREGULARIDAD TORSIONAL				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	1.045491	1.0919	1.2546	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	7.64044	8.236	9.1685	REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	1.045491	1.0919	1.5682	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	7.64044	8.236	11.4607	REGULAR

Verificación por esquinas entrantes de la edificación – Bloque I

ESQUINAS ENTRANTES			
EJE X-X		Condición	Observación
3940	2640	67%	Irregular
EJE Y-Y		Condición	Observación
12150	1260	10%	Regular

Verificación de discontinuidad de diafragma – Bloque I

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
Nivel	Area en planta	Condición	Observación
Piso 4	49500000	0%	Regular
Piso 3	49500000	0%	Regular
Piso 2	49500000	0%	Regular
Piso 1	49500000	0%	Regular

Sistemas no Paralelos.- No aplica, todo los sistemas a fuerzas laterales, son paralelos

BLOQUE II

Irregularidad en Altura

Verificación de irregularidad en altura – Bloque II

	Irregularidades de Rigidez - Piso Blando											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.4*Δi+1	0.000185	0.000113	0.00038371	0.0002399	0.000580871	0.000335875	0.0007572	0.000370975	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.25*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000185	0.000113	0.00038371	0.0002399	0.000601253	0.00039721	0.00072127	0.000450736	Regular	Regular	Regular	Regular
	Irregularidades extrema de Rigidez											
	Semisotano		Piso 1		Condición				Observación			
					Semisotano		Piso 1		Semisotano		Piso 1	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Δi>1.6*Δi+1	0.000185	0.000113	0.00038371	0.0002399	0.000663853	0.000383857	0.000803978	0.000423972	Regular	Regular	Regular	Regular
Δi>1.4*(Δi+1+Δi+2+Δi+3)/3	0.000185	0.000113	0.00038371	0.0002399	0.000673404	0.000444875	0.000755246	0.00035105	Regular	Regular	Regular	Regular

Verificación de regularidad en peso de la edificación – Bloque II

	Irregularidad de masa o Peso	
	Peso de la estructura	**Condición: Pi>1.5Pi+1**
Piso 4	2.66E+05 N	
Piso 3	2.78E+05 N	**Regular**
Piso 2	2.78E+05 N	**Regular**
Piso 1	2.78E+05 N	**Regular**

Irregularidad de Geometría Vertical.- No tiene irregularidad de geometría vertical, ya que todos los elementos estructurales, tiene continuidad en todos los niveles.

Discontinuidad en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Discontinuidad extrema en los elementos resistentes.- No tiene irregularidad por elementos resistentes, ya que todos los elementos estructurales, tiene alineamiento vertical en todos los niveles.

Irregularidad en Planta

Verificación de irregularidad Torsional – Bloque II

IRREGULARIDAD TORSIONAL				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	1.045491	2.207	1.2546	IRREGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	4.888616	6.14	5.8663	IRREGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA				
Piso	$\Delta cm_{(Y)}mm$	$\Delta max_{(Y)}mm$		
5	1.045491	1.0919	1.5682	REGULAR
Piso	$\Delta cm_{(X)}mm$	$\Delta max_{(X)}mm$		
5	4.888616	6.14	7.3329	REGULAR

Verificación por esquinas entrantes de la edificación – Bloque II

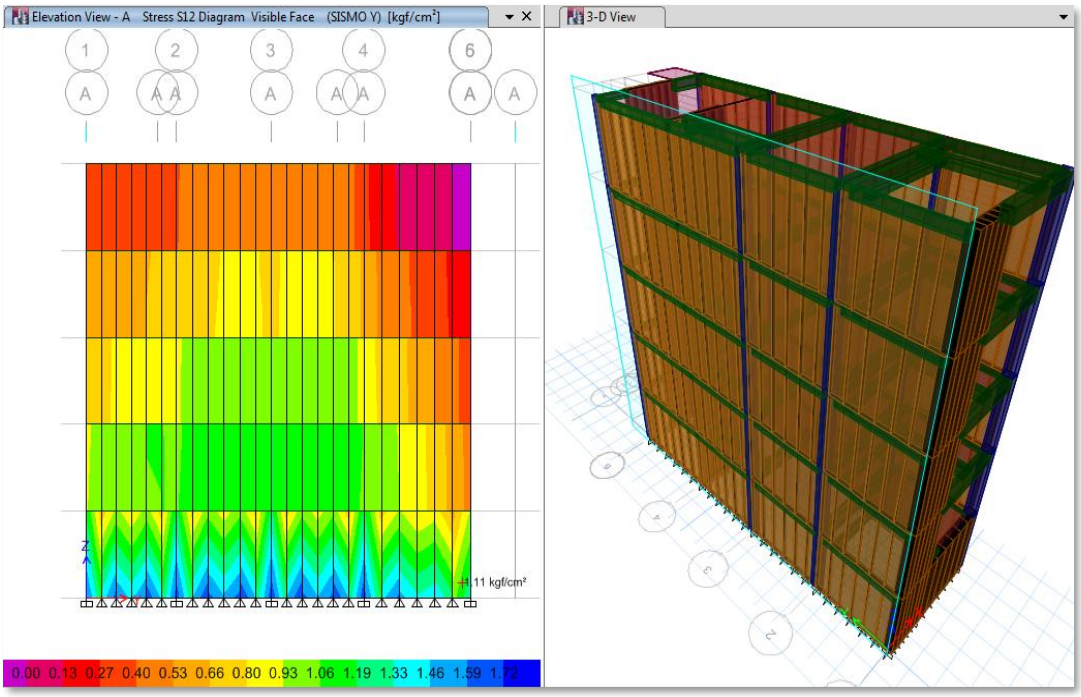
ESQUINAS ENTRANTES			
EJE X-X		Condición	Observación
3940	2640	67%	Irregular
EJE Y-Y		Condición	Observación
6270	1260	20%	Irregular

Verificación de discontinuidad de diafragma – Bloque II

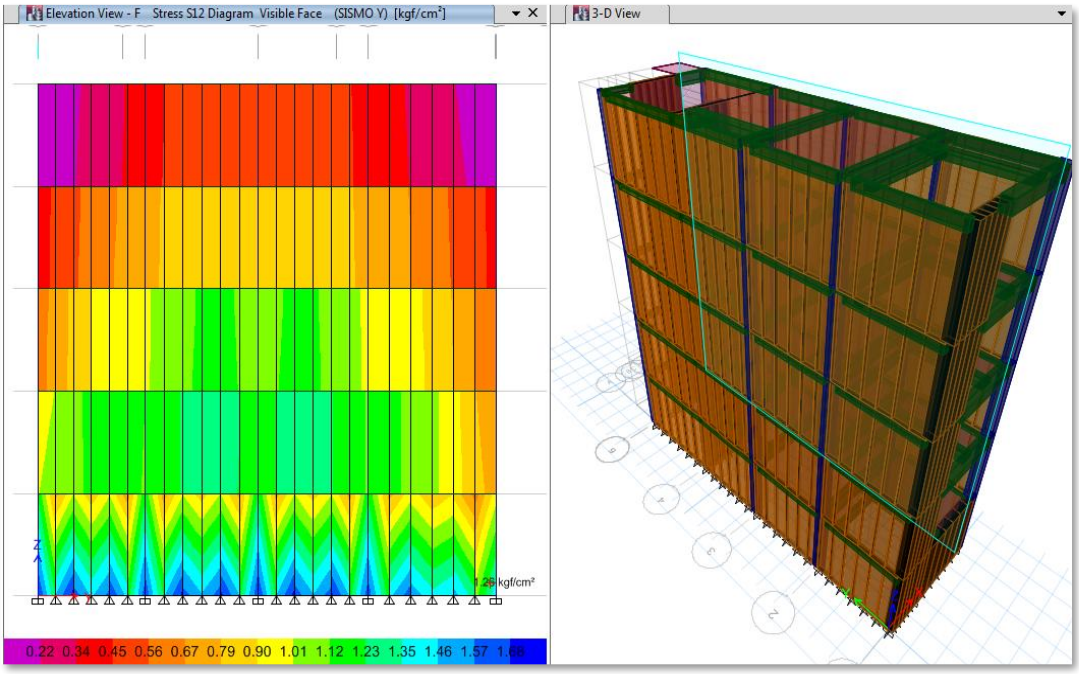
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
Nivel	Area en planta	Condición	Observación
Piso 4	28119000	0%	Regular
Piso 3	28119000	0%	Regular
Piso 2	28119000	0%	Regular
Piso 1	28119000	0%	Regular

Sistemas no Paralelos.- No aplica, todo los sistemas a fuerzas laterales, son paralelos

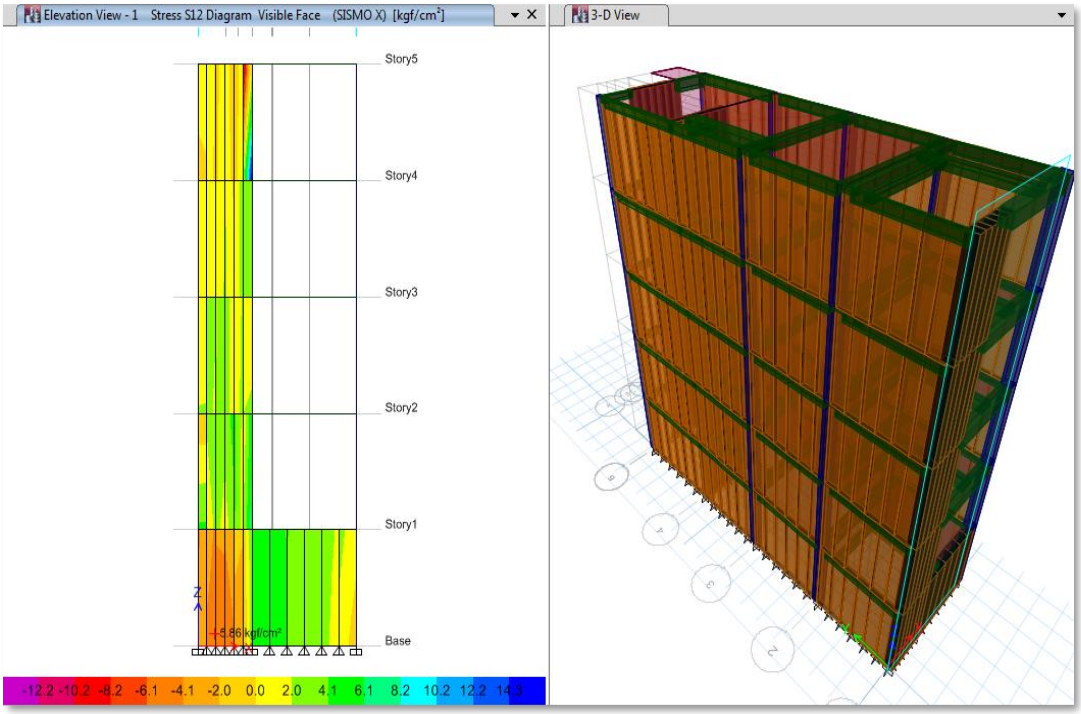
ANEXO 09



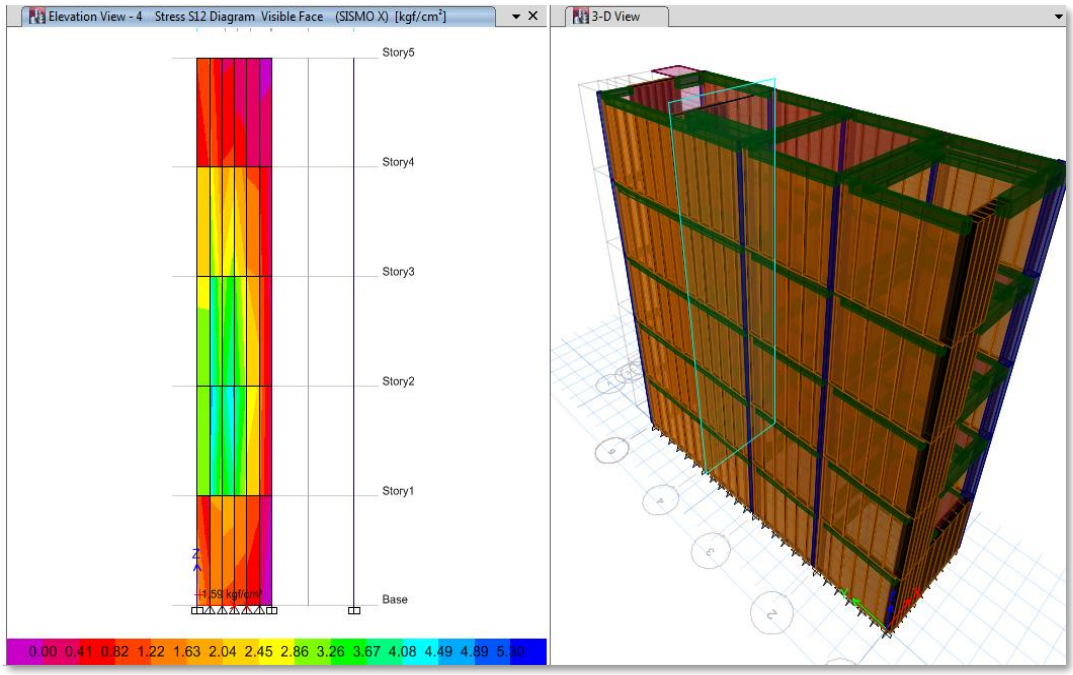
Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro Y1-Bloque "I"



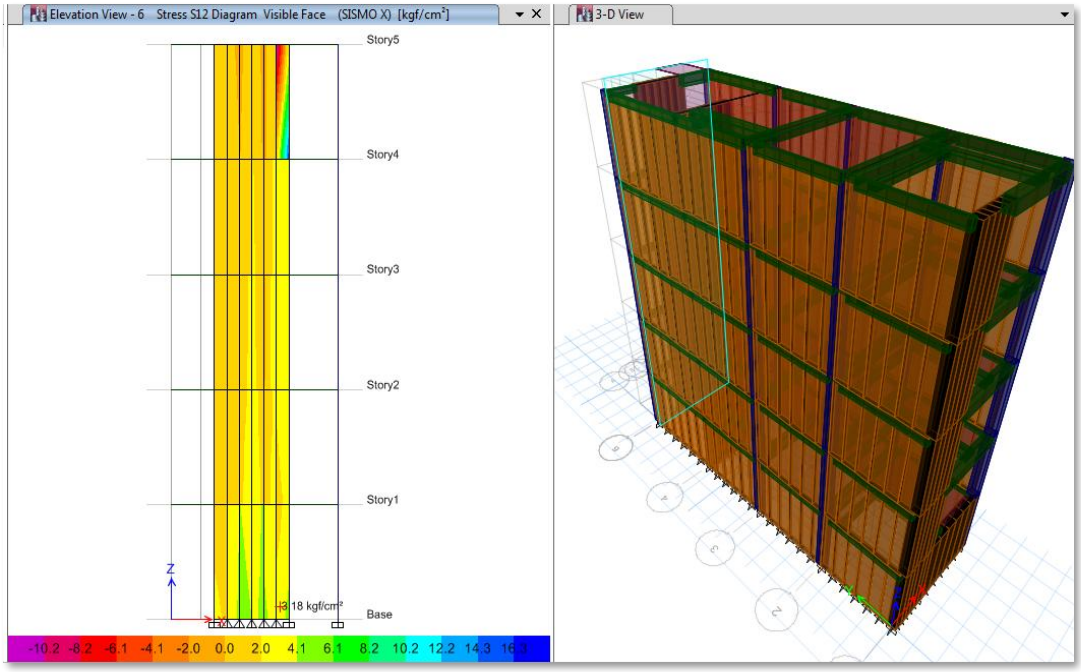
Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro Y1-Bloque "I"



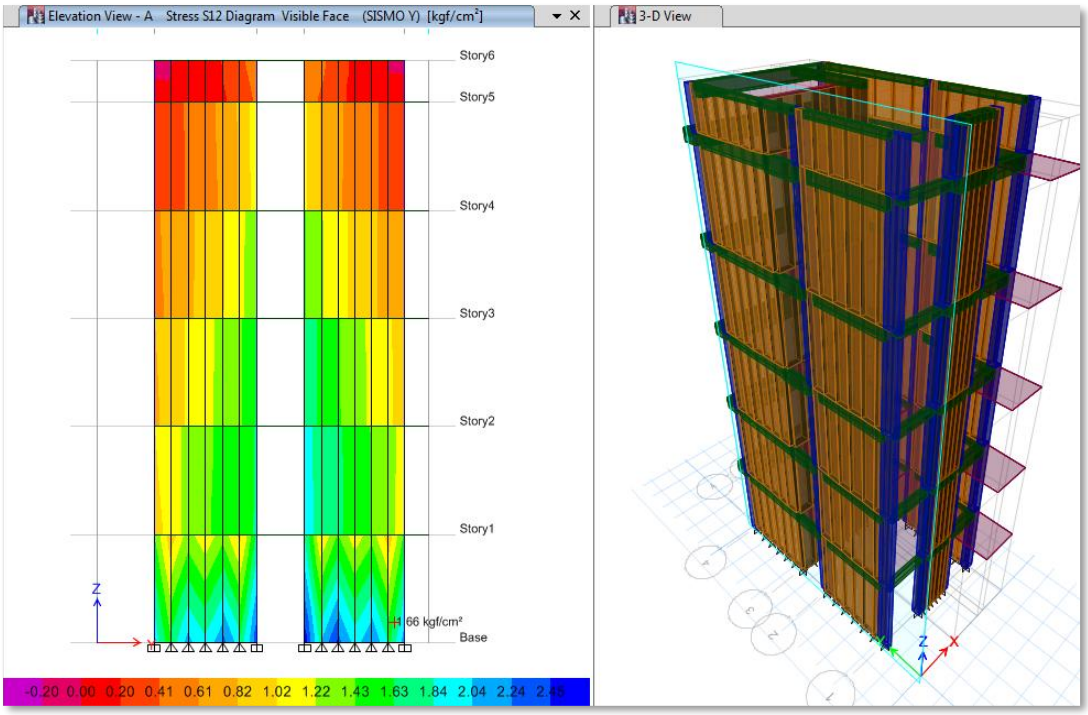
Esfuerzo cortante en la placa- Placa X2-Bloque "I"



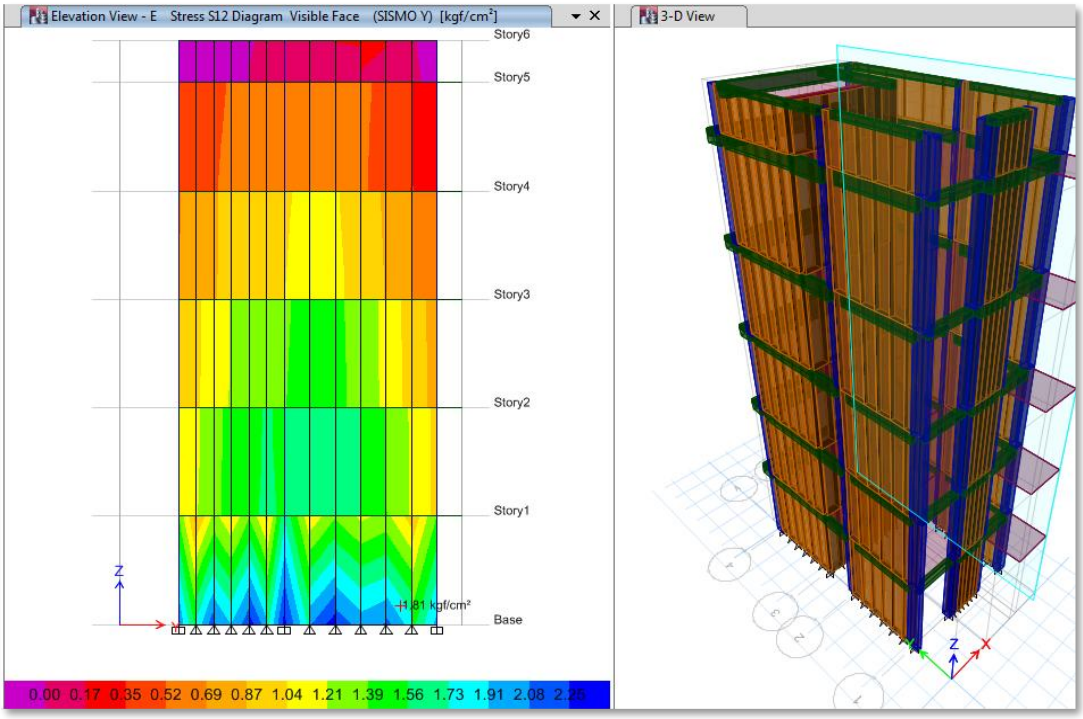
Esfuerzo cortante en la placa- Placa X3-Bloque "I"



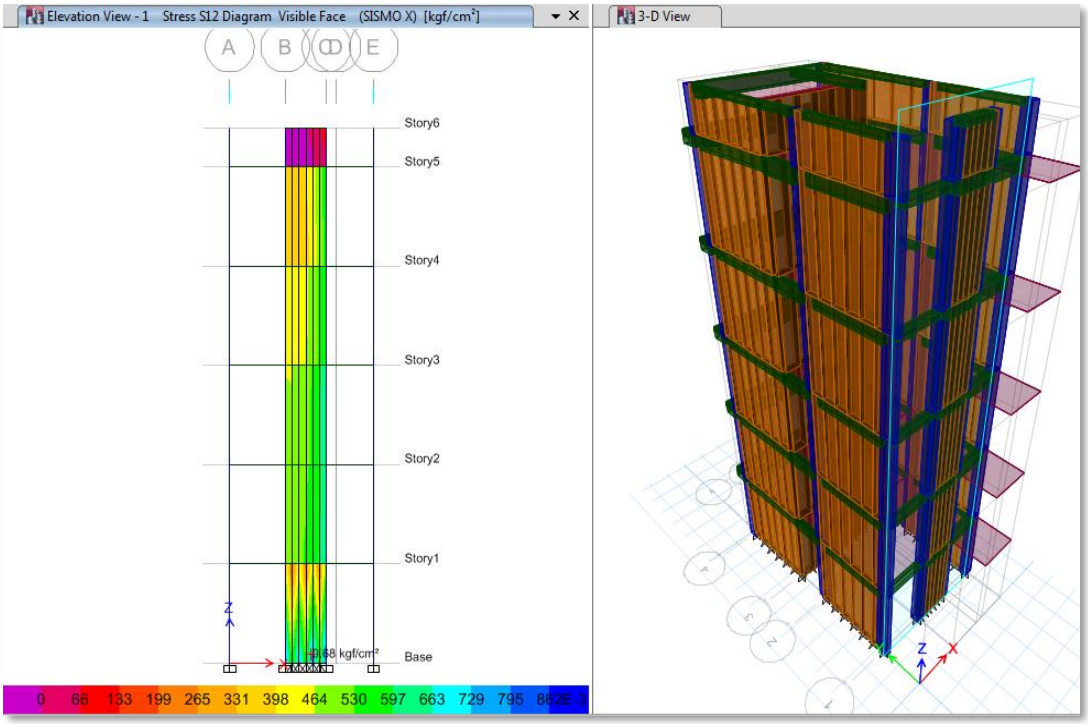
Esfuerzo cortante en la placa- Placa X1-Bloque "I"



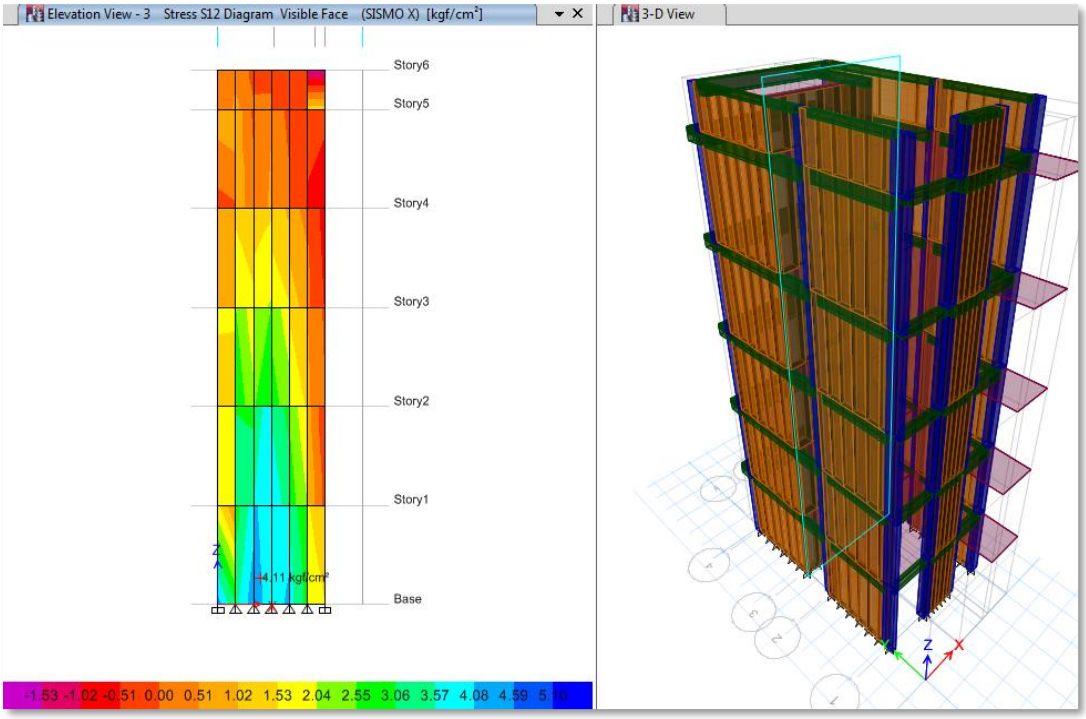
Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro Y1-Bloque "II"



Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro Y3-Bloque "II"



Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro X1-Bloque "II"



Esfuerzo cortante de la albañilería- Muro X2-Bloque "II"

ANEXO 10

10.01 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

El diseño de vigas se hará de acuerdo a lo estipulado en el ítem 3.1.10.1 de esta tesis.

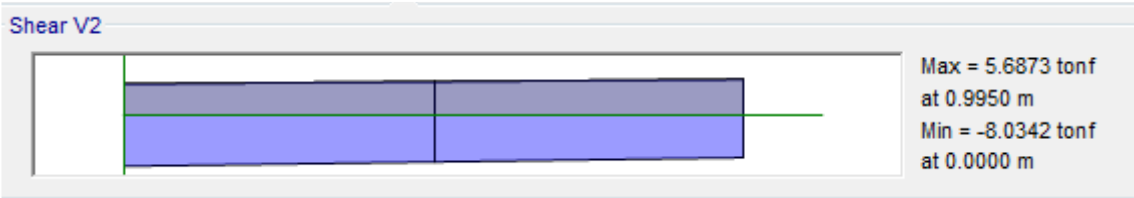
BLOQUE "I"

Diseño de viga A (250X300) ubicada en el eje 5-5

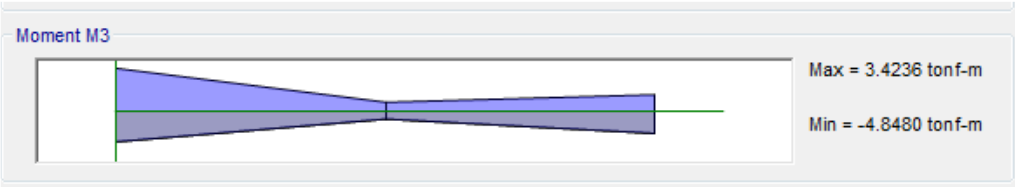
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 250.00 mm

h = 400.00 mm

d = 350.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 10.03\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**6.0600E+07 N-mm**	**4.2795E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	490.3826834	338.913023
a (mm)	46.15366432	31.89769628
As (mínimo mm2)	210.03 mm2	210.03 mm2
Varillas (φ)	3N16	2N16+N10

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.0121257

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =900.00 mm

Δmax =2.3684 mm

Δ= 0.459 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 5.794E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.0043E+05 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*5.794E+04 N*
φVs = Vu - φVc	4.248E+04 N
Av, asumido	71
S = Av*Fy*d/Vs, (mm)	208.8183262

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*350 = 700.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 87.5 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 158.75 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 228.6 mm

- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 175.00 mm

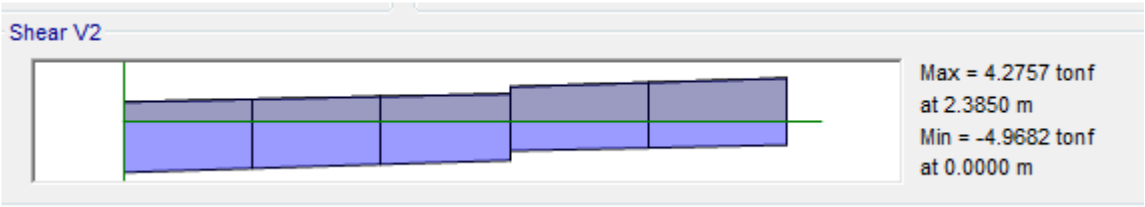
Los estribos a colocar serán N10(3/8”):1@50, 2@100, resto @250mm

Diseño de viga B (300X350) ubicada en el eje 1-1

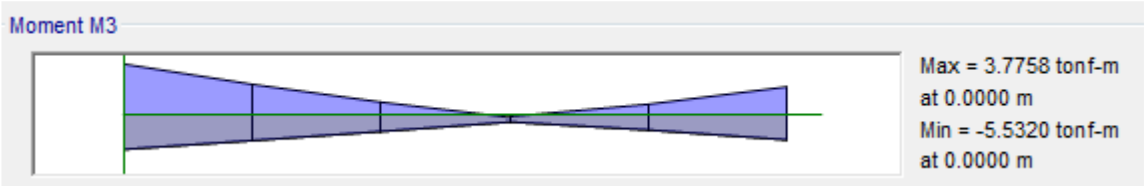
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 300.00 mm

h = 350.00 mm

d = 300.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 16.04\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**6.9038E+07 N-mm**	**4.7198E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	666.9415247	441.7077178
a (mm)	52.30913919	34.64374257
As (mínimo mm2)	216.04 mm2	216.04 mm2
Varillas (φ)	3N16	2N16

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.011

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =2330.00 mm

Δmax =6.1316 mm

Δ= 0.454 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 5.9596E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**6.2103E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*5.960E+04 N*
φVs = Vu - φVc	2.506E+03 N
Av, asumido	71
S = Av*Fy*d/Vs, (mm)	259

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*300 = 600.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 5.00 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 158.75 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 228.60 mm

- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 150.00 mm

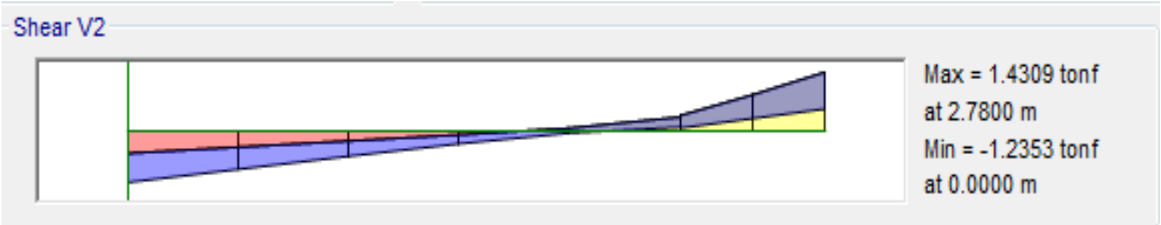
Los estribos a colocar serán N10(3/8”):1@50, 2@100, resto @250mm

Viga chata ubicada en el eje C-C, entre 1-1, 2-2 (Vch - 400x170mm)

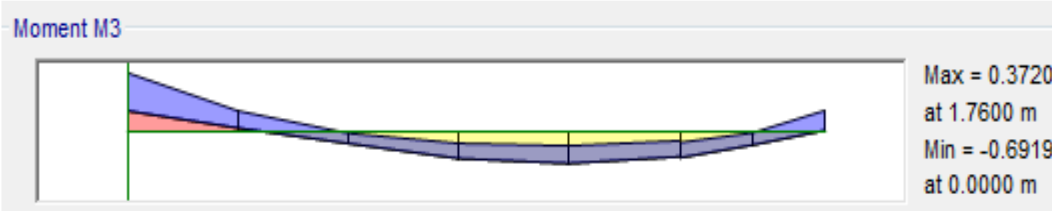
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 15.22\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**8.6488E+06 N-mm**	**4.6500E+06 N-mm**
As (calculado mm2)	200.5245025	105.2271369
a (mm)	11.79555897	6.189831583
As (mínimo mm2)	115.22 mm2	115.22 mm2
Varillas (φ)	2N13	2N10

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.00825

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =2550.00 mm

Δmax =6.6579 mm

Δ= 1.381 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.7888E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-1.390E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 300mm

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

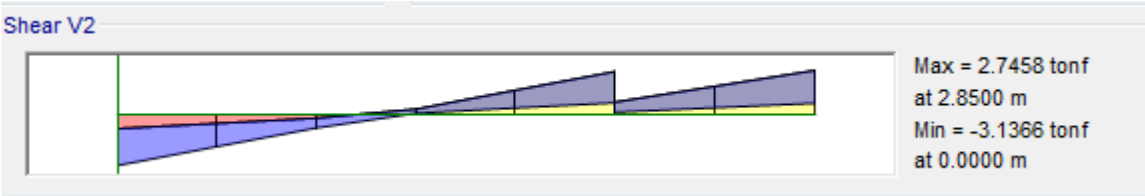
Los estribos a colocar serán 8mm1@50, 2@100, resto @250mm

Viga chata ubicada entre los ejes 3-3, 4-4, paralelo al eje A-A (Vch - 400x170mm)

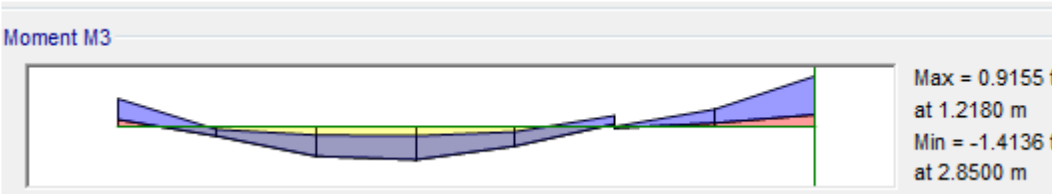
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 15.22\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**1.7670E+07 N-mm**	**1.1444E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	436.1811447	270.1785431
a (mm)	25.65771439	15.89285547
As (mínimo mm2)	115.22 mm2	115.22 mm2
Varillas (φ)	3N13+N10	2N13+N10

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.0147

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =2610.00 mm

Δmax =6.8684 mm

Δ= 1.2510 mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.1785E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**3.9213E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	7.428E+03 N
Av, asumido	50.265
S = Av*Fy*d/Vs, (mm)	289.9062511

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 300mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127.00 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm

- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

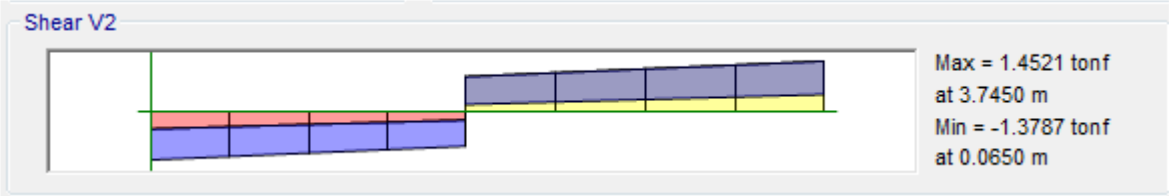
Los estribos a colocar serán 8mm1@50, 2@100, resto @250mm

Viga chata ubicada en el eje 2-2 (Vch - 400x170mm)

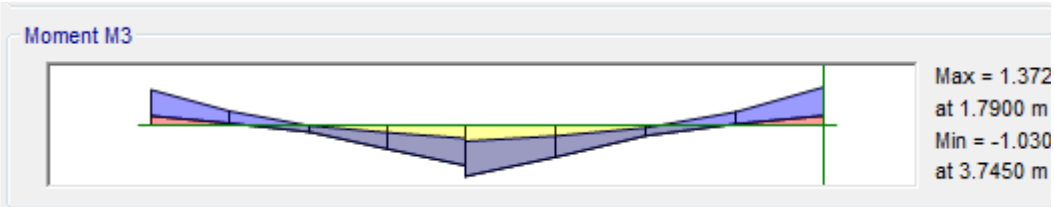
Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 400.00 mm

h = 170.00 mm

d = 120.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 15.22\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**1.2875E+07 N-mm**	**1.7150E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	306.9301177	421.6652363
a (mm)	18.05471281	24.80383743
As (mínimo mm2)	115.22 mm2	115.22 mm2
Varillas (φ)	3N13	3N13

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.0147

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =3680.00 mm

Δmax =9.6842 mm

Δ= 1.3810mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.185E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**1.8150E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.178E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-1.363E+04 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones se usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*120 = 240.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 30 mm
- No debe exceder del valor de 300mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm

- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 60.00 mm

Los estribos a colocar serán 8mm1@50, 2@100, resto @250mm

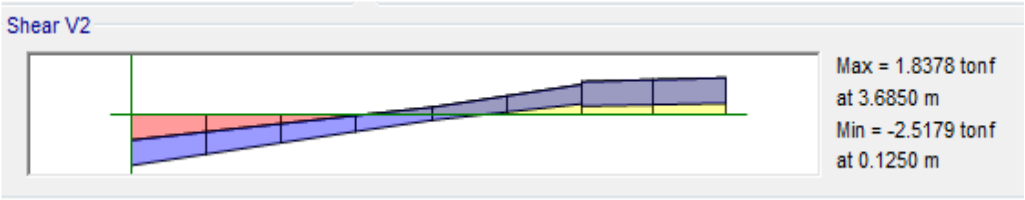
BLOQUE "II"

Viga del eje 9-9, entre 1-1, 2-2 (VA´-250X300mm)

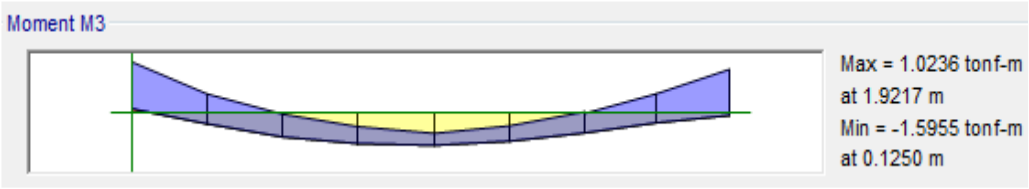
<u>Diseño por Flexión</u>

Con los momentos obtenidos del análisis estructural, se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante la siguiente formula:

<u>DFC (ton-m)</u>



<u>DMF (ton-m)</u>



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 250.00 mm

h = 3000.00 mm

d = 2500.00 mm

<u>Verificación del acero mínimo</u>

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 50.02\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**1.9950E+07 N-mm**	**1.2800E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	247.7719478	156.4778417
a (mm)	20.72863354	13.09095669
As (mínimo mm2)	150.0247995	150.0247995
Varillas (φ)	2N13	2 N13

<u>Calculo de la cuantía máxima</u>

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.008128

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =3340.00 mm

Δmax =9.0526 mm

Δ= 0.721mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 4.138E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**3.1474E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*4.139E+04 N*
φVs = Vu - φVc	-9.913E+03 N
En este caso Vu<φVc	
Slo necesita acero mínimo	

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*250 = 500.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

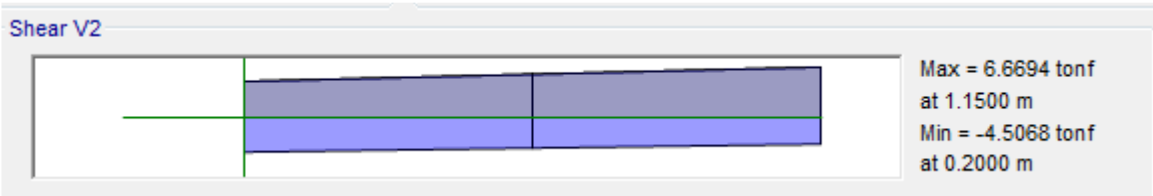
- d/4 = 62.5 mm
- No debe exceder del valor de 300mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 127 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 125.00 mm

Los estribos a colocar serán 8mm1@50, 2@100, resto @250mm

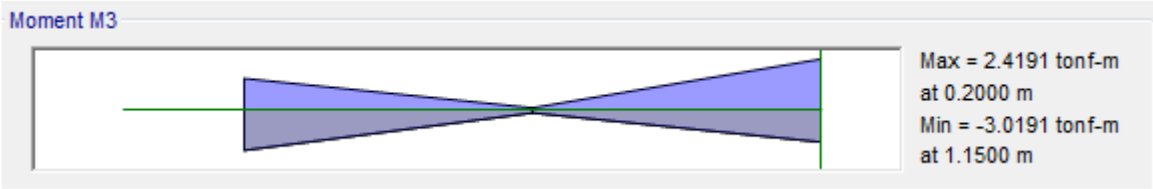
Viga dintel ubicada entre el eje 7-7, 8-8 (Vdint-130X400mm)

Diseño por Flexión

DFC (ton-m)



DMF (ton-m)



Calculo del acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - a/2\right)} \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0{,}85 * f_c^{'} * b}$$

Datos de la viga

Bw = 130.00 mm

h = 400.00 mm

d = 350.00 mm

Verificación del acero mínimo

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y} \quad 09.22\text{mm2}$$

	M (-)	M (+)
Mu (N-mm)	**3.7738E+07 N-mm**	**3.0239E+07 N-mm**
As (calculado mm2)	310.1071474	243.9495374
a (mm)	56.12799048	44.15376242
As (mínimo mm2)	109.22 mm2	109.22 mm2
Varillas (φ)	2N16	2N13

Calculo de la cuantía máxima

ρb = 0.02125

ρmax= 0.01594

ρcalculado =0.0142857

Como el acero calculado está por debajo del máximo estamos en lo correcto, el diseño está bien.

Verificación de la deflexión

Deflexión máxima de la viga es de L/380

Lviga =870.00 mm

Δmax =2.2895 mm

Δ= 0.3875mm

Como la deflexión máxima está por debajo de lo permitido el diseño es el correcto

Diseño por Cortante

Tenemos:

Vu≤φxVn En todas las secciones del elemento

Vn = Vc + Vs Aporte del concreto y refuerzo en el alma

Vu ≤ φ (Vc + Vs) Condición de diseño por resistencia

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φxVc= 3.0129E+04 N

φVs = Vu – φVc

	V Inferior
Vu (N)	**8.3368E+04 N-mm**
$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$	*3.013E+04 N*
φVs = Vu - φVc	5.324E+04 N
Av, asumido	71
S = Av*Fy*d/Vs, (mm)	190.4421639

De acuerdo al artículo 21.4.4 NTE. E 060 se debe de cumplir lo siguiente:

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm, por recomendaciones s usan a 50mm.

Zona de confinamiento = 2d = 2*350 = 00.00 mm

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- d/4 = 87.5 mm
- No debe exceder del valor de 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = 158.75 mm
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento = 192 mm
- 300mm
- En la zona no confinada la separación no deberá ser mayor de 0.5*d = 175.00 mm

Los estribos a colocar serán 8mm1@50, 2@100, resto @250mm

10.02 DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO

El diseño será igual al diseño de losa de entrepiso realizado, anteriormente en el sistema de muros de ductilidad limitada, ya que estas se diseñan por cargas de gravedad y que las condiciones de carga son las mismas, el diseño está indicada en el ítem.

10.03 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ALBAÑILERIA CONFNADA

10.03.01 VERIFICACIONES NECESARIAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS CONFINADOS ANTE SISMOS MODERADOS Y SEVEROS

Antes de comenzar con el diseño de los muros de albañilería confinada, debemos realizar verificaciones referentes a la resistencia al agrietamiento, al corte y a cargas axiales de la albañilería, ante el efecto de sismos moderados y severos.

10.03.01.01 Resistencia al agrietamiento diagonal

Para cada muro y en cada piso de determinarse su resistencia a corte "Vm" mediante las siguientes expresiones provenientes de la norma E.070:

Unidades de arcilla y de concreto: $V_m = 0.5 \times v_m^{'} \times \propto \times t \times L + 0.23 \times P_g$

Unidades sílico-calcáreas: $V_m = 0.35 \times v_m^{'} \text{x} \propto \times t \times L + 0.23 \times P_g$

Donde:

v´m= resistencia característica a corte puro de la albañilería

Pg= carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 diseño sismorresistente)

t= espesor efectivo del muro

L= Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

$\propto$= factor de resistencia a corte por efectis de esbeltes, calculada como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1$$

Donde:

"Ve" es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico y "Me" es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

10.03.01.02 Control de fisuración

- Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se consideraran fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.
- Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión, que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

Ve ≤ 0.55Vm = Fuerza cortnate admisble

Donde: “Vm” es la fuerza cortante producida por el sismo moderado en el muro de analsis y Vm es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañileria. (Norma Técnica Peruana E 070 Albañilería. 2014)

10.03.01.03 Verificación de la resistencia al corte del edificio

- Con el objetivo de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

  $\sum V_{mi} \geq V_{EI}$

- La sumatoria de resistencia al corte $(\sum V_{mi})$ incluira solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado sin considerar en este caso la contribucion del refuerzo horizontal.
- El valor de Vei corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso, producida por el sismo severo.

  Cumplida la expresion $\sum V_{mi} \geq V_{EI}$ por los muros portantes de carga sismica, el resto de muros que componen el edificio podran ser no reforzadas para la aciion sismica coplanar.
- Cuando $(\sum V_{mi})$ en cada entrepiso sea mayor o igual a 3Vei, se considerar que el edifiicio se comporta elasticamente, bajo esa condicion, se empleara refuerzo minimo, capaz de funcionar como arriostre y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañileria. En este paso culmina el diseño de elementos de albañileria ante cargas sismicas colplanares.

A continuacion mostramos las verificaciones que se hicieron por cada nivel, en ambos ejes (“X” y “y”)

BLOQUE "I"

PRIMER PISO:												
SISMO X-X =	4.07E+05											
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
MURO X1 (PLACA)	1.80E+05	1.58E+05	6.74E+08	1700.00	-	-	2.61E+05	1.44E+05	1.25	1.97E+05	8.42E+08	NO CUMPLE
MURO X2 (PLACA)	2.53E+05	1.08E+05	4.43E+07	3940.00	-	-	7.26E+05	3.99E+05	1.25	1.35E+05	5.54E+07	CUMPLE
MURO X3 (PLACA)	1.84E+05	6.48E+04	5.49E+08	1870.00	-	-	2.87E+05	1.58E+05	1.25	8.11E+04	6.87E+08	CUMPLE

Los muros X1,X2,X3 son de concreto armado: $V_m = V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times t \times D$, estos muros deberan de diseñarse ante sismo moderado amplificacdo por 1.25 a Ve y Me.

Los muros del primer piso no se agrietan por corte ante sismo moderado (Ve<0.55Vm)

$\sum V_m = 7.99E + 05 > 4.07E + 05$, cumple que la resistencia global de los muros confinados, sea mayor que la rresistencia rrequerida por sismo severo.

PRIMER PISO:												
SISMO Y-Y =	8.14E+05											
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	9.67E+05	1.93E+05	8.78E+08	12150.00	2.668	1.000	8.54E+05	4.70E+05	3.00	5.79E+05	2.64E+09	CUMPLE
Y2	7.83E+05	1.92E+05	8.07E+08	12150.00	2.887	1.000	8.12E+05	4.47E+05	3.00	5.75E+05	2.42E+09	CUMPLE
						Σ	1.67E+06					
						3VE	2.44E+06	NO CUMPLE				

Los muros del primer piso no se agrietan por corte ante sismo moderado (Ve<0.55Vm)

$\sum V_m = 1.67E + 06 > 8.14E + 05$, cumple que la resistencia global de los muros confinados, sea mayor que la rresistencia rrequerida por sismo severo.

$$\sum V_m = 1.67E + 06 > 8.14E + 05\,, 2.05VE < 3VE$$

SEGUNDO PISO												
Eje x-x:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
MURO X1 (PLACA)	1.46E+05	8.27E+04	3.36E+08	1700.00	-	-	2.61E+05	1.44E+05	1.25	1.03E+05	4.19E+08	CUMPLE
MURO X2 (PLACA)	1.61E+05	1.23E+05	4.00E+08	1360.00	-	-	2.51E+05	1.38E+05	1.25	1.54E+05	5.00E+08	CUMPLE
MURO X3 (PLACA)	1.46E+05	1.48E+05	5.16E+08	1870.00	-	-	2.87E+05	1.58E+05	1.25	1.85E+05	6.45E+08	CUMPLE

SEGUNDO PISO												
Eje Y-Y:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	7.77E+05	1.90E+05	8.25E+08	12150.00	2.801	1.000	8.11E+05	4.46E+05	3.00	5.71E+05	2.48E+09	CUMPLE
Y2	6.25E+05	1.71E+05	6.34E+08	12150.00	3.280	1.000	7.75E+05	4.27E+05	3.00	5.13E+05	1.90E+09	CUMPLE

TERCER PISO												
Eje X-X:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
MURO X1 (PLACA)	1.12E+05	7.94E+04	2.12E+08	1700.00	-	-	2.61E+05	1.44E+05	1.25	9.92E+04	2.65E+08	CUMPLE
MURO X2 (PLACA)	1.23E+05	8.62E+04	1.95E+08	1360.00	-	-	2.51E+05	1.38E+05	1.25	1.08E+05	2.44E+08	CUMPLE
MURO X3 (PLACA)	1.09E+05	1.26E+05	3.17E+08	1870.00	-	-	2.87E+05	1.58E+05	1.25	1.57E+05	3.96E+08	CUMPLE

TERCER PISO												
Eje Y-Y:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	5.91E+05	1.63E+05	5.77E+08	12150.00	3.434	1.000	7.68E+05	4.22E+05	3.00	4.89E+05	1.73E+09	CUMPLE
Y2	4.77E+05	1.44E+05	4.26E+08	12150.00	4.108	1.000	7.42E+05	4.08E+05	3.00	4.32E+05	1.28E+09	CUMPLE

CUARTO PISO												
Eje X-X:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
MURO X1 (PLACA)	7.86E+04	6.17E+04	1.05E+08	1700.00	-	-	2.61E+05	1.44E+05	1.25	7.71E+04	1.32E+08	CUMPLE
MURO X2 (PLACA)	8.53E+04	5.97E+04	8.54E+07	1360.00	-	-	2.51E+05	1.38E+05	1.25	7.46E+04	1.07E+08	CUMPLE
MURO X3 (PLACA)	7.26E+04	8.54E+04	1.48E+08	1870.00	-	-	2.87E+05	1.58E+05	1.25	1.07E+05	1.85E+08	CUMPLE

CUARTO PISO												
Eje Y-Y:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	4.05E+05	1.20E+05	3.32E+08	12150.00	4.394	1.000	7.25E+05	3.99E+05	3.00	3.60E+05	9.97E+08	CUMPLE
Y2	3.30E+05	1.06E+05	2.44E+08	12150.00	5.298	1.000	7.08E+05	3.89E+05	3.00	3.19E+05	7.31E+08	CUMPLE

QUINTO PISO												
Eje X-X:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
MURO X1 (PLACA)	4.49E+04	3.93E+04	4.41E+07	1700.00	-	-	2.61E+05	1.44E+05	1.25	4.91E+04	5.51E+07	CUMPLE
MURO X2 (PLACA)	4.75E+04	3.02E+04	3.11E+07	1360.00	-	-	2.51E+05	1.38E+05	1.25	3.77E+04	3.89E+07	CUMPLE
MURO X3 (PLACA)	3.60E+04	2.23E+04	2.54E+07	1870.00	-	-	2.87E+05	1.58E+05	1.25	2.79E+04	3.18E+07	CUMPLE

QUINTO PISO												
Eje Y-Y:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	2.19E+05	6.40E+04	1.30E+08	12150.00	5.992	1.000	6.82E+05	3.75E+05	3.00	1.92E+05	3.89E+08	CUMPLE
Y2	1.83E+05	5.66E+04	9.83E+07	12150.00	6.999	1.000	6.74E+05	3.71E+05	3.00	1.70E+05	2.95E+08	CUMPLE

BLOQUE "II"

PRIMER PISO:												
Sxx=257490.0												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
X1	1.66E+05	2.33E+04	5.15E+07	1360.00	0.616	0.616	1.22E+05	6.71E+04	3.00	7.00E+04	1.55E+08	CUMPLE
X2 (PLACA)	3.23E+05	2.18E+05	1.34E+09	2910.00	-	-	4.47E+05	2.46E+05	1.25	2.72E+05	1.68E+09	CUMPLE
						Σ	5.69E+05					
						3Sxx	7.72E+05	NO CUMPLE				

Los muros del primer piso no se agrietan por corte ante sismo moderado (Ve<0.55Vm)

$\sum V_m = 5.69E + 05 > 3.69E + 05$, cumple que la resistencia global de los muros confinados, sea mayor que la rresistencia rrequerida por sismo severo.

$$\sum V_m = 5.69E + 05 > 7.72E + 05\,, 1.36VE < 3VE$$

PRIMER PISO:												
Syy=514979.0												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	2.49E+05	4.68E+04	1.31E+08	2710.00	0.971	0.971	1.94E+05	1.07E+05	3.00	1.41E+05	3.92E+08	CUMPLE
Y2	2.36E+05	5.01E+04	1.15E+08	2410.00	1.054	1.054	1.86E+05	1.03E+05	3.00	1.50E+05	3.44E+08	CUMPLE
Y3	4.95E+05	1.57E+05	7.19E+08	6270.00	1.366	1.000	4.40E+05	2.42E+05	2.81	4.40E+05	2.02E+09	CUMPLE
						Σ	8.21E+05					
						3Syy	1.54E+06	NO CUMPLE				

Los muros del primer piso no se agrietan por corte ante sismo moderado (Ve<0.55Vm)

$\sum V_m = 8.21E + 05 > 7.31E + 05$, cumple que la resistencia global de los muros confinados, sea mayor que la rresistencia rrequerida por sismo severo.

$$\sum V_m = 8.21E + 05 > 1.54E + 06\,, 1.88VE < 3VE$$

SEGUNDO PISO:												
Eje x-x:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
X1	1.35E+05	2.05E+04	3.92E+07	1360.00	0.710	0.710	1.28E+05	7.02E+04	3.00	6.14E+04	1.18E+08	CUMPLE
X2 (PLACA)	2.64E+05	1.95E+05	9.22E+08	2890.00	-	-	4.44E+05	2.44E+05	1.25	2.44E+05	1.15E+09	CUMPLE

SEGUNDO PISO:												
Eje Y-Y												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	2.01E+05	4.28E+04	9.27E+07	2710.00	1.250	1.000	1.87E+05	1.03E+05	3.00	1.28E+05	2.78E+08	CUMPLE
Y2	1.99E+05	5.21E+04	9.76E+07	2410.00	1.286	1.000	1.71E+05	9.42E+04	3.00	1.56E+05	2.93E+08	CUMPLE
Y3	4.08E+05	1.54E+05	5.69E+08	6270.00	1.695	1.000	4.20E+05	2.31E+05	2.73	4.20E+05	1.55E+09	CUMPLE

TERCER PISO:												
Eje x-x:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
X1	1.04E+05	1.99E+04	3.24E+07	1360.00	0.836	0.836	1.38E+05	7.56E+04	3.00	5.97E+04	9.71E+07	CUMPLE
X2 (PLACA)	2.05E+05	1.67E+05	5.80E+08	2890.00	-	-	4.44E+05	2.44E+05	1.25	2.08E+05	7.25E+08	CUMPLE

TERCER PISO:												
Eje Y-Y												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	1.53E+05	3.65E+04	6.17E+07	2710.00	0.907	0.907	1.63E+05	8.97E+04	3.00	1.09E+05	1.85E+08	CUMPLE
Y2	1.59E+05	4.61E+04	7.54E+07	2410.00	1.425	1.000	1.62E+05	8.90E+04	3.00	1.38E+05	2.26E+08	CUMPLE
Y3	3.16E+05	1.31E+05	3.93E+08	6270.00	3.832	1.000	3.99E+05	2.19E+05	3.00	3.94E+05	1.18E+09	CUMPLE

CUARTO PISO:												
Eje x-x:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
X1	7.27E+04	1.86E+04	2.60E+07	1360.00	0.974	1.000	1.53E+05	8.40E+04	8.21	1.53E+05	2.13E+08	CUMPLE
X2 (PLACA)	1.47E+05	1.27E+05	3.06E+08	2890.00	-	-	4.44E+05	2.44E+05	1.25	1.58E+05	3.83E+08	CUMPLE

CUARTO PISO:												
Eje Y-Y												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	1.05E+05	2.85E+04	3.76E+07	2710.00	1.147	1.000	1.65E+05	9.08E+04	3.00	8.55E+04	1.13E+08	CUMPLE
Y2	1.18E+05	3.57E+04	5.20E+07	2410.00	1.827	1.000	1.53E+05	8.39E+04	3.00	1.07E+05	1.56E+08	CUMPLE
Y3	2.24E+05	9.87E+04	2.33E+08	6270.00	4.302	1.000	3.78E+05	2.08E+05	3.00	2.96E+05	7.00E+08	CUMPLE

QUINTO PISO:												
Eje x-x:												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
X1	4.16E+04	1.70E+04	2.01E+07	1360.00	1.149	1.000	1.46E+05	8.01E+04	8.56	1.46E+05	1.72E+08	CUMPLE
X2 (PLACA)	8.80E+04	7.28E+04	1.09E+08	2890.00	-	-	4.44E+05	2.44E+05	1.25	9.10E+04	1.36E+08	CUMPLE

QUINTO PISO:												
Eje Y-Y												
Muro	Pg (N)	Ve (N)	Me (N-mm)	L (mm)	α	α	Vm1	0.55*Vm1	Vm/Ve	Vu (N)	Mu (N)	Ve < 0.55*Vm1
Y1	5.71E+04	1.81E+04	1.91E+07	2710.00	2.575	1.000	1.54E+05	8.47E+04	3.00	5.44E+04	5.72E+07	CUMPLE
Y2	7.78E+04	2.19E+04	2.90E+07	2410.00	1.825	1.000	1.43E+05	7.88E+04	3.00	6.58E+04	8.69E+07	CUMPLE
Y3	1.32E+05	5.82E+04	1.03E+08	6270.00	3.535	1.000	3.56E+05	1.96E+05	3.00	1.75E+05	3.10E+08	CUMPLE

10.03.02 DISEÑO DE LOS MUROS DEL PRIMER PISO ANTE SISMO SEVERO (Agrietamiento por corte)

10.03.02.01 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

De acuerdo a la norma E.070 capitulo 8 inciso 27.1, indica que se deben de cumplir las siguientes condiciones para colocar refuerzo horizontal en los muros de albañilería.

- Todo muro confinado bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($Vu \geq Vm$), o que tenga un esfuerzo a compresion axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma m = Pm/(Lxt)$, mayor o igual a $0.005f'm$, debra llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.
- En lso edificios de mas de tres pisos, todo los muros portantes del primer nivel seran reforzados horizontalmente.
- La cuantia del acero de refuerzo horizontal sera: $\rho = As/(sxt) \geq 0.001$. Las varillas de refuerzo peentraran en las columnas de confinamiento por lo menos 125mm y terminaran en gancho a 90° vertical de 100mm de longitud.

  Para este caso para edificaciones de mas de tres indica que se debe de reforazar muros del primer nivel, tambien verificar la necesidad de reforzar los demas niveles, debido a carga gravitacional, la cual mostramso a continuacion.

BLOQUE "I"

PRIMER PISO								
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**		**Ref. Hor.**	
Y1	1.14E+06	12150.00	130.000	0.724	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	8.89E+05	12150.00	130.000	0.563	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

SEGUNDO PISO								
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**		**Ref. Hor.**	
Y1	9.53E+05	12150.00	130.000	0.604	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	7.30E+05	12150.00	130.000	0.462	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

TERCER PISO								
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**		**Ref. Hor.**	
Y1	7.67E+05	12150.00	130.000	0.486	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	5.82E+05	12150.00	130.000	0.369	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

CUARTO PISO								
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**		**Ref. Hor.**	
Y1	5.81E+05	12150.00	130.000	0.368	0.32	**NECESITA CONFINAR**	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	4.35E+05	12150.00	130.000	0.275	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**		

QUINTO PISO								
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**			
Y1	3.95E+05	12150.00	130.000	0.250	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**		
Y2	2.88E+05	12150.00	130.000	0.182	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**		

Se decidio usar refuerzo horizontal, hasta el tercer nivel

BLOQUE "II"

PRIMER PISO								
Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m		Ref. Hor.	
X1	1.66E+05	1360.00	250.000	0.488	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m		Ref. Hor.	
Y1	2.49E+05	2710.00	130.000	0.708	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	2.36E+05	2410.00	130.000	0.753	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y3	4.95E+05	6270.00	130.000	0.608	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

SEGUNDO PISO								
Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m		Ref. Hor.	
X1	1.35E+05	1360.00	250.000	0.397	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m		Ref. Hor.	
Y1	2.01E+05	2710.00	130.000	0.572	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y2	1.99E+05	2410.00	130.000	0.637	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas
Y3	4.08E+05	6270.00	130.000	0.500	0.32	NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

TERCER PISO								
Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m		Ref. Hor.	
X1	1.04E+05	1360.00	250.000	0.305	0.32	NO NECESITA CONFINAR	1Φ1/4"@22cm	Cada 2 hiladas

Muro	P (N)	L(mm)	t(mm)	σm (MPa)	σm ≥0.05f´m	
Y1	1.53E+05	2710.00	130.000	0.435	0.32	NECESITA CONFINAR
Y2	1.59E+05	2410.00	130.000	0.507	0.32	NECESITA CONFINAR
Y3	3.16E+05	6270.00	130.000	0.387	0.32	NECESITA CONFINAR

CUARTO PISO						
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**	
X1	7.27E+04	1360.00	250.000	0.214	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**

Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**	
Y1	1.05E+05	2710.00	130.000	0.299	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**
Y2	1.18E+05	2410.00	130.000	0.378	0.32	**NECESITA CONFINAR**
Y3	2.24E+05	6270.00	130.000	0.275	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**

QUINTO PISO						
Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**	
X1	4.16E+04	1360.00	250.000	0.122	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**

Muro	**P (N)**	**L(mm)**	**t(mm)**	**σm (MPa)**	**σm ≥0.05f´m**	
Y1	5.71E+04	2710.00	130.000	0.162	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**
Y2	7.78E+04	2410.00	130.000	0.248	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**
Y3	1.32E+05	6270.00	130.000	0.162	0.32	**NO NECESITA CONFINAR**

En el bloque II tambien se decidio confinar hast el tercer nivel.

10.03.03 Diseño de los muros agrietados por corte

Se admite que ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallen por corte. Además en cada dirección se diseñan de forma independiente, en nuestro caso los muros de albañilería confinada están en el eje "Y" y en el eje "X" existe solo placas de corte por la escasa densidad de muros, explicado anteriormente. El diseño de los muros del eje "Y" se realizara según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o ½L, lo que sea mayor. En muros de un paño Lm = L
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento del muro de análisis
7) M:	M=Mu-½*Vm*h, donde h=2.55 m ("h" altura del primer piso)
8) F:	F=M/L, Fuerza axial en las columnas producida por "M"
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. Pc=Pg/Nc
10) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: Pt=(Lt*Pg/L) del muro transversal (tn)
11) T:	Tracción en columna: Extrema: T=F-Pc-Pt; Interna: T=Vm*h/L-Pc-Pt
12) C:	Compresión en columna: Extrema: C=Pc+F; Interna: C=PC- ½*Vm*h/L
13) Vc:	Cortante en columna: Externa: Vc=1,5*Vm*Lm/(L*(Nc+1)); Interna: Vc=Vm*Lm/(L(Nc+1)
14) As:	Área de acero vertical requerida (mm2, mín4Ø8mm), As=(T+Vc/μ)/(fy*φ)
15) As usar	Área de acero vertical colocada (mm2)
16) δ:	Factor de confinamiento: δ=0,80 col sin muros transversales
17) An:	Área del núcleo de concreto (mm2), An=As+(C/φ-As*fy)/(0,85*δ*f'c). Usar φ=0.70
18) Acf:	Área de columna por corte-fricción (mm2), Acf=Vc/(0,2*f'c*φ)≥15*t≥Ac, usar φ=0.85
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear mcm x cm)
20) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (mm2)
21) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (mm2), usar φ=0.70
22) As mín	Área de acero vertical mínima (mm2), o 4Ø8mm
23) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=450mm ó 1.5*d
24) s[]¼":	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento: Tanto en columnas como vigas soleras los estribos mínimos son: 1/4" 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250

Formulas y secuencia de diseño de vigas soleras	
25) Ts:	Ts+=VuxLm/(2xL)=traccion en solera (N)
26) As:	As=Ts/(Øxfy), usar Ø=0.9, cantidad de acero horizontalmrequerido (mm2)
27)Usar:	Acero en mm2
288)Asmin:	Asmin=0.1xf´cxAs/fy

BLOQUE "I"

DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS Y-Y PRIMER PISO									
MURO	YI					Y2			
COLUMNA	C3	C1	C1	C1	C2	-	C1	C1	C1
UBICACIÓN	Extrema	Interna	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1) Pg	9.6746E+ 05 N					7.8349E+ 05 N			
2) Vm	8.5432E+ 05 N					8.1200E+ 05 N			
3) Mu	2.6354E+ 09 N-mm					2.4203E+ 09 N			
4) L (mm)	12150					1.2150E+ 04 N			
5) Lm (mm)	6075					6.0750E+ 03 N			
6) Nc	5					5.0000E+ 00 N			
7) M	1.5461E+ 09 N					1.3850E+ 09 N			
8) F	1.2725E+ 05 N					1.1399E+ 05 N			
9) Pc	1.9349E+ 05 N					1.5670E+ 05 N			
10) Pt	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11) T	-6.6239E+04 N	-1.4191E+04 N	-1.4191E+04 N	-1.4191E+04 N	-6.6239E+04 N	-4.2706E+04 N	1.3723E+04 N	1.3723E+04 N	-4.2706E+04 N
12) C	3.2075E+ 05 N	1.0384E+ 05 N	1.0384E+ 05 N	1.0384E+ 05 N	3.2075E+ 05 N	2.7069E+ 05 N	7.1487E+ 04 N	7.1487E+ 04 N	2.7069E+ 05 N
13) Vc	1.0679E+ 05 N	1.4239E+ 05 N	1.4239E+ 05 N	1.4239E+ 05 N	1.0679E+ 05 N	1.0150E+ 05 N	1.3533E+ 05 N	1.3533E+ 05 N	1.0150E+ 05 N
14) As (mm2)	188.369984	498.5505079	498.5505079	498.5505079	188.369984	235.7686741	473.8573047	473.8573047	235.7686741
15) As a usar (cm2)	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2
16) δ									
17) An (mm2)	26735.4908	-3776.359949	-3776.359949	-3776.359949	26735.4908	20381.09704	-6311.540506	-6311.540506	20381.09704
18) Acf	29913.03047	39884.04063	39884.04063	39884.04063	29913.03047	28431.43828	37908.58437	37908.58437	28431.43828
19) Usar	250x300	130x400	130x400	130x400	250x250		130x400	130x400	130x400
20) Ac	75000	52000	52000	52000	62500		52000	52000	52000
21) An									
22) Asmín (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	375	260	260	260	312.5		260	260	260
27) zona c									
28) s[]¼"	s[]¼": 9@ 50mm resto @ 250								
Diseño de Vigas Soleras									
29) Ts:	2.1358E+05 N	2.1358E+05 N	2.1358E+05 N	2.1358E+05 N	2.1358E+05 N	2.0300E+05 N	2.0300E+05 N	2.0300E+05 N	2.0300E+05 N
30) As:	565.0239089	565.0239089	565.0239089	565.0239089	565.0239089	537.0382786	537.0382786	537.0382786	537.0382786
31) Usar:	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8	4φ5/8
En solera se usara: s[]3/8": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250									

Se trabajar con este mismo diseño, hasta el segundo nivel, también en las columnas "C2" y "C1" se opto por colocar acero N16 (5/8") hasta el ultimo nivel, ya que no solo servirá para confinar sino también para soportar el peso de losa en voladiso y acoplar los muros.

BLOQUE “II”

DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS "X-X" PRIMER PISO		
MURO	*X1*	
COLUMNA	*C4*	*C4*
UBICACIÓN	*Extrema*	*Extrema*
1) Pg	*1.6604E+05 N*	
2) Vm	*7.0005E+04 N*	
3) Mu	*1.5455E+08 N - mm*	
4) L	*1360.0mm*	
5) Lm (mm)	*1360.0mm*	
6) Nc	*2.0*	
7) M	*6.5295E+07 N - mm*	
8) F	*4.8011E+04 N*	
9) Pc	*8.3018E+04 N*	
10) Pt	0	0
11) T	-3.5007E+04 N	-3.5007E+04 N
12) C	*1.3103E+05 N*	*1.3103E+05 N*
13) Vc	*3.5003E+04 N*	*3.5003E+04 N*
14) As (mm2)	*122.5577731*	*122.5577731*
15) As a usar (cm2)	4φ3/8	4φ3/8
16) δ		
17) An (mm2)	*9626.008292*	*9626.008292*
18) Acf	*9804.621849*	*9804.621849*
19) Usar	*250x250*	*250x250*
20) Ac	*62500*	*62500*
21) An		
22) $As_{mín}$ (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	*312.5*	*312.5*
27) zona c		
28) s[]¼"	*s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250*	
Diseño de Vigas Soleras		
29) Ts:	*3.5003E+04 N*	*3.5003E+04 N*
30) As:	*92.59920635*	*92.59920635*
31) Usar:	4φ3/8	4φ3/8
En solera se usara: s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250		

DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS "Y-Y" PRIMER PISO							
MURO	*Y1*		*Y2*		*Y3*		
COLUMNA	*C2*	*C2*	*C6*	*-*	*C3*	*C5*	*C6*
UBICACIÓN	*Extrema*	*Extrema*	*Extrema*	*Extrema*	*Extrema*	*Interna*	*Extrema*
1) Pg	*2.4939E+05 N*		*2.3606E+05 N*		*4.9529E+05 N*		
2) Vm	*1.4051E+05 N*		*1.5039E+05 N*		*4.3996E+05 N*		
3) Mu	*3.9212E+08 N - mm*		*3.4376E+08 N - mm*		*2.0189E+09 N - mm*		
4) L	*2710.0mm*		*2410.0mm*		*6270.0mm*		
5) Lm (mm)	*2710.0mm*		*2410.0mm*		*3890.0mm*		
6) Nc	*2.0*		*2.0*		*3.0*		
7) M	*2.1296E+08 N - mm*		*1.5201E+08 N - mm*		*1.4580E+09 N - mm*		
8) F	*7.8584E+04 N*		*6.3073E+04 N*		*2.3253E+05 N*		
9) Pc	*1.2470E+05 N*		*1.1803E+05 N*		*1.6510E+05 N*		
10) Pt	0	0	1.4692E+05 N	1.4692E+05 N	0	0	0
11) T	-4.6111E+04 N	-4.6111E+04 N	-2.0188E+05 N	-2.0188E+05 N	6.7434E+04 N	1.3833E+04 N	6.7434E+04 N
12) C	*2.0328E+05 N*	*2.0328E+05 N*	*1.8110E+05 N*	*1.8110E+05 N*	*3.9763E+05 N*	*7.5631E+04 N*	*3.9763E+05 N*
13) Vc	*7.0256E+04 N*	*7.0256E+04 N*	*7.5197E+04 N*	*7.5197E+04 N*	*1.0236E+05 N*	*6.8239E+04 N*	*1.0236E+05 N*
14) As (mm2)	*245.9926471*	*245.9926471*	*263.2930672*	*263.2930672*	*559.0923024*	*398.564*	*559.0923024*
15) As a usar (cm2)	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ5/8	4φ1/2	4φ5/8
16) δ							
17) An (mm2)	*13347.02735*	*13347.02735*	*10636.73675*	*10636.73675*	*23893.70735*	*-3757.739974*	*23893.70735*
18) Acf	*19679.41176*	*19679.41176*	*21063.44538*	*21063.44538*	*28671.78571*	*19114.52381*	*28671.78571*
19) Usar	*130x400*	*130x400*	*250x350*	*-*	*250x250*	*130x400*	*250x350*
20) Ac	*52000*	*52000*	*87500*	*-*	*62500*	*52000*	*87500*
21) An							
22) $As_{mín}$ (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	*260*	*260*	*437.5*	*-*	*312.5*	*260*	*437.5*
27) zona c							
28) s[]¼"	*s[]¼": 9@ 50mm, resto @ 250*						
Diseño de Vigas Soleras							
29) Ts:	*7.0256E+04 N*	*7.0256E+04 N*	*7.5197E+04 N*	*7.5197E+04 N*	*1.3648E+05 N*	*1.3648E+05 N*	*1.3648E+05 N*
30) As:	*185.8611111*	*185.8611111*	*198.9325397*	*198.9325397*	*361.0521164*	*361.0521164*	*361.0521164*
31) Usar:	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2
En solera se usara: s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250							

10.03.04 Diseño de los muros no agrietados

Similar al acápite anterior y de acuerdo al Blog del Ing. San Bartolomé, se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto nivel. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptara este mismo diseño hasta el quinto nivel

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vu:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o ½L, lo que sea mayor. En muros de un paño Lm = L
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento del muro de análisis
7) F:	F=Mu/L, Fuerza axial en las columnas producida por "Mu"
8) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. Pc=Pg/Nc
9) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: Pt=(Lt*Pg/L) del muro transversal (tn)
10) T:	Tracción en columna: Extrema: T=F-Pc-Pt; Interna: T=Vm*h/L-Pc-Pt
11) C:	Cortante en columna: Externa: Pc+F; Interna: C=Pc-Vm*h/L
12) As:	Área de acero vertical requerida (mm2, mín4Ø8mm), As=(T)/(fy*φ)
13) As usar	Área de acero vertical colocada (mm2)
14) δ:	Factor de confinamiento: δ=0,80 col sin muros transversales
15) An:	Área del núcleo de concreto (mm2), An=As+(C/φ-As*fy)/(0,85*δ*f'c). Usar φ=0.70
16) Acf:	Área de columna por corte-fricción (mm2), Acf=Vc/(0,2*f'c*φ)≥15*t≥Ac, usar φ=0.85
17) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear mcm x cm)
18) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (mm2)
19) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (mm2), usar φ=0.70
20) As mín	Área de acero vertical mínima (mm2), o 4Ø8mm
21) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=450mm ó 1.5*d
22) s[]¼":	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento: Tanto en columnas como vigas soleras los estribos mínimos son: 1/4" 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250

Formulas y secuencia de diseño de vigas soleras	
23) Ts:	Ts+=VuxLm/(2xL)=traccion en solera (N)
24) As:	As=Ts/(Øxfy), usar Ø=0.9, cantidad de acero horizontalmrequerido (mm2)
25)Usar:	Acero en mm2
26)Asmin:	Asmin=0.1xf´cxAs/fy

BLOQUE "I"

DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS Y-Y TERCER PISO									
MURO	*YI*					*Y2*			
COLUMNA	*C3*	*C1*	*C1*	*C1*	*C2*	-	*C1*	*C1*	*C1*
UBICACIÓN	*Extrema*	*Interna*	*Interna*	*Interna*	*Extrema*	*Extrema*	*Interna*	*Interna*	*Extrema*
1) Pg	*5.9124E+05 N*					*4.7727E+05 N*			
2) Vu	*4.8891E+05 N*					*4.3220E+05 N*			
3) Mu	*1.7300E+09 N-mm*					*1.2783E+09 N*			
4) L	12150					*1.2150E+04 N*			
5) Lm	6075					*6.0750E+03 N*			
6) Nc	5					*5.0000E+00 N*			
7) F	*1.4239E+05 N*					*1.0521E+05 N*			
8) Pc	*1.1825E+05 N*					*9.5453E+04 N*			
9) Pt	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10) T	2.4140E+04 N	-1.5638E+04 N	-1.5638E+04 N	-1.5638E+04 N	2.4140E+04 N	9.7607E+03 N	-4.7442E+03 N	-4.7442E+03 N	9.7607E+03 N
11) C	*2.6064E+05 N*	*6.6943E+04 N*	*6.6943E+04 N*	*6.6943E+04 N*	*2.6064E+05 N*	*2.0067E+05 N*	*5.0099E+04 N*	*5.0099E+04 N*	*2.0067E+05 N*
12) As (mm2)	*84.52394847*	*0*	*0*	*0*	*84.52394847*	*34.17622955*	*0*	*0*	*34.17622955*
13) As a usar (cm2)	4φ1/2	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ1/2	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8
14) δ									
15) An (mm2)	*23672.72895*	*6697.026694*	*6697.026694*	*6697.026694*	*23672.72895*	*19103.71521*	*5011.871756*	*5011.871756*	*19103.71521*
16) Usar	*250x300*	*130x400*	*130x400*	*130x400*	*250x250*		*130x400*	*130x400*	*130x400*
17) Ac	*75000*	*52000*	*52000*	*52000*	*62500*		*52000*	*52000*	*52000*
18) An									
19) $As_{mín}$ (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	*375*	*260*	*260*	*260*	*312.5*	*0*	*260*	*260*	*260*
20) zona c									
21) s[]¼"	*s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250*								
Diseño de Vigas Soleras									
22) Ts:	*1.2223E+05 N*	*1.2223E+05 N*	*1.2223E+05 N*	*1.2223E+05 N*	*1.2223E+05 N*	*1.0805E+05 N*	*1.0805E+05 N*	*1.0805E+05 N*	*1.0805E+05 N*
23) As:	*323.3531746*	*323.3531746*	*323.3531746*	*323.3531746*	*323.3531746*	*285.8472222*	*285.8472222*	*285.8472222*	*285.8472222*
24) Usar:	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2
En solera se usara: s[]8mm: 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250									

BLOQUE “II”

DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS "X-X" TERCER PISO		
MURO	*X1*	
COLUMNA	*C4*	*C4*
UBICACIÓN	*Extrema*	*Extrema*
1) Pg	*1.0379E+05 N*	
2) Vu	*5.9652E+04 N*	
3) Mu	*9.7065E+07 N - mm*	
4) L	*1360.0mm*	
5) Lm (mm)	*1360.0mm*	
6) Nc	*2.0*	
8) F	*7.1371E+04 N*	
9) Pc	*5.1897E+04 N*	
10) Pt	0	0
11) T	1.9474E+04 N	1.9474E+04 N
12) C	*1.2327E+05 N*	*1.2327E+05 N*
14) As (mm2)	*68.18648645*	*68.18648645*
15) As a usar (cm2)	4φ3/8	4φ3/8
16) δ		
17) An (mm2)	*10394.49296*	*10394.49296*
19) Usar	*250x250*	*250x250*
20) Ac	*62500*	*62500*
21) An		
22) $As_{mín}$ (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	*312.5*	*312.5*
27) zona c		
28) s[]¼"	*s[]¼":9@ 50mm resto @ 250*	
Diseño de Vigas Soleras		
29) Ts:	*5.9652E+04 N*	*5.9652E+04 N*
30) As:	*157.8095238*	*157.8095238*
31) Usar:	4φ3/8	4φ3/8
En solera se usara: s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250		

DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS "Y-Y" TERCER PISO							
MURO	Y1		Y2		Y3		
COLUMNA	C2	C2	C6	-	C3	C5	C6
UBICACIÓN	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1) Pg	1.5336E+05 N		2.1353E+00 N		3.1574E+05 N		
2) Vm	1.0943E+05 N		1.3832E+05 N		3.9400E+05 N		
3) Mu	1.8510E+08 N - mm		2.2629E+08 N - mm		1.1776E+09 N - mm		
4) L	2710.0mm		2410.0mm		6270.0mm		
5) Lm (mm)	2710.0mm		2410.0mm		3890.0mm		
6) Nc	2.0		2.0		3.0		
8) F	6.8301E+04 N		9.3898E+04 N		1.8782E+05 N		
9) Pc	7.6678E+04 N		1.0677E+00 N		1.0525E+05 N		
10) Pt	0	0	1.3290E+00 N	1.3290E+00 N	0	0	0
11) T	-8.3769E+03 N	-8.3769E+03 N	9.3895E+04 N	9.3895E+04 N	8.2577E+04 N	5.4995E+04 N	8.2577E+04 N
12) C	1.4498E+05 N	1.4498E+05 N	9.3899E+04 N	9.3899E+04 N	2.9307E+05 N	2.5125E+04 N	2.9307E+05 N
14) As (mm2)	0	0	328.7644037	328.7644037	289.136019	192.5588475	289.136019
15) As a usar (cm2)	4φ3/8	4φ3/8	4φ1/2	4φ1/2	4φ5/8	4φ1/2	4φ5/8
16) δ							
17) An (mm2)	14503.78341	14503.78341	52.83836667	52.83836667	21103.63576	-2957.409549	21103.63576
19) Usar	130x400	130x400	250x350	-	250x250	130x400	250x350
20) Ac	52000	52000	87500	-	62500	52000	87500
21) An							
22) $As_{mín}$ (mm2); 0.1*f´c*Ac/fy	260	260	437.5	-	312.5	260	437.5
27) zona c							
28) s[]¼"	s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250						
Diseño de Vigas Soleras							
29) Ts:	5.4713E+04 N	5.4713E+04 N	6.9159E+04 N	6.9159E+04 N	1.2222E+05 N	1.2222E+05 N	1.2222E+05 N
30) As:	144.7420635	144.7420635	182.9603175	182.9603175	323.3394471	323.3394471	323.3394471
31) Usar:	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ3/8	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2
En solera se usara: s[]¼": 1@ 50mm, 4 @ 100, resto @ 250							

10.03.05 DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresion. Se asume la hipótesis de diseño por flexión considerando que habrá que verificar la esbeltez del elemento. En este caso de diseño la columna extrema ubicada en el eje 5-5 está sometida a la acción de dos efectos, una considerando la acción de muros de albañilería confinada, y la otra considerando el efecto del pórtico en el eje X-X, de ambos diseño se asumirá el más crítico, para el diseño final.

Diseño por flexocompresion

BLOQUE "I"

Columna ubicada en la intersección del eje 5-5, con E-E

Datos de diseño

Mux = 1.6863E+06 N-mm

Pu = 1.7449E+05 N

Lc = 2380mm

F´c=21Mpa, Fy = 4200kg/cm2, Ec = 4700√f´c = 21538.105Mpa

Bc = 250mm, hc=250mm

Verificación de la esbeltez de la columna

$$P_C = \frac{\pi\text{^}2 \times EI}{(KXL)^2}$$

I = 325520833.33 mm4

Entonces Pc= 3.0540E+06 N

Como Pc>Pu (No falla por esbeltes)

Aplicando el método de bresler

$$K_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'} \qquad R_n = \frac{P_n}{A_g \times fc' xh}$$

Reemplazando valores obtenemos:

Kn = 0.20, Rn = 0.0079, Y= 0.60

Del diagrama de iteración obtenemos la cuantía de refuerzo: ρ=0.01

As = 0.01*250*250 =625mm2

Usaremos 4N16

Columna ubicada en el eje 3-3

Datos de diseño

Mux = 3.8838E+06 N-mm

Pu = 1.1293E+05 N

Lc = 2380mm

F´c=21Mpa, Fy = 4200kg/cm2, Ec = 4700√f´c = 21538.105Mpa

Bc = 400mm, hc=130mm

Verificación de la esbeltez de la columna

$$P_C = \frac{\pi^2 \times EI}{(KXL)^2}$$

I = 73233333.33 mm4

Entonces Pc= 6.8707E+05 N

Como Pc>Pu (No falla por esbeltes)

<u>Aplicando el método de bresler</u>

$$K_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'} \qquad R_n = \frac{P_n}{A_g \times fc' xh}$$

Reemplazando valores obtenemos:

Kn = 0.16, Rn = 0.042, Y= 0.02

<u>Columna ubicada en la intersección del eje 1-1, con E-E</u>

<u>Datos de diseño</u>

Mux = 3.8838E+06 N-mm

Pu = 1.5259E+05 N

Lc = 2380mm

F´c=21Mpa, Fy = 4200kg/cm2, Ec = 4700√f´c = 21538.105Mpa

Bc = 400mm, hc=130mm

Verificación de la esbeltez de la columna

$$P_C = \frac{\pi^2 \times EI}{(KXL)^2}$$

I = 390625000.00 mm4

Entonces Pc= 3.6648E+06 N

Como Pc>Pu (No falla por esbeltes)

<u>Aplicando el método de bresler</u>

$$K_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'} \qquad R_n = \frac{P_n}{A_g \times fc' xh}$$

Reemplazando valores obtenemos:

Kn = 0.15, Rn = 0.15, Y= 0.60

Del diagrama de iteración obtenemos la cuantía de refuerzo: ρ=0.01

As = 0.01*250*300 =750mm2

Usaremos 4N16

BLOQUE "II"

Columna ubicada en el eje 9-9

Datos de diseño

Mux = 2.7625E+06 N-mm

Pu = 2.5913E+05 N

Lc = 2380mm

F´c=21Mpa, Fy = 4200kg/cm2, Ec = 4700√f´c = 21538.105Mpa

Bc = 250mm, hc=250mm

Verificación de la esbeltez de la columna

$$P_C = \frac{\pi\text{^}2 \times EI}{(KXL)^2}$$

I = 325520833.33 mm4

Entonces Pc= 3.0540E+06 N

Como Pc>Pu (No falla por esbeltes)

Aplicando el método de bresler

$$K_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'} \qquad R_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'xh}$$

Reemplazando valores obtenemos:

Kn = 0.30, Rn = 0.013, Y= 0.60

Del diagrama de iteración obtenemos la cuantía de refuerzo: ρ=0.01

As = 0.01*250*250 =625mm2

Usaremos 4N16

Columna ubicada en el eje 9-9

Datos de diseño

Mux = 2.7625E+06 N-mm

Pu = 2.5913E+05 N

Lc = 2380mm

F´c=21Mpa, Fy = 4200kg/cm2, Ec = 4700√f´c = 21538.105Mpa

Bc = 250mm, hc=250mm

Verificación de la esbeltez de la columna

$$P_C = \frac{\pi\text{^}2 \times EI}{(KXL)^2}$$

I = 325520833.33 mm4

Entonces Pc= 3.0540E+06 N

Como Pc>Pu (No falla por esbeltes)

<u>Aplicando el método de bresler</u>

$$K_n = \frac{P_n}{A_g \times fc'} \qquad R_n = \frac{P_n}{A_g \times fc' xh}$$

Reemplazando valores obtenemos:

Kn = 0.30, Rn = 0.013, Y= 0.60

Del diagrama de iteración obtenemos la cuantía de refuerzo: ρ=0.01

As = 0.01*250*250 =625mm2

Usaremos 4N16

10.03.06 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

BLOQUE "I"

Diseño de la placa, ubicad en el eje 1-1 (1er, 2do piso)

Datos de la placa:

h=12750.0 mm

L=1360.0 mm

Luego la relación h/L = 9.375 > 1; por lo tanto la placa se considera esbelta y será diseñada por flexocompresion.

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	2.723E+05	1.141E+07	-4.680E+05
1.25(CM+CV)+CSX	4.053E+05	-3.922E+08	1.000E+05
1.25(CM+CV)-CSX	4.053E+05	-3.922E+08	1.000E+05
0.9CM+CSX	3.277E+05	-3.953E+08	3.130E+05
0.9CM-CSX	3.277E+05	-3.953E+08	3.130E+05
1.25(CM+CV)+CSY	3.417E+05	-2.321E+07	3.350E+05
1.25(CM+CV)-CSY	3.417E+05	-2.321E+07	3.350E+05
0.9CM+CSY	2.642E+05	-2.634E+07	5.490E+05
0.9CM-CSY	2.642E+05	-2.634E+07	5.490E+05

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 3.922E+08; L = 1360.00; As = 847.66 mm2, se tuvo que usar 4N16+2N13, en los extremos para que cumpla el diseño.

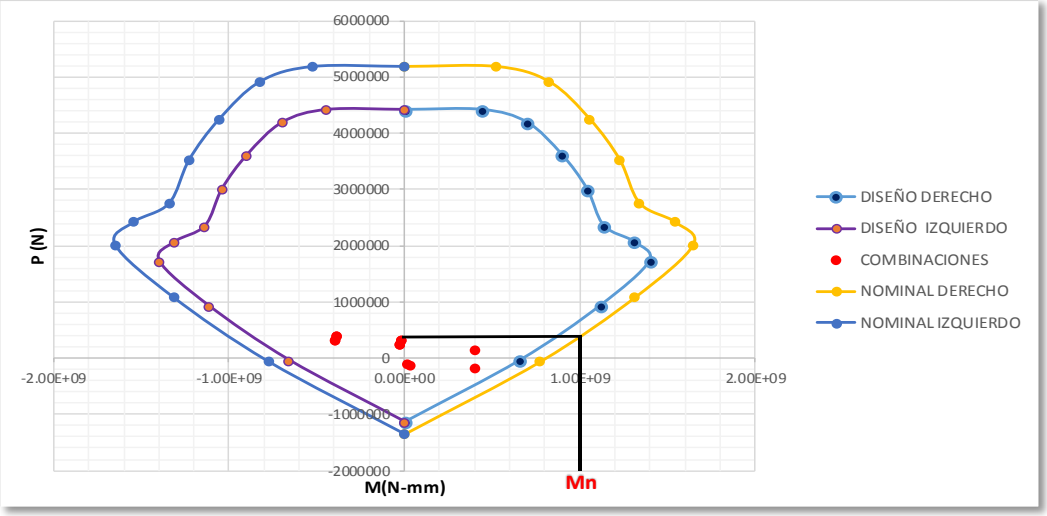


Diagrama de Iteración X2-Placa

En la figura 75 se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

Par estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondiente a los casos de cargas última

La profundidad del eje neutro "C" asociado a Mn es: C=120mm

Mientras que el C obtenido por formula resulta ser:

Δm = 7mm; Lm = 1360.0000 mm

Se debe de cumplir también que Δm/hm>0.005

Reemplazando en la formula tenemos:

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

C=453.333mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos

Diseño por corte

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 1.2E+005 N

Para la carga Pu=4.05E+05N, se tiene que Mnxx=1.000E+09N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 3.124E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.507E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 1.169E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 3.676E+05

Vn(max.) =1.230E+06

Por lo tanto, se cumple la condición con el límite y se procede a calcular el acero horizontal

ρh= 0.00085253; ρmin = 0.0025

Finalmente se coloca la cuantía mínima, ya que la cuantía requerida está por debajo del mínimo.

As = 750

Debido a que el ancho de la placa es de 300mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 350mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 202.86 mm

Entonces el acero horizontal será N10 (3/8") @ 200mm

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.0025 (Cuantía mínima)

Entonces el acero vertical: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa, ubicad en el eje 1-1 (3ero, 5to nivel)

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	1.353E+05	-9.708E+06	-2.000E+06
1.25(CM+CV)+CSX	1.543E+05	-1.357E+08	22000*1.25
1.25(CM+CV)-CSX	1.543E+05	-1.357E+08	22000*1.25
0.9CM+CSX	1.160E+05	-1.325E+08	611000*1.25
0.9CM-CSX	1.160E+05	-1.325E+08	611000*1.25
1.25(CM+CV)+CSY	1.482E+05	-2.275E+07	-8.988E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.482E+05	-2.275E+07	-8.988E+05
0.9CM+CSY	1.100E+05	-1.950E+07	-1.625E+05
0.9CM-CSY	1.100E+05	-1.950E+07	-1.300E+05

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 1.357+08; L = 1360.00; As = 293.31 mm2, se tuvo que usar 4N13+2N10, en los extremos para que cumpla el diseño.

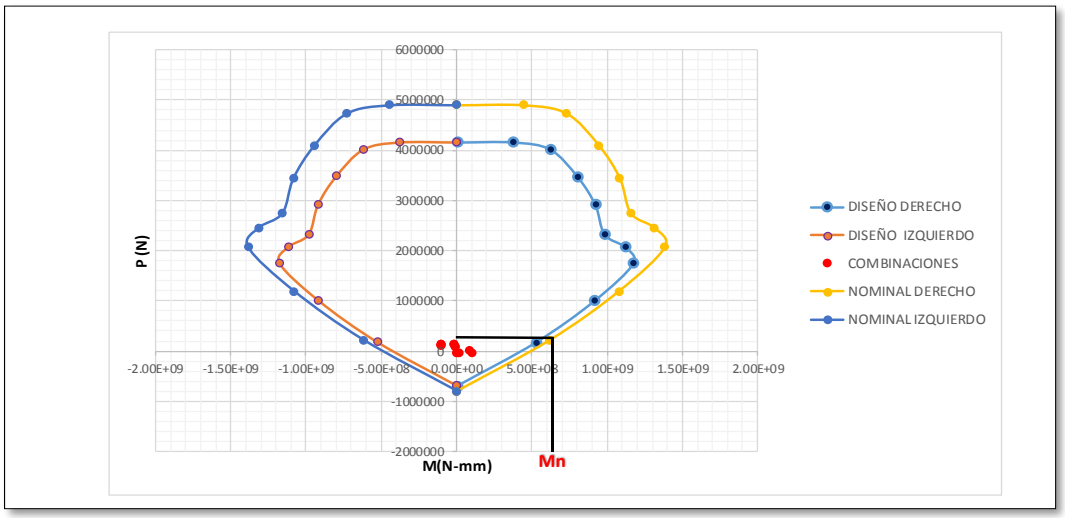


Diagrama de Iteración X2-Placa

En la figura se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 7.1E+04 N

Para la carga Pu=1.543E+05N, se tiene que Mnxx=6.3E+07N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 3.281E+04N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.507E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = -2.121E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 3.86E+04

Vn(max.) =1.230E+06

Como el aporte del acero sale negativo, solo necesita acero mínimo.

ρmin = 0.0025

Finalmente se coloca la cuantía mínima, ya que la cuantía requerida está por debajo del mínimo.

As = 750

Debido a que el ancho de la placa es de 300mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 350mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 202.86 mm

Entonces el acero horizontal estará @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.0025 (Cuantía mínima)

Entonces el acero vertical será: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa X3, ubicad en el eje 4-4 (1er, 2do piso)

Datos de la placa:

h=12750.0 mm

L=1870.0 mm

Luego la relación h/L = 6.818 > 1; por lo tanto la placa se considera esbelta y será diseñada por flexocompresion.

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	5.280E+05	1.057E+07	6.240E+05
1.25(CM+CV)+CSX	1.061E+06	-4.793E+08	8.840E+05
1.25(CM+CV)-CSX	1.061E+06	-4.793E+08	8.840E+05
0.9CM+CSX	8.761E+04	-4.849E+08	5.240E+05
0.9CM-CSX	8.776E+05	-4.849E+08	5.240E+05
1.25(CM+CV)+CSY	5.037E+05	-1.341E+07	2.531E+06
1.25(CM+CV)-CSY	5.037E+05	-1.341E+07	2.531E+06
0.9CM+CSY	3.205E+05	-1.898E+07	2.170E+06
0.9CM-CSY	3.205E+05	-1.898E+07	2.170E+06

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 4.849E+08; L = 1870.00; As = 762.22 mm2, se tuvo que usar 4N19+2N13, en los extremos para que cumpla el diseño.

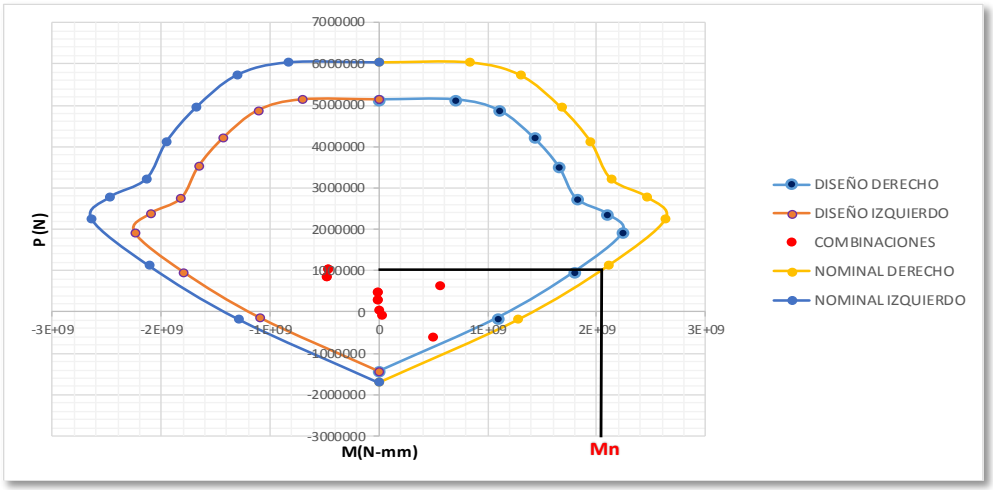


Diagrama de Iteración X3-Placa

En la figura se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

Par estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondiente a los casos de cargas última

La profundidad del eje neutro "C" asociado a Mn es: C=431mm

Mientras que el C obtenido por formula resulta ser:

Δm = 7.8mm; Lm = 1870.0000 mm

Se debe de cumplir también que Δm/hm>0.005

Reemplazando en la formula tenemos:

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

C=623.333mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 5.6E+004 N

Para la carga Pu=1.06E+06N, se tiene que Mnxx=2.01E+09N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 2.334E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.872E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = -1.265E+04

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 2.746E+05

Vn(max.) =1.409E+06

Como el aporte del acero sale negativo, solo necesita acero mínimo.

ρmin = 0.0025

Finalmente se coloca la cuantía mínima, ya que la cuantía requerida está por debajo del mínimo.

As = 750

Debido a que el ancho de la placa es de 250mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 350mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 202.86 mm

Entonces el acero horizontal será N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.0025 (Cuantía mínima)

Entonces el acero vertical será: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa, ubicad en el eje 4-4 (3ero, 5to nivel)

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	3.219E+05	2.808E+07	3.740E+06
1.25(CM+CV)+CSX	5.867E+05	-2.963E+08	3.352E+06
1.25(CM+CV)-CSX	5.867E+05	-2.963E+08	3.352E+06
0.9CM+CSX	4.804E+05	-3.068E+08	2.002E+06
0.9CM-CSX	4.804E+05	-3.068E+08	2.002E+06
1.25(CM+CV)+CSY	3.080E+05	1.291E+07	4.025E+06
1.25(CM+CV)-CSY	3.080E+05	1.291E+07	4.025E+06
0.9CM+CSY	2.017E+05	2.348E+06	2.674E+06
0.9CM-CSY	2.017E+05	2.348E+06	2.674E+06

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 3.068E+08; L = 1360.00; As = 482.32 mm2, se tuvo que usar 6N13, en los extremos para que cumpla el diseño.

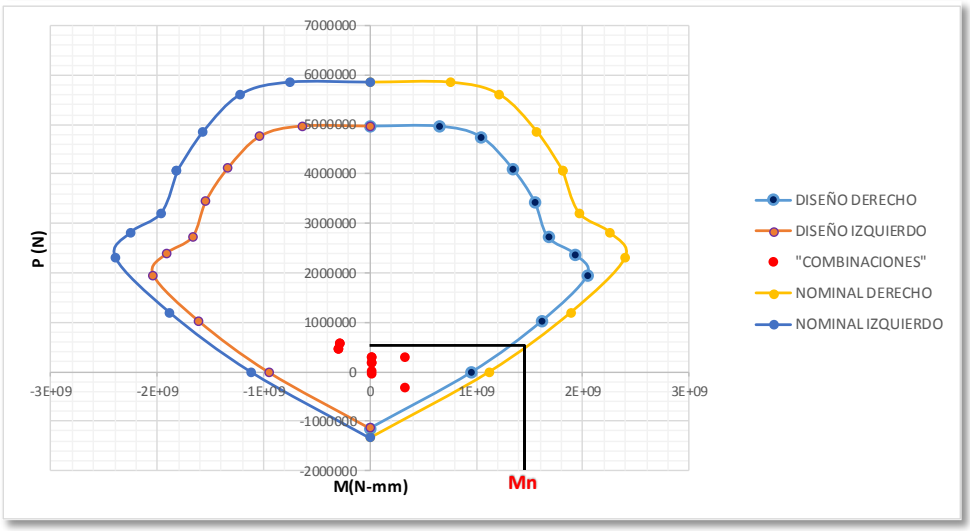


Diagrama de Iteración X3-Placa

En la figura 78. Se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 1.4E+05 N

Para la carga Pu=5.867E+05N, se tiene que Mnxx=1.420E+09N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 6.159E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.872E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 4.374E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 7.246E+05

Vn(max.) =1.409E+06

Calculo del aporte del acero

ρh = 0.00278

Calculo del acero requerido

As = 695

Debido a que el ancho de la placa es de 300mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 337.5mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 210.37 mm

Entonces el acero horizontal será: N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.00189, como sale por debajo del mínimo requerido usamos el mínimo

Entonces el acero vertical sera: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa X1, ubicad en el eje 5-5 (1er, 2do piso)

Datos de la placa:

h=12750.0 mm

L=1700.0 mm

Luego la relación h/L = 7.50 > 1; por lo tanto la placa se considera esbelta y será diseñada por flexocompresion.

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	2.889E+05	2.600E+05	8.400E+04
1.25(CM+CV)+CSX	4.961E+05	-6.044E+08	2.580E+05
1.25(CM+CV)-CSX	4.961E+05	-6.044E+08	2.580E+05
0.9CM+CSX	4.087E+05	-6.049E+08	2.210E+05
0.9CM-CSX	4.087E+05	-6.049E+08	2.210E+05
1.25(CM+CV)+CSY	2.822E+05	-2.584E+07	2.297E+06
1.25(CM+CV)-CSY	2.822E+05	-2.584E+07	2.297E+06
0.9CM+CSY	1.947E+05	-2.638E+07	2.261E+06
0.9CM-CSY	1.947E+05	-2.638E+07	2.261E+06

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 6.049E+08; L = 1700.00; As = 1045.98 mm2, se tuvo que usar 4N19+2N16, en los extremos para que cumpla el diseño.

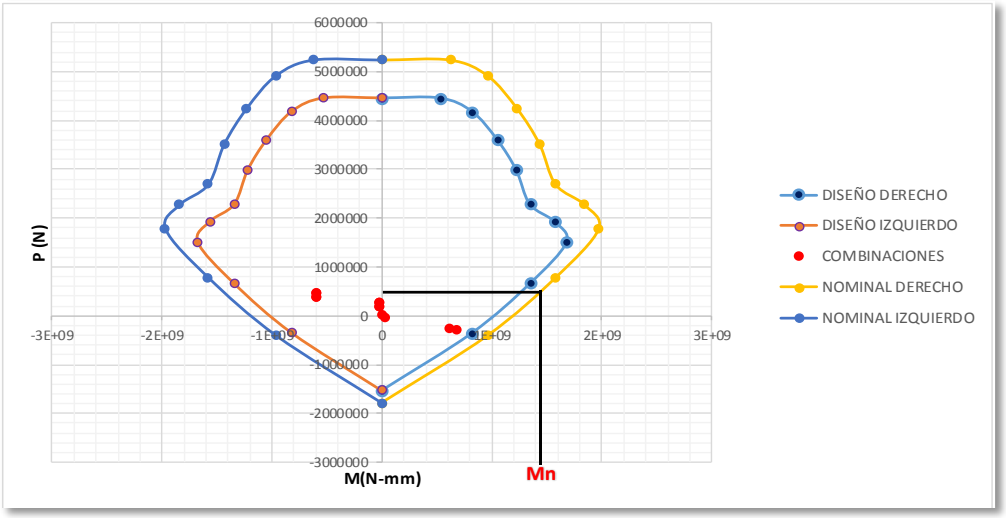


Diagrama de Iteración X5-Placa

En la figura 79 se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

Par estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondiente a los casos de cargas última

La profundidad del eje neutro "C" asociado a Mn es: C=408mm

Mientras que el C obtenido por formula resulta ser:

Δm = 7.8mm; Lm = 1700.0000 mm

Se debe de cumplir también que Δm/hm>0.005

Reemplazando en la formula tenemos:

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

C=566.667mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 1.339E+005 N

Para la carga Pu=4.961E+05N, se tiene que Mnxx=1.41E+09N-mm.

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 3.121E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.611E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 1.06E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 3.672E+05

Vn(max.) =1.281E+06

Como el aporte del acero sale negativo, solo necesita acero mínimo.

ρh = 0.0007, ρmin = 0.0025

Finalmente se coloca la cuantía mínima, ya que la cuantía requerida está por debajo del mínimo.

As = 625

Debido a que el ancho de la placa es de 250mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 312.5mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 202.86 mm

Entonces el acero horizontal será N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.0025 (Cuantía mínima)

Entonces el acero vertical será: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa, ubicad en el eje 5-5 (3ero, 5to nivel)

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	1.749E+05	-9.257E+06	8.200E+04
1.25(CM+CV)+CSX	3.075E+05	-2.212E+08	1.280E+05
1.25(CM+CV)-CSX	3.075E+05	-2.212E+08	1.280E+05
0.9CM+CSX	2.557E+05	-2.180E+08	8.300E+04
0.9CM-CSX	2.557E+05	-2.180E+08	8.300E+04
1.25(CM+CV)+CSY	1.723E+05	-1.699E+07	3.380E+05
1.25(CM+CV)-CSY	1.723E+05	-1.699E+07	3.380E+05
0.9CM+CSY	1.205E+05	-1.371E+07	2.930E+05
0.9CM-CSY	1.205E+05	-1.371E+07	2.930E+05

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 2.212+08; L = 1700.00; As = 382.54 mm2, se tuvo que usar 6N13, en los extremos para que cumpla el diseño.

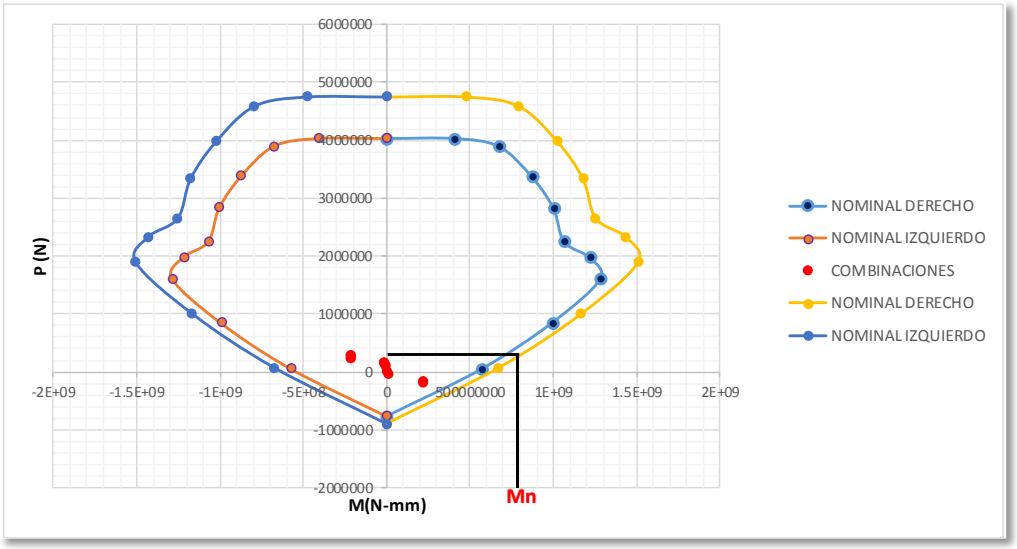


Diagrama de Iteración X5-Placa

En la figura se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 8.178E+04 N

Para la carga Pu=3.075E+05N, se tiene que Mnxx=8.00E+08N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 2.957E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 2.872E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 6.065E+04

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 3.479E+05

Vn(max.) =1.281E+06

Calculo del aporte del acero

ρh = 0.000424, ρmin = 0.0025

Como estamos por debajo del mínimo, se trabajara con el mínimo

As = 625

Debido a que el ancho de la placa es de 300mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 313.5mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 226.84 mm

Entonces el acero horizontal será: N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.00189, como sale por debajo del mínimo requerido usamos el mínimo

Entonces el acero vertical sera: N10 (3/8") @ 200mm

BLOQUE "II"

Diseño de la placa X2, ubicad en el eje 8-8 (1er, 2do piso)

Datos de la placa:

h=12750.0 mm

L=1700.0 mm

Luego la relación h/L = 7.50 > 1; por lo tanto la placa se considera esbelta y será diseñada por flexocompresion.

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	5.693E+05	-1.627E+08	1.660E+05
1.25(CM+CV)+CSX	9.213E+05	-1.499E+09	1.544E+06
1.25(CM+CV)-CSX	9.213E+05	-1.499E+09	1.544E+06
0.9CM+CSX	7.521E+05	-1.438E+09	1.487E+06
0.9CM-CSX	7.521E+05	-1.438E+09	1.487E+06
1.25(CM+CV)+CSY	6.256E+05	-4.050E+08	3.185E+06
1.25(CM+CV)-CSY	6.256E+05	-4.050E+08	3.185E+06
0.9CM+CSY	4.564E+05	-3.442E+08	3.128E+06
0.9CM-CSY	4.564E+05	-3.442E+08	3.128E+06

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 1.499E+08; L = 1870.00; As = 1535.48 mm2, se tuvo que usar 10N16, en los extremos para que cumpla el diseño.

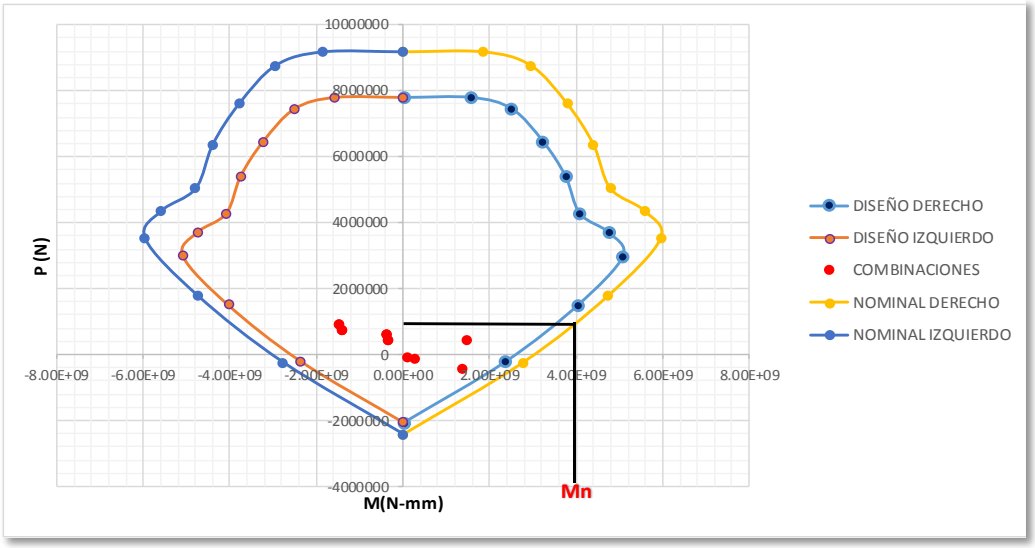


Diagrama de Iteración X2-Placa

En la figura 81 se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

Par estudiar la necesidad de confinar los bordes fue necesario calcular la profundidad del eje neutro "C" correspondiente a los casos de cargas última

La profundidad del eje neutro "C" asociado a Mn es: C=409mm

Mientras que el C obtenido por formula resulta ser:

Δm =5.608mm; Lm = 1700.0000 mm

Se debe de cumplir también que Δm/hm>0.005

Reemplazando en la formula tenemos:

$$C < \frac{L_m}{600 \times (\frac{\Delta_m}{h_m})}$$

C=623.333mm

Entonces cumple esta condición, entonces no es necesario confinar los extremos

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 2.141E+005 N

Para la carga Pu=9.213E+05N, se tiene que Mnxx=4.00E+09N-mm.

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 5.711E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 4.409E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 2.311E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 6.719E+05

Vn(max.) =2.163E+06

Como el aporte del acero sale negativo, solo necesita acero mínimo.

ρh = 0.000958, ρmin = 0.0025

Como estamos por debajo del mínimo, usamos el mínimo para calcular la cantidad de Acero necesario

As = 625

Debido a que el ancho de la placa es de 250mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 312.5mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 202.86 mm

Entonces el acero horizontal será N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.0025 (Cuantía mínima)

Entonces el acero vertical será: N10 (3/8") @ 200mm

Diseño de la placa, ubicad en el eje 5-5 (3ero, 5to nivel)

Diseño por Flexocompresión

Combinación	Pu (N)	Muxx (N-mm)	Muyy (N-mm)
1.4CM + 1.7CV	3.763E+05	-8.797E+07	3.520E+05
1.25(CM+CV)+CSX	5.689E+05	-6.725E+08	1.673E+06
1.25(CM+CV)-CSX	5.689E+05	-6.725E+08	1.673E+06
0.9CM+CSX	4.579E+05	-6.405E+08	1.568E+06
0.9CM-CSX	4.579E+05	-6.405E+08	1.568E+06
1.25(CM+CV)+CSY	3.842E+05	-2.063E+08	2.438E+06
1.25(CM+CV)-CSY	3.842E+05	-2.063E+08	2.438E+06
0.9CM+CSY	2.733E+05	-1.742E+08	2.332E+06
0.9CM-CSY	2.733E+05	-1.742E+08	2.332E+06

Cargas Mu, Pu, obtenidas del modelamiento en el ETABS, de acuerdo a la norma E.60

Se realizara una estimación para los núcleos utilizando la siguiente expresión: $M_u = \varphi \times A_s \times F_y \times 0.9 \times L$

Muxx (N-mm)= 6.725+08; L = 2780.00; As = 688.82 mm2, se tuvo que usar 4N16+2N13, en los extremos para que cumpla el diseño.

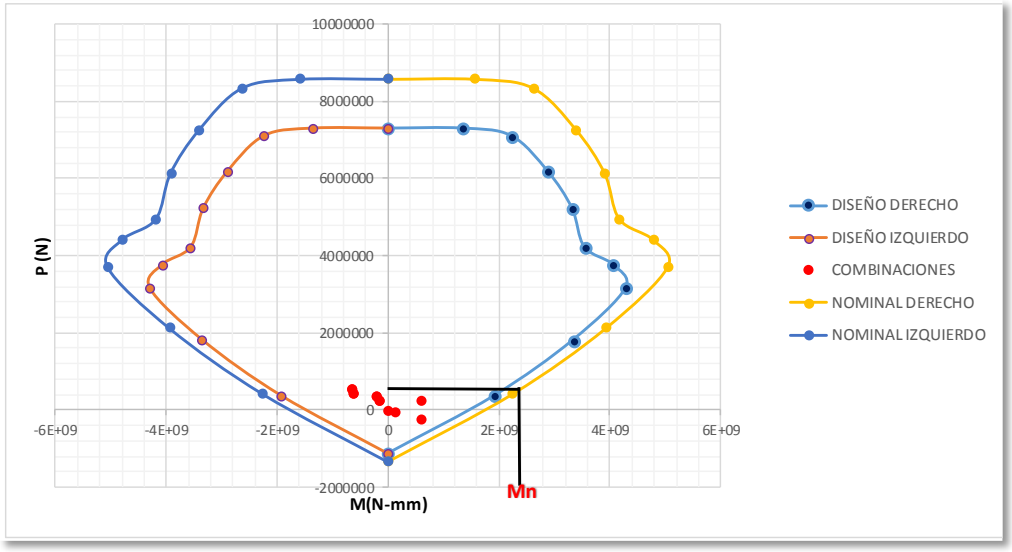


Diagrama de Iteración X5-Placa

En la figura 82 se observa que todas las combinaciones de carga caen dentro de la curva. Con lo cual el diseño es el adecuado.

<u>Diseño por corte</u>

Para la combinación "1.25 (CM+CV)+CSx" se tiene: V= 1.588E+05 N

Para la carga Pu=5.689E+05N, se tiene que Mnxx=2.20E+09N-mm

Con lo cual calculamos la fuerza cortante de diseño:

$$Vu_{diseño} = V_u \times (\frac{M_n}{M_u})$$

Vu(diseño)= 5.196E+05N

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia.

α=0.53, ya que: hm/lm ≥ 2

Vc = 4.409E+05 N

Luego calculamos el aporte del acero:

Vs = 1.704E+05

Verificando el límite dispuesto en la Norma para Vn:

Vn = 6.112E+05

Vn(max.) =2.163E+06

Calculo del aporte del acero

ρh = 0.000424, ρmin = 0.0025

Como estamos por debajo del mínimo, se trabajara con el mínimo

As = 625

Debido a que el ancho de la placa es de 300mm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara le corresponde 313.5mm2/mm.

Asumiendo N10 (3/8") 226.84 mm

Entonces el acero horizontal será: N10 (3/8") @ 0.20m

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{H}{L}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

ρv = 0.00189, como sale por debajo del mínimo requerido usamos el mínimo

Entonces el acero vertical será: N10 (3/8") @ 200mm

10.03.07 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN O CIMENTACIÓN CORRIDA, DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO Y TIPO DE SUELO DE FUNDACIÓN.

10.03.07.01 CIMIENTO CORRIDO

La cimentación es el encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio. Su objetivo es hacer que la presión del suelo pueda ser resistida por este.

Se ha diseñado la cimentación de tal forma que la presión que se ejerce sobre el suelo no sea mayor a 0.18N/mm2.

Existen características propias para el pre dimensionamiento y diseño de un cimiento corrido como:

- Al tener una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro, desaparece el concepto de cortante en dos direcciones (punzo amiento), por lo que bastara calcular la cortante en una dirección y luego flexión en la misma dirección.
- Al tener cimientos corridos volados muy pequeños, no se llega a producir el efecto de cortante en una dirección, puesto que este produce la falla a “d” de la cara, entonces se calculó con el cortante a la cara.
- El edificio en cuestión está estructurado principalmente por placas estructurales en la dirección “x” y muros de ductilidad limitada en la dirección “y” los cuales resisten el sismo en las dos direcciones, por ende momentos importantes de sismo los cuales se deberán de tomar en cuenta en el cálculo del ancho del cimiento corrido.

El estudio de mecánica de suelos del terreno en estudio, muestra las siguientes características del suelo:

- Clasificación del suelo, Grava arcillosa (GC)
- Presión admisible de 0.18N/mm3
- Profundidad mínima de cimentación: 1500mm
- Peso unitario del suelo: 0.000185N/mm3
- Angulo de fricción interna del suelo: 24.60°
- Cohesión del suelo: 0.008N/mm2

Características generales de la cimentación corrida.

- Para este caso de estudio la cimentación tiene una profundidad mínima de cimentación de mm de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.
- La resistencia del concreto es: f´c= 100kg/cm2 + 30%PG

Pasos a seguir para hallar las dimensiones del cimiento son los siguientes:

- Obtener las cargas totales de servicio (cargas de gravedad y sismo) " P" transmitida a la cimentación.
- Asignación preliminar de las dimensiones en planta del cimiento, ancho "B" y largo "L".
- Calculo del peso propio del cimiento "pp", con sus dimensiones preliminares.
- Comprobar si las dimensiones asignadas, garantizan que el cimiento transmita u esfuerzo menor que el σadm(para cargas de gravedad) y menor que 1,3 σadm para cargas de sismo). Se considera como FS= 1,3 ya que el suelo no está gobernado por corte, sino or asentamiento, en condiciones temporales.
- Se debe de cumplir la siguiente desigualdad para cimientos rectangulares

<u>Para cargas de gravedad</u>

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

<u>Para cargas de sismo</u>

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

ANALSANDO EL BLOQUE "I"

MURO X1 (PLACA)

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 8000mm

Longitud de cimentación = 1700mm

Pp=4.90E05N

P(carga de servicio) = 2.89E+05N

M = 2.60E+05N-mm

M(sismo en x-x) = 6.74E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.0573 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.232 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 8000mm

MURO X2 (PLACA)

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1300mm

Longitud de cimentación = 1700mm

Pp=7.96E04N

P(carga de servicio) = 2.45E+05N

M = 1.88E+07N-mm

M(sismo en x-x) = 4.44E+07N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.177 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.2178 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1300mm

MURO X3 (PLACA)

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 6200mm

Longitud de cimentación = 1870mm

Pp=4.17E05N

P(carga de servicio) = 5.28E+05N

M = 1.06E+07N-mm

M(sismo en x-x) = 5.49E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.084 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.233 ≤ 0.234, cumple

MURO Y1

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1000mm

Longitud de cimentación = 12150mm

Pp=4.37E05N

P(carga de servicio) = 1.30E+06N

M = 4.27E+08N-mm

M(sismo en Y-Y) = 8.78E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.16 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.178 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1000mm.

MURO Y2

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 700mm

Longitud de cimentación = 12150mm

Pp=3.06E05N

P(carga de servicio) = 1.06E+06N

M = 2.65E+08N-mm

M(sismo en Y-Y) = 8.07E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.176 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.208 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 700mm.

Se puede observar que el ancho de la cimentación es demasiado para el área en planta de la edificación, lo cual resultaría antieconómico, ya que la profundidad mínima de cimentación es de 1500mm. Otra alternativa era conectarlas y que trabaje de manera conjunta de tal forma de disminuir el ancho de la cimentación.

Para cargas de gravedad

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq \sigma_{adm}$$

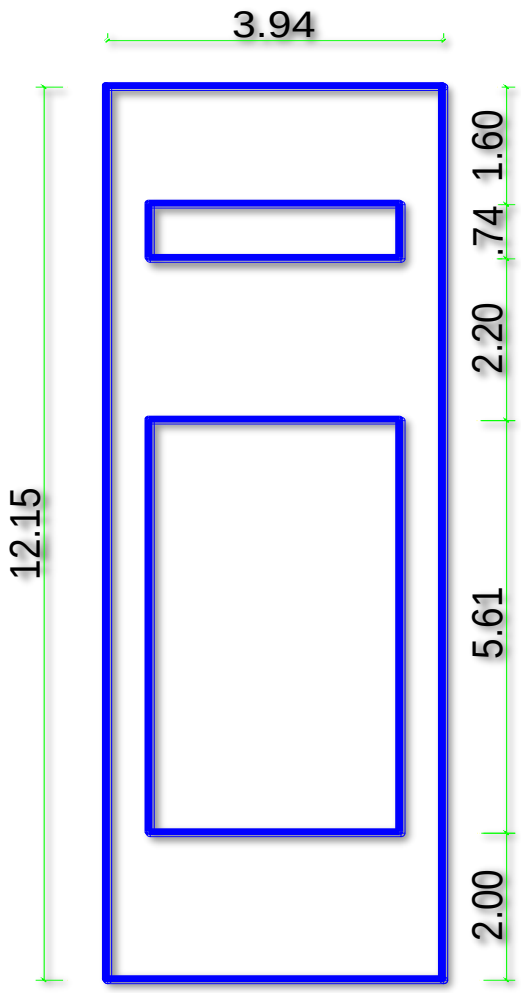
Para cargas de sismo

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{Area} + \frac{M_x \times C_x}{I_y} + \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq 1.3x\sigma_{adm}$$

Para efectos de sismo como explicado anteriormente, debido a la existencia de momentos importantes en la base de las placas, para disminuir se hará trabajar de manera conjunta el cimiento corrido. Dicho análisis se hará para cargas de gravedad y de sismo.

En la siguiente figura mostramos el cimiento de las placas y la forma en la que han sido conectados.

En la siguiente figura mostramos el cimiento de las placas y la forma en la que han sido conectados.



Bloque "I"

Propiedades de la sección:

Área: A= 29201300mm2

Centroide: Cx= 1970mm; Cy= 6487

Inercia: Ix= 4.77378E+14mm4; Iy= 4.84793E+13mm4

Cargas de gravedad en servicio

Cargas de gravedad en servicio	CV +0.25CV	Mxcm (N-mm)	Mxcv (N-mm)	Mycm (N-mm)	Mycv (N-mm)
	1.5460E+06 N	142384400	30228000	89479000	25143000
		172612400		**114622000**	

Cargas de sismo en la dirección X-X

Cargas de sismo en la direccion X-X	Pux	Pserv.x (N)	Mu.x (N-mm)	**Mserv.x (N-mm)**
	3759890	2714900	2415480000	2029380000

Cargas de sismo en la dirección Y-Y

Cargas de sismo en la direccion Y-Y	Puy	Pserv.y (N)	Mu.y (N-mm)	**Mserv.y (N-mm)**
	2599490	2427290	1393920000	1140486000

Asumiendo un ancho de cimentación de: 1000mm

Con los datos obtenidos, calculamos lo siguiente:

p.p = 7.01E+05N

Pterreno = 1.57E+05N

Carga Total = 3.27E+06N

<u>Análisis por cargas de gravedad</u>

$$\sigma_{act} = 0.124 \leq 0.18$$

$$\sigma_{act} = 0.124 \leq 0.18, \boldsymbol{CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo X-X</u>

$$\sigma_{act} = 0.299 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.299 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo Y-Y</u>

$$\sigma_{act} = 0.223 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.223 \leq 0.234,\ \boldsymbol{CUMPLE}$$

ANALSANDO EL BLOQUE "II"

MURO Y1

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1100mm

Longitud de cimentación = 2740mm

Pp=1.09E05N

P(carga de servicio) = 2.59E+05N

M = 1.35E+07N-mm

M(sismo en Y-Y) = 1.53E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.131 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.232 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1100mm.

MURO Y2

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1100mm

Longitud de cimentación = 2660mm

Pp=1.05E05N

P(carga de servicio) = 2.62E+05N

M = 1.83E+07N-mm

M(sismo en Y-Y) = 1.39E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.139 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.233 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1300mm.

MURO Y3

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1200mm

Longitud de cimentación = 6270mm

Pp=2.71E05N

P(carga de servicio) = 7.17E+05N

M = 2.17E+08N-mm

M(sismo en Y-Y) = 7.14E+08N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.159 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.222 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1200mm.

MURO X1

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 1300mm

Longitud de cimentación = 1360mm

Pp=6.36E04N

P(carga de servicio) = 1.47E+05N

M = 5.19E+06N-mm

M(sismo en X-X) = 4.20E+07N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.132 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.224 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 1000mm.

MURO X2 (PLACA)

Datos asumidos de la cimentación:

Profundidad de cimentación= 1500mm

Ancho de cimentación = 6400mm

Longitud de cimentación = 2870mm

Pp=6.61E05N

P(carga de servicio) = 5.69E+05N

M = 1.63E+08N-mm

M(sismo en X-X) = 1.45E+09N-mm

Análisis por cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq \sigma_{adm}$$

σ= 0.0855 ≤ 0.18, cumple

Análisis para sismo

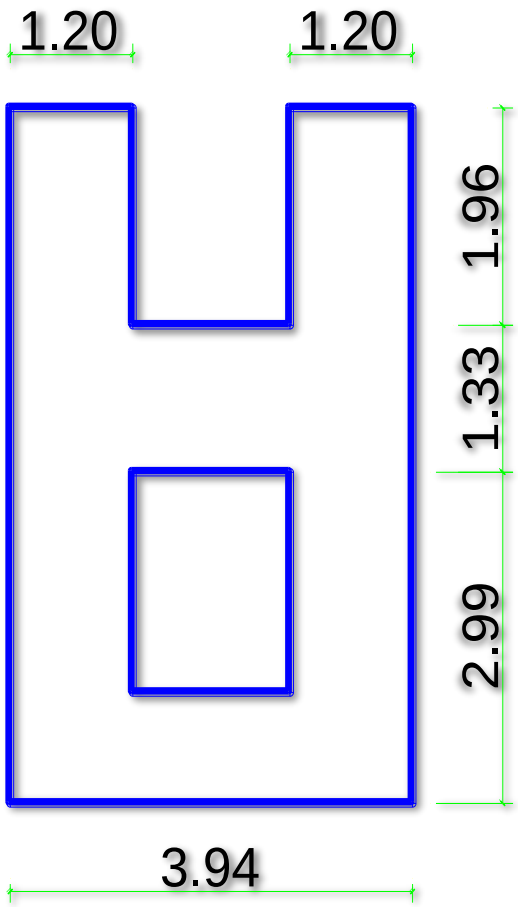
$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p}{BXL} \mp \frac{6 \times M}{B \times L^2} \leq 1{,}3x\sigma_{adm}$$

σ= 0.233 ≤ 0.234, cumple

En este caso se trató de que cumpla incrementando el ancho de cimentación, cumplía incrementando hasta 6400mm.

Como se puede apreciar el ancho de cimentación es demasiado, al igual que el Bloque I, otra opción era conectar la cimentación para que trabaje en conjunto.

Se optó por conectar el cimiento corrido, esto con el fin de que trabajen en conjunto, ya que se tienen momentos relativamente grandes en comparación con las cargas verticales, lo cual provoca que tengamos excentricidades que caen fuera del área de la placa.



Bloque "II"

Propiedades de la sección:

Área: A= 18634800mm2

Centroide: Cx= 1970mm; Cy= 2977

Inercia: Ix= 6.05393E+13mm4; Iy= 3.07691E+13mm4

Cargas de gravedad en servicio

Cargas de gravedad en servicio	CV +0.25CV	Mxcm (N-mm)	Mxcv (N-mm)	Mycm (N-mm)	Mycv (N-mm)
	1.5460E+06 N	142384400	30228000	89479000	25143000
		172612400		**114622000**	

Cargas de sismo en la dirección X-X

Cargas de sismo en la direccion X-X	Pux	Pserv.x (N)	Mu.x (N-mm)	**Mserv.x (N-mm)**
	2601639	1735463	2162347000	1886344000

Cargas de sismo en la dirección Y-Y

Cargas de sismo en la direccion Y-Y	Puy	Pserv.y (N)	Mu.y (N-mm)	**Mserv.y (N-mm)**
	2119660	1562300	1727814000	1522938000

Asumiendo un ancho de cimentación de: 1000mm

Con los datos obtenidos, calculamos lo siguiente:

p.p = 4.47E+05N

Pterreno = 8.70E+04N

Carga Total = 2.08E+06N

<u>Análisis por cargas de gravedad</u>

$$\sigma_{act} = 0.128 \leq 0.18$$

$$\sigma_{act} = 0.128 \leq 0.18, \boldsymbol{CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo X-X</u>

$$\sigma_{act} = 0.342 \leq 0.234$$

$$\sigma_{act} = 0.342 \leq 0.234, \boldsymbol{NO\ CUMPLE}$$

<u>Análisis por sismo Y-Y</u>

$$\sigma_{act} = 0.287 \leq 0.234$$

$\sigma_{act} = 0.287 \leq 0.234,\ \boldsymbol{CUMPLE}$

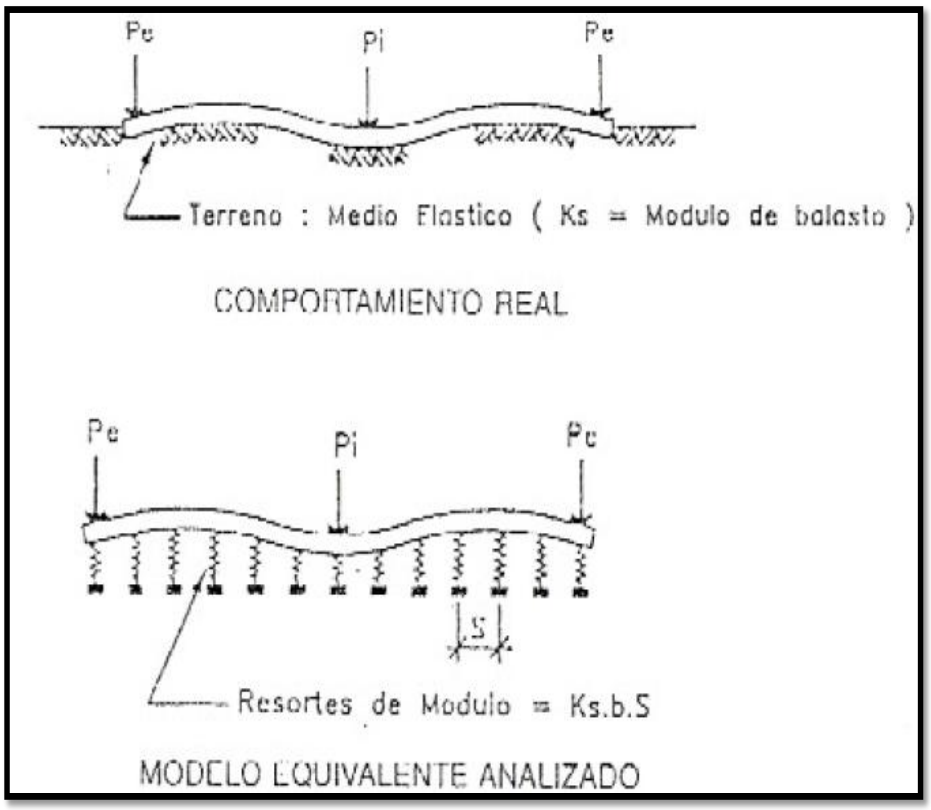
Luego de los cálculos efectuados se observa que el área de la cimentación, es grande en comparación al área total, por lo cual se decide realizar la cimentación mediante plateas de cimentación, ya que no cumple con la condición de diseño. Bloque "II" se puede observar que necesita un ancho de cimentación de 1000mm, y como el área es pequeño igual los demás muros ocuparan un área en más del 50% del área total, por lo cual en ambos bloque se decide usar platea de cimentación.

10.03.07.02 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

La platea de cimentación es un tipo de cimentación usada comúnmente en edificios los cuales usan muros portantes de concreto armado, en este caso se usan muros de ductilidad limitada.

Comportamiento e idealización de la platea de cimentación

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante (módulo de balasto). La cual se deforma ante la acción de las cargas ejercidas provenientes de los muros. Estas presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal como se puede ver en la siguiente figura.



Comportamiento de la platea e idealización del suelo.

Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación en base a muros portantes)

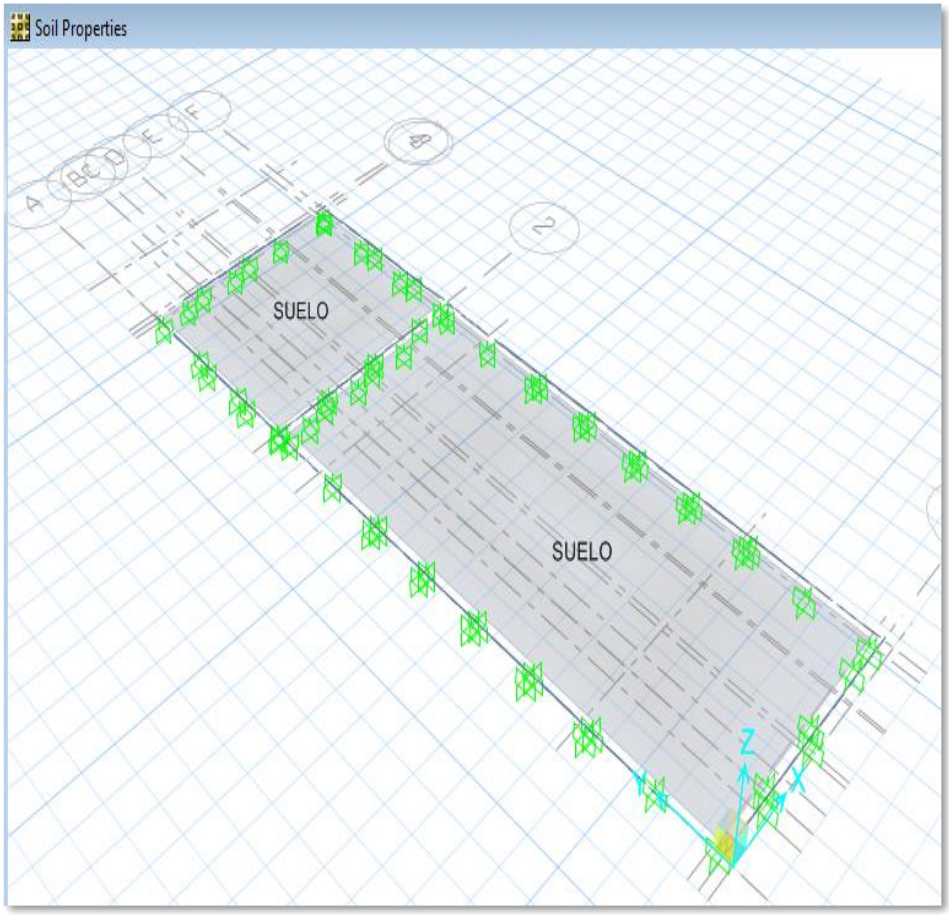
Se realizó el modelamiento mediante el software SAFE 2014, el cual emplea método de elementos finitos para poder obtener las presiones actuantes del terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación.

En el modelamiento se considera al suelo sobre el cual se va a cimentar como un conjunto de resortes uniformemente distribuidos bajo toda la superficie. La rigidez de estos resortes (k) es igual al módulo de balasto (Winkler), también conocido como módulo de reacción de la subrasante.

Las cargas que llegan a la platea de cimentación, fueron exportadas del ETABS 2014, el cual tiene la opción de exportar el modelo con todas las cargas y distorsiones que llegan a la base de la estructura

DISEÑO DE LA PLATEA DE CIEMENTACIÓN DEL BLOQUE "I" ALBAÑILERÍA CONFINADA

En la figura se muestra el modelo estructural del Bloque "I"



Modelo en 3d de la platea de cimentación.

De acuerdo al análisis de suelo realizado, el tipo de suelo que le corresponde es Grava arcillosa (GC) con una presión admisible de 1.8kg/mc2 (0.18Mpa), a 1.5m de profundidad

La presión admisible del suelo se incrementara en 30% según lo indicado en la norma E.060 en el artículo 15.2.4, esto es aplicable solo para los casos de carga que incluyan los efectos sísmicos.

Para obtener el coeficiente de Balasto, de acuerdo a la figura para un esfuerzo admisible de 1.8kg/cm2(0.18Mpa) el módulo de balasto será de 3.64kg/cm3.

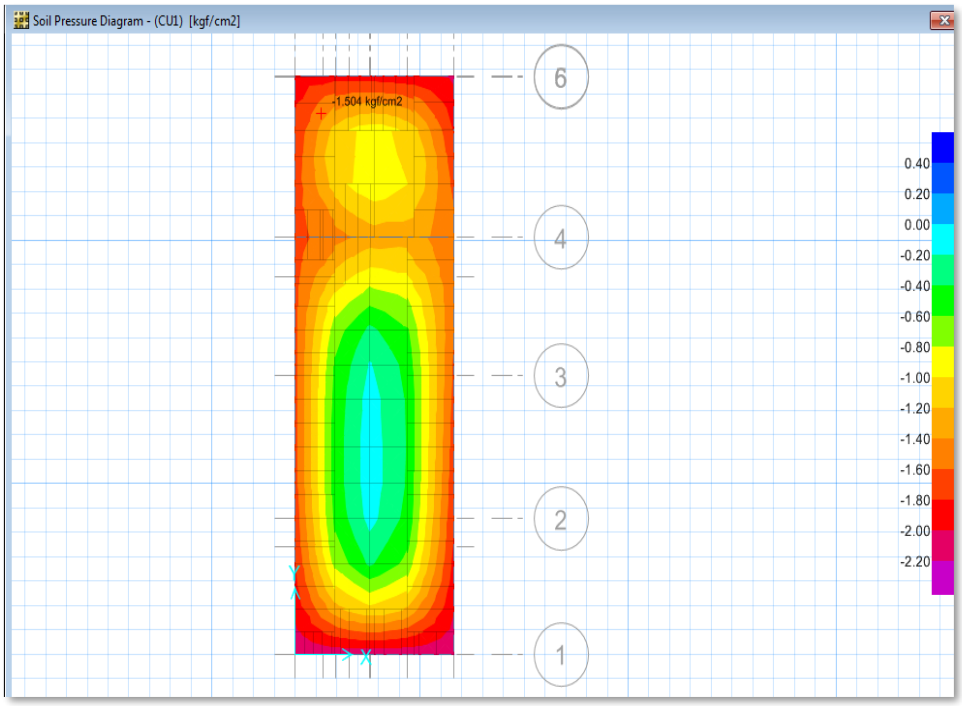
Modulo de Reaccion del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)	Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)	Esf Adm (Kg/Cm^2)	Winkler (Kg/Cm^3)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Valores del módulo del suelo (balasto) en función de la resistencia admisible del suelo.

(Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría: Iteración Suelo estructuras: Semiespacio de Winkler, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España 1993).

Verificación de la presión admisible del suelo, en la figura 86 se muestra las presiones del suelo obtenidas del análisis en el software SAFE, debido a cargas de gravedad y sismo, donde se puede apreciar que están por debajo de la presiona admisible del suelo, 1.8kg/cm2, con los cual el diseño es correcto, para un espesor de losa de 200mm, con el cual se modelo la platea de cimentación. Dicha platea se modelo con vigas de borde que de acuerdo a la Norma para edificios de Muros de Ductilidad Limitada, en el inciso 5.2 indica que las plateas deberán de tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600mm en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la loza en zonas interiores. En este diseño se optó por colocar vigas de 250mmx850mm (sentido longitudinal) y 350x1000mm (sentido transversal), el peralte se eligió de 850mm debido a que la profundidad mínima indicada en el estudio de suelos es de 1500mm.



Presion en el suelo debido a cargas de gravedad.

Diseño por flexión y por cortante, platea de cimentación

Para diseñar la platea de cimentación en todos los casos se hizo el uso del programa safe, los valores con los que se diseñaron se obtuvieron de manera directa, ya que el programa de manera interna diseña el refuerzo de losas y vigas, toda las cargas con sus respectivas distorsiones de sismo en los dos ejes se exportaron del ETBS 2013, al safe.

La altura de la platea de cimentación es de 200mm, y de las vigas de borde intermedias son de: 250mmx850mm.

Para el diseño se utilizó la envolvente de diseño, el cual está compuesta de las siguientes combinaciones de carga:

1.4CM+1.7CV

1.25CM+1.25CV+/-SISMO X

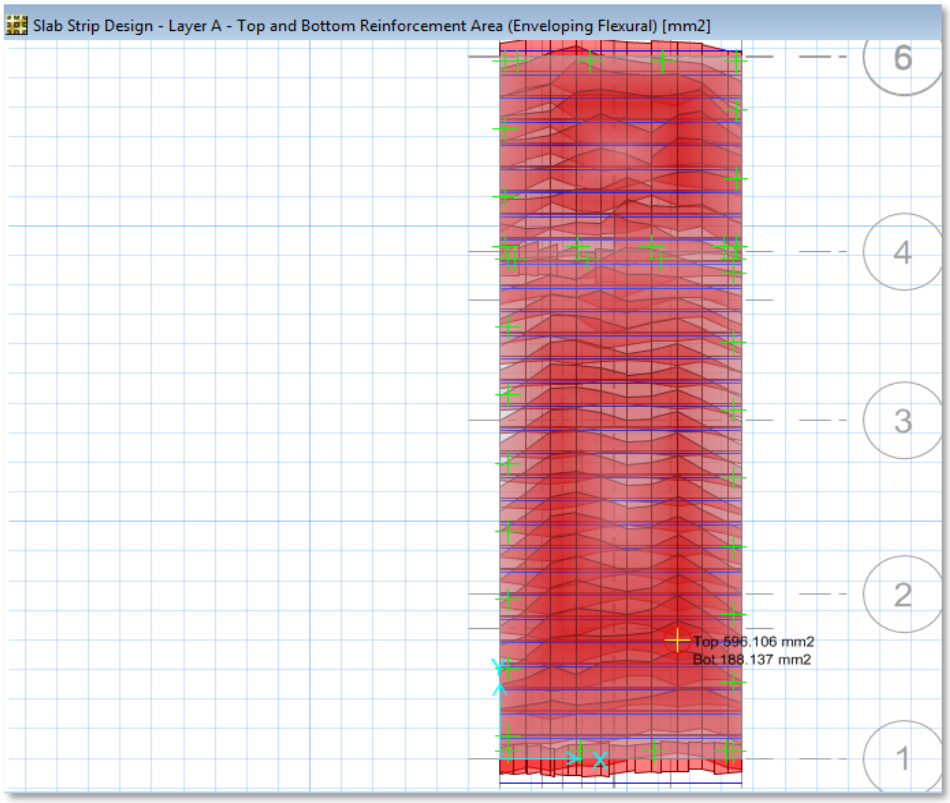
1.25CM+1.25CV+/-SISMO Y

0.9CM+/-SISMO X

0.9CM+/-SISMO Y

Para que el programa realice un mejor diseño, se le asigno franjas de diseño de 40mm, en ambas direcciones. A continuación mostramos las franjas de diseño asignadas a la platea de cimentación, en

donde se muestra el acero tanto en la parte superior como inferior de la platea de cimentación, de todos ello se eligió el mayor tanto en la parte inferior como en la parte superior.



Franja de diseño en la dirección X-X, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

Calculo del refuerzo en la platea de cimentación

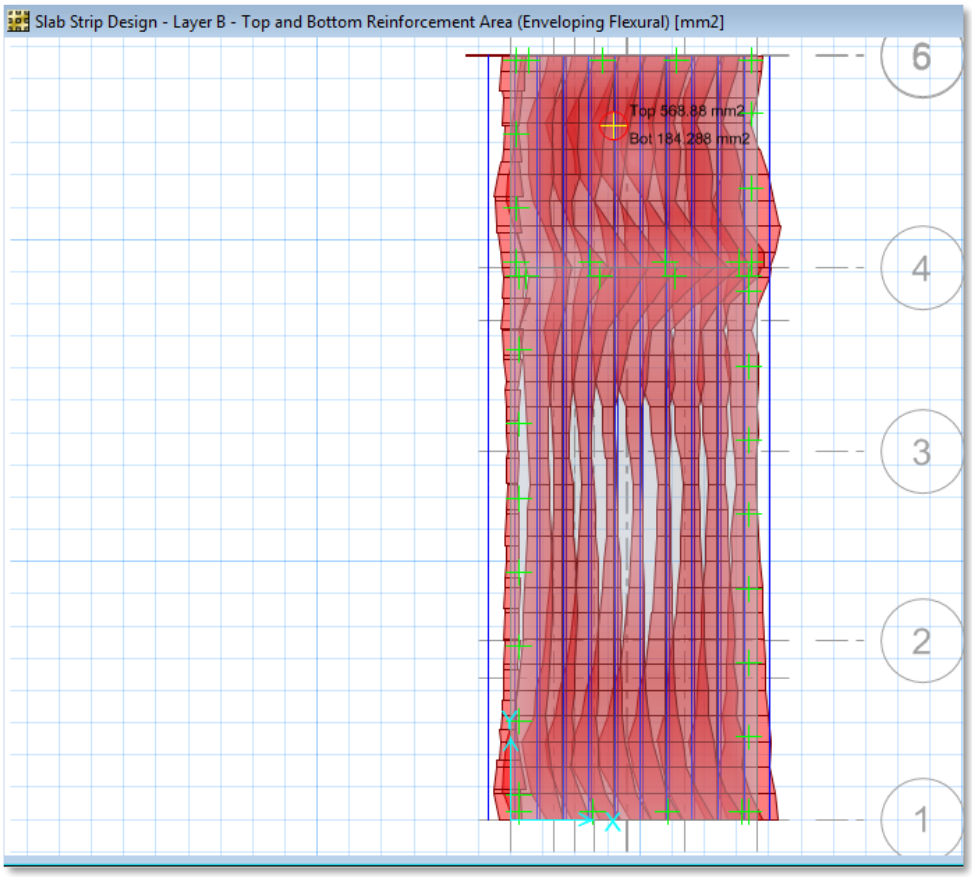
Datos de diseño de la platea:

Bw = 1000.00 mm

h = 200.00 mm

d = 150.00 mm

	DIRECCION X-X	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	188.137	596.1
As (mínimo mm2)	360.0595189	360.0595189
Varillas (φ)	N10 @200mm	N13 @200mm



Franja de diseño en la dirección Y-Y, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

Refuerzo en la platea de cimentación eje Y-Y

	DIRECCION Y-Y	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	184.288	568.88
As (mínimo mm2)	360.0595189	360.0595189
Varillas (φ)	N13 @200mm	N13 @200mm

También se hiso la verificación para el diseño por fuerza cortante, de la platea de cimentación

Vux= 2.96E+04N

Vuy =5.27+04N

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

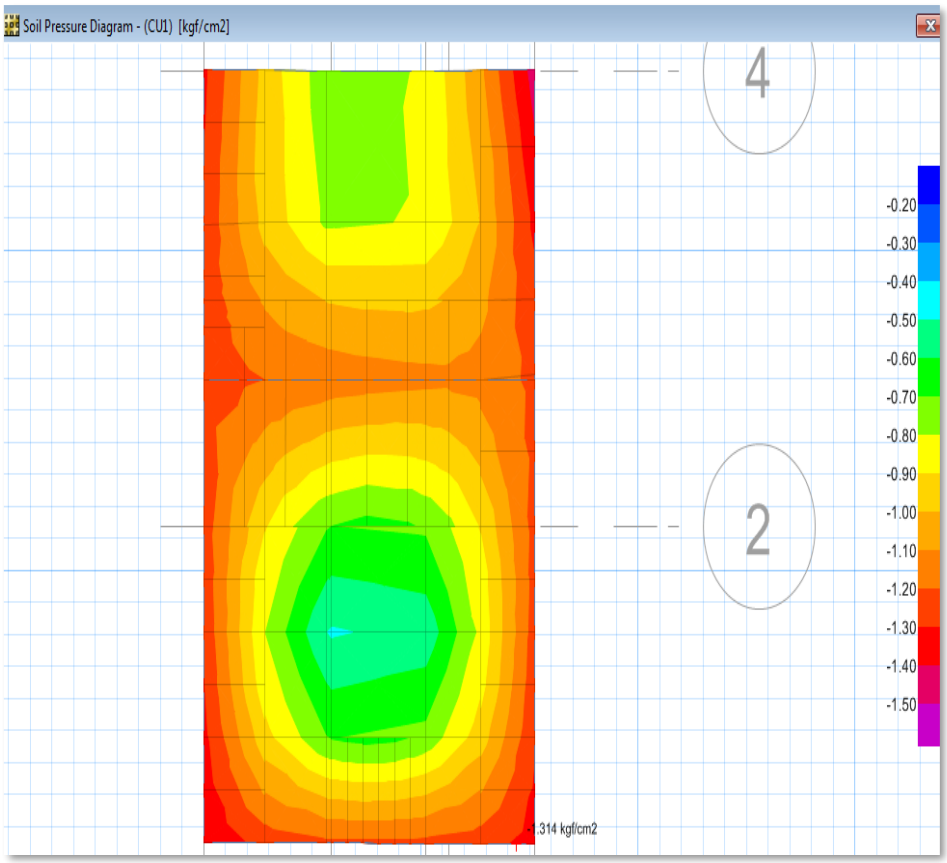
φXVc = 9.933E+04 N

En todo los casos se puede observar que la cortante actuante es menor que la requerida.

φXVc> Vux > Vuy

DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN DEL BLOQUE "II"

Verificación de la presión admisible del suelo, en la figura 89 se muestra las presiones del suelo obtenidas del análisis en el software SAFE, debido a cargas de gravedad y sismo, donde se puede apreciar que están por debajo de la presiona admisible del suelo, 1.8kg/cm2, con los cual el diseño es correcto, para un espesor de losa de 200mm, con el cual se modelo la platea de cimentación. Dicha platea se modelo con vigas de borde que de acuerdo a la Norma para edificios de Muros de Ductilidad Limitada, en el inciso 5.2 indica que las plateas deberán de tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600mm en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la loza en zonas interiores. En este diseño se optó por colocar vigas de 250mmx850mm, en el sentido longitudinal y de 350x1000mm en el sentido transversal (debido a que existen placas de 250mm, que hacen necesario ampliar más el ancho de la viga de cimentación) el peralte que se le impuso a la viga fue debido a que la profundidad mínima indicada en el estudio de suelos es de 1500mm.



Presion en el suelo debido a cargas de gravedad.

Diseño por flexión y por cortante, platea de cimentación

Para diseñar la platea de cimentación en todos los casos se hizo el uso del programa safe, los valores con los que se diseñaron se obtuvieron de manera directa, ya que el programa de manera interna diseña el refuerzo de losas y vigas, toda las cargas con sus respectivas distorsiones de sismo en los dos ejes se exportaron del ETBS 2013, al safe.

La altura de la platea de cimentación es de 200mm, y de las vigas de borde intermedias son de: 250mmx850mm.

Para el diseño se utilizó la envolvente de diseño, el cual está compuesta de las siguientes combinaciones de carga:

1.4CM+1.7CV

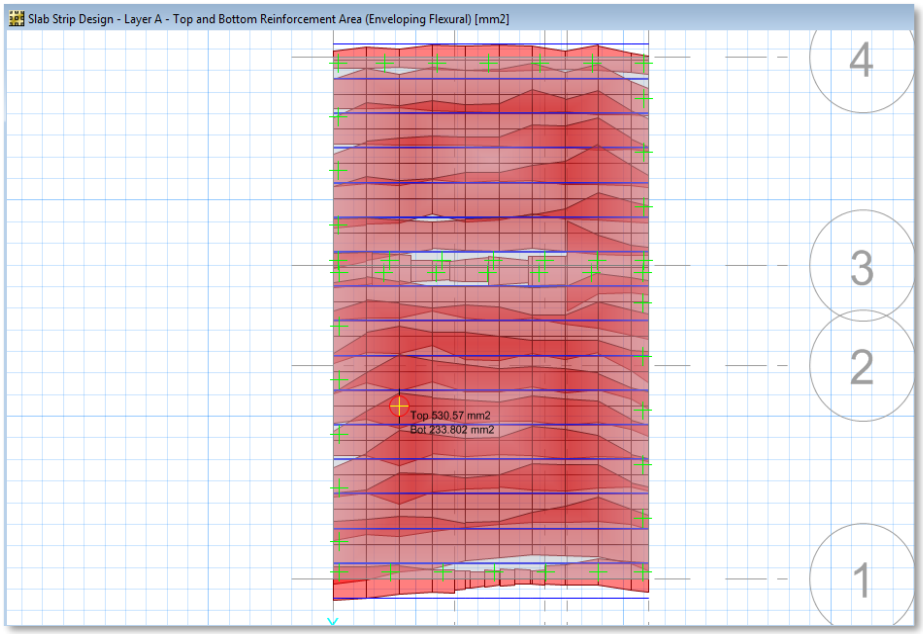
1.25CM+1.25CV+/-SISMO X

1.25CM+1.25CV+/-SISMO Y

0.9CM+/-SISMO X

0.9CM+/-SISMO Y

Para que el programa realice un mejor diseño, se le asigno franjas de diseño de 40mm, en ambas direcciones. A continuación mostramos las franjas de diseño asignadas a la platea de cimentación, en donde se muestra el acero tanto en la parte superior como inferior de la platea de cimentación, de todos ello se eligió el mayor tanto en la parte inferior como en la parte superior.



Franja de diseño en la dirección X-X, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior

Calculo del refuerzo en la platea de cimentación

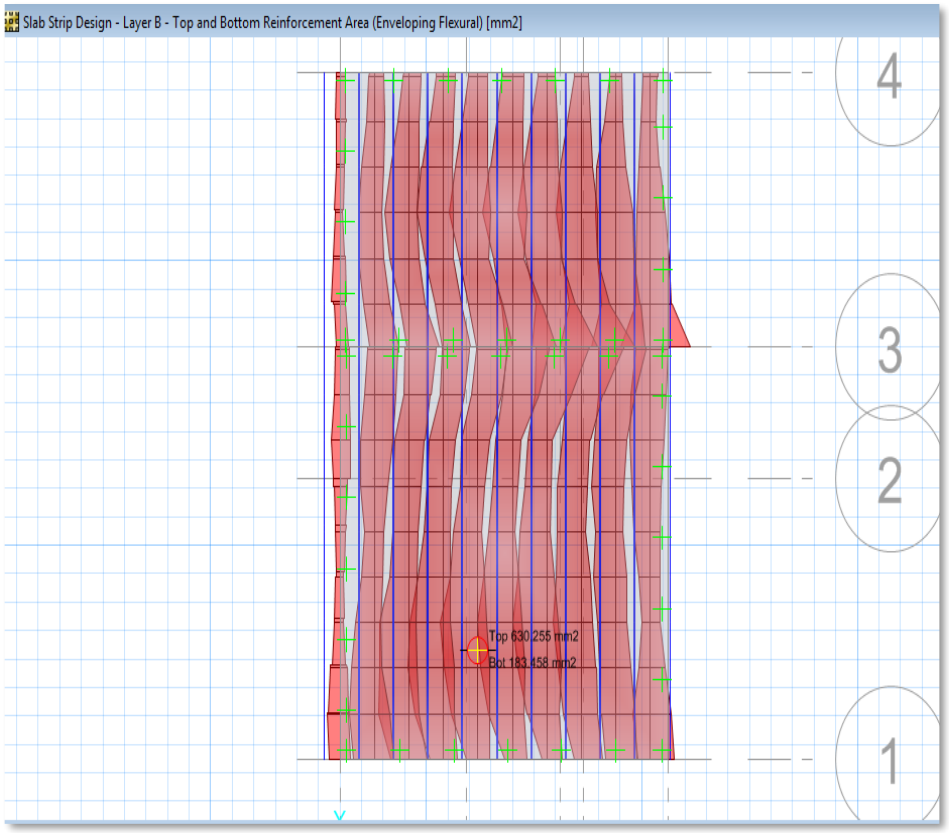
Datos de diseño de la platea:

Bw = 1000.00 mm

h = 200.00 mm

d = 150.00 mm

	DIRECCION X-X	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	233.802	530.57
As (mínimo mm2)	360.0595189	360.0595189
Varillas (φ)	N10 @200mm	N13 @200mm



Franja de diseño en la dirección Y-Y, con el refuerzo calculado en la parte superior e inferior.

	DIRECCION Y-Y	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
As (calculado mm2)	183.458	630.255
As (mínimo mm2)	360.0595189	360.0595189
Varillas (φ)	N10@200mm	N13 @200mm

También se hiso la verificación para el diseño por fuerza cortante, de la platea de cimentación

Vux= 5.23+04N

Vuy =3.498E+04N

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

φXVc = *9.933E+04 N*

En todo los casos se puede observar que la cortante actuante es menor que la requerida.

φXVc> Vux > Vuy

10.03.08 <u>DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN</u>

<u>DISEÑO POR FLEXIÓN</u>

El diseño de vigas de cimentación se realiza siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo 11 de la Norma E-060 para vigas de sección rectangular

Para este caso de diseño se consideró una resistencia a la compresión del concreto, para diseño de 21Mpa.

<u>Refuerzo mínimo por flexión</u>

El acero mínimo está definido mediante la siguiente expresión:

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}22 * \sqrt{f_c^{'}} * bw * d}{f_y}$$

De acuerdo a los lineamientos establecidos en el capítulo 13 de la Norma E-060, el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante debra basarce en la expresión.

Vu≤φxVn

La resistencia Vn estará conformada por la contribución del concreto Vc y por la contribución del acero Vs.

En el artículo 11.3.1.1 se define la contribución del concreto en la resistencia al corte para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi * 0{,}17 * \sqrt{f_c^{'}} * b_w \times d$$

En la platea superficial de cimentación se tiene vigas exteriores e interiores, en las exteriores se consideró vigas de 250x850mm, y en las interiores y donde estarán las placas estructurales se consideró de 350x1000mm, debido al ancho de 250mmm, también debido a que estas vigas son las más exigidas, para evitar la congestión de acero tanto de las placas como de la viga se decidió incrementar la sección de la viga como la indicada anteriormente.

Diseño por flexión

"BLOQUE I"

DISEÑO POR FLEXIÓN								
BLOQUE I								
VIGA	Ancho (bw mm)	Altura (h mm)	d (mm)	Mu (N-mm)	As (calculado mm2)	a (mm)	As (min. mm2)	Varilla usada
Eje A-A, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.7114E+08 N-mm	590.5483462	66.69722498	438.2504901	5N13
				M (-) 1.7719E+08 N-mm	612.4114623	69.16647104	438.2504901	5N13
Eje E-E, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.1121E+08 N-mm	377.8437992	42.67412321	438.2504901	4N13
				M (-) 1.2609E+08 N-mm	430.0082863	48.56564174	438.2504901	4N13
Eje 1-1, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.3963E+07 N-mm	46.32376302	5.231860294	438.2504901	4N13
				M (-) 1.4763E+07 N-mm	48.98718472	5.532670274	438.2504901	4N13
Eje 4-4, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 1.1085E+08 N-mm	312.8439145	25.2378284	728.5914398	4N16
				M (-) 6.0544E+08 N-mm	1827.841863	147.4561503	728.5914398	9N16
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 4.3660E+08 N-mm	1286.040405	103.7477974	728.5914398	7N16
				M (-) 5.3428E+08 N-mm	1595.964411	128.7500702	728.5914398	8N16

"BLOQUE II"

BLOQUE II								
Eje A-A, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 2.9988E+07 N-mm	99.86904806	11.27932778	438.2504901	4N13
				M (-) 4.0763E+07 N-mm	136.1042289	15.37177174	438.2504901	4N13
Eje E-E, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.1999E+08 N-mm	408.5671515	46.14405476	438.2504901	4N13
				M (-) 1.7430E+08 N-mm	601.9675936	67.98692822	438.2504901	5N13
Eje6-6, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.5488E+07 N-mm	51.401782	5.805377732	438.2504901	4N13
				M (-) 1.9450E+07 N-mm	64.61348204	7.297522677	438.2504901	4N13
Eje 8-8, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	M(+) 7.2801E+08 N-mm	2240.454431	180.7425424	728.5914398	8N19
				M (-) 1.0660E+09 N-mm	3483.874647	281.0520724	728.5914398	12N19
Eje 9-9, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	M(+) 1.1921E+08 N-mm	405.848002	45.83695081	438.2504901	4N13
				M (-) 3.0114E+08 N-mm	1077.828414	121.7312091	438.2504901	6N16

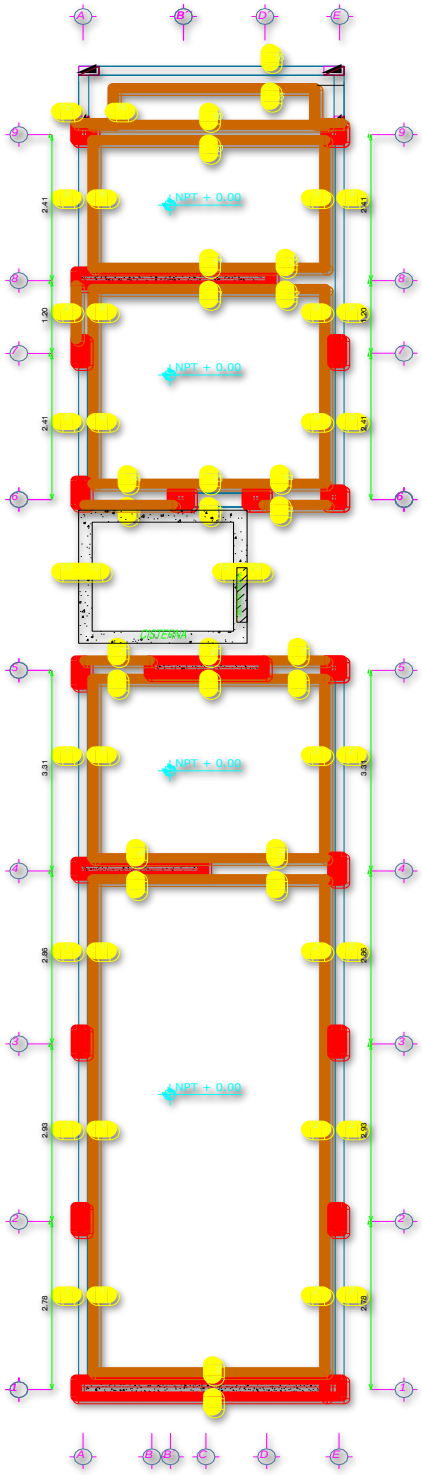
Diseño por Corte

"BLOQUE I"

VERIFICACIÓN POR CORTANTE									
BLOQUE I									
VIGA	Ancho (bw mm)	Altura (h mm)	d (mm)	Vu (N)	Vc (N)	Vs (N)	Av	S	
Eje A-A, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	2.489E+05 N	1.324E+05 N	1.604E+05 N	Av= 64.00 mm2	134.08 mm	N8@250mm
Eje E-E, entre 1-1, 5,5	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	2.805E+05 N	1.324E+05 N	1.975E+05 N	Av= 64.00 mm2	108.87 mm	N8@250mm
Eje 1-1, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	6.110E+04 N	1.324E+05 N	-6.055E+04 N		minimo	N8@250mm
Eje 4-4, entre A-A, E-E	350.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	3.431E+05 N	1.854E+05 N	2.182E+05 N	Av= 71.00 mm2	109.32 mm	N10@150mm
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	4.312E+05 N	2.202E+05 N	2.871E+05 N	Av= 71.00 mm2	98.67 mm	N10@150mm
Eje 5-5, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	4.312E+05 N	2.202E+05 N	2.871E+05 N	Av= 71.00 mm2	98.67 mm	N10@150mm

"BLOQUE II"

BLOQUE II									
Eje A-A, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	5.838E+04 N	1.324E+05 N	-6.375E+04 N		minimo	N8@250mm
Eje E-E, entre 6-6,9-9	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	1.395E+05 N	1.324E+05 N	3.173E+04 N	Av= 64.00 mm2	688.35 mm	N8@250mm
Eje 6-6, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	1.556E+04 N	1.324E+05 N	-1.141E+05 N		minimo	N8@250mm
Eje 8-8, entre A-A, E-E	350.00 mm	1000.00 mm	950.00 mm	7.848E+05 N	2.202E+05 N	7.031E+05 N	Av= 127.00 mm2	72.07 mm	N13@150mm
Eje 9-9, entre A-A, E-E	250.00 mm	850.00 mm	800.00 mm	2.335E+05 N	1.324E+05 N	1.423E+05 N	Av= 127.00 mm2	299.94 mm	N10@250mm



Esquema en planta – platea de cimentación

10.03.09 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

ESCALERA

CONSIDERACIONES INICIALES

Los Valores propuestos son los siguientes:

Ln = 2240 mm, Luz de la escalera

P = 250 mm, Paso

Cp =170 mm, Contrapaso

CALCULO DEL ESPESOR DE LA ESCALERA (t)

Usaremos las siguientes fórmulas:

T=L/20, t =112 mm

T=L/24, t =93 mm

De los dos valores obtenidos tomamos, t=130mm

RESUMEN DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA

La escalera, tendrá las siguientes dimensiones:

P =250 mm, Paso

Cp =170 mm, Contrapaso

t =130 mm, Espesor

DATOS:

f'c = 21.00 MPa

fy = 420.00 MPa

Yc = 2.40E-05 N/mm3 (Peso especifico del concreto reforzado)

S/C = 5.00E-03 N/mm2 (sobrecarga)

Acabados: 1.00E-03 N/mm2

r = 20.00 mm (recubrimiento)

db = N 13 (Diámetro de la varilla)

Ø = 0.75 factor de reducción de resistencia por corte

Ø = 0.90 factor de reducción de resistencia por flexión

Longitud total: 2,470 mm

Tramo a = 1,500 mm

Tramo b = 970 mm

Paso p = 250 mm

Contrapaso cp = 170 mm

t= L/20 = 124 mm

Asuminos t = 130 mm de espesor de la escalera

te = 242 mm. espesor equivalente

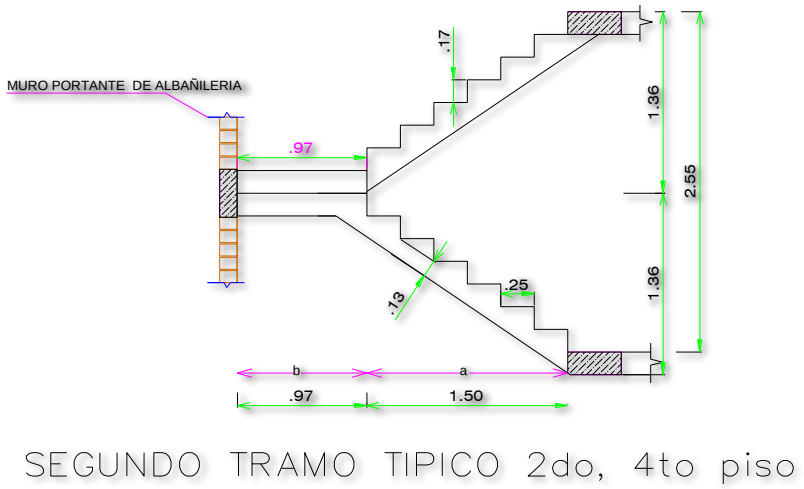
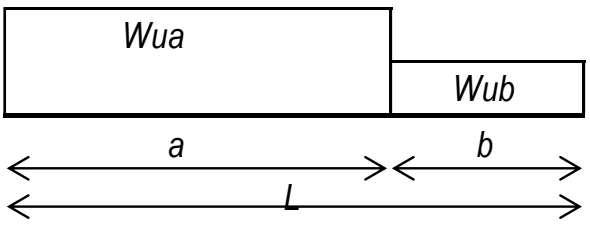


Figura 95. Donde se muestra las características geométricas de la escalera típica de 2do a cuarto nivel.

METRADO DE CARGAS (1 m de ancho)

Ancho b = 1000 mm



Tramo a:

Peso Propio = 5.81 N/mm

Peso Acabado= 1.00 N/mm

Peso parapeto concreto= 0.00 N/mm

WCM = 6.81 N/mm

Sobrecarga S/C = 5.00

Wcv = 5.00

Wua = 18.04 N/mm

Tramo b:

Peso Propio = 3.12 N/mm

Peso Acabado= 1.00 N/mm

Peso parapeto concreto= 0.00 N/mm

WCM = 4.12 N/mm

Sobrecarga S/C = 5.00 N/mm

Wcv = 5.00 N/mm

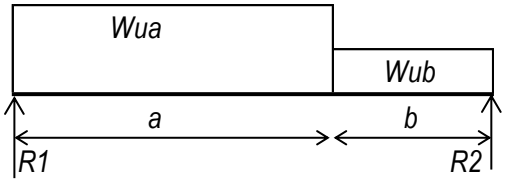
Wub = 14.27 N/mm

ANALISIS

Reacción en los apoyos:

R1= 2.16E+04 N

R2= 1.93E+04 N



Momento Positivo

Mumax = 1.29E+07 N-mm

Vd = 1.97E+04

Verificacion por corte: Vd < f Vc

Vd = 1.97E+04 N

Vc = 6.05E+04 N …CCDD

Refuerzo longitudinal Negativo

Mu= 1.29E+07 N-mm

As= 343 mm2

a = 8 mm

Asmin= 282 mm2 > 345 mm2

Tomamos: **As = 343 mm2**

El espaciamiento del refuerzo:

S = Asb*b / As, Utilizamos: φ3/8, Asb = 71 mm2

S = 207.20 mm

Tomamos: S = 200 mm

Por lo tanto: φ3/8 @ 0.20

Acero por temperatura:

Ast =r*b*t

Tenemos: Ast = 260 mm2

Tomamos: S = 250 mm

Por lo tanto: ***φ 3/8" @ 0.25***

<u>DISEÑO DE MURO DE SOTANO:</u>

Datos:

q = 0.005 N/mm2

ø = 24.6°

ϒs = 0.0000185 N/mm3

ϒc = 0.000024 N/mm3

σt = 0.18 N/mm2

f'c = 21 N/mm2

fy = 420 N/mm2

Ht = 2550 mm

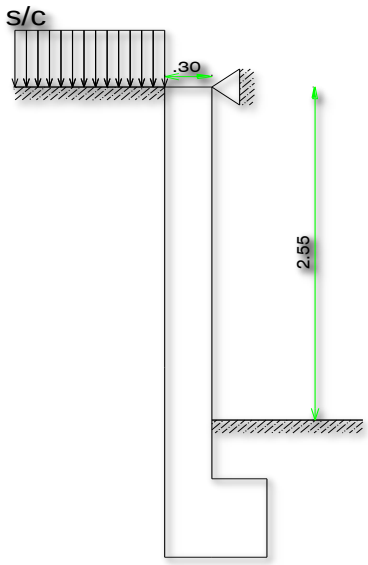
t = 300.00 mm

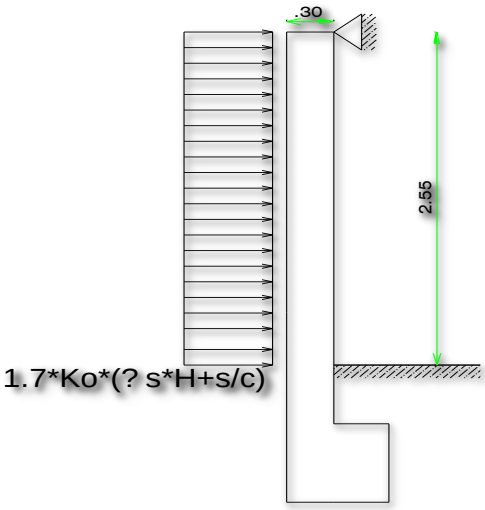
K0 = (1-senØ)/(1+senØ)

K0 = 0.41214935

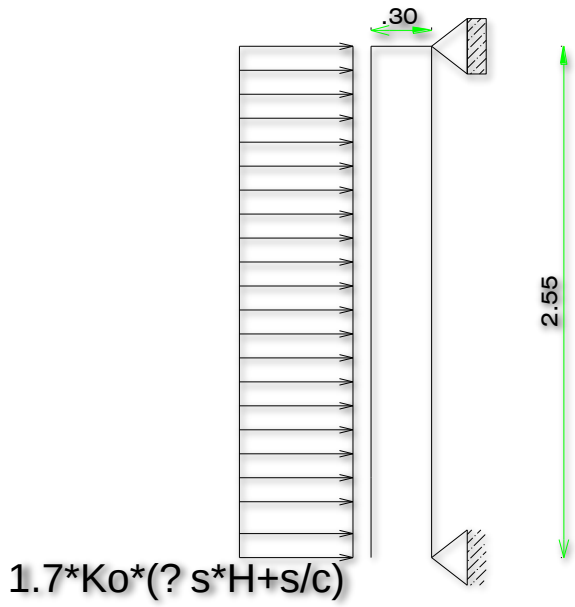
Empujes:

Eb = Ko(q+ϒs*H) (Empuje en la base)





Modelo estructural:



CALCULO DEL REFUERZO:

Refuerzo vertical:

Para: **M+ = 29713675.22 N-mm**

d = 294.00 mm

bw = 1000 mm

f'c = 21 Mpa

fy = 420 Mpa

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * bw}$$

As = 270.30 mm2

Asmin = 588 mm2

Luego tomamos: As = 588.00 mm2

Cara Interna y Cara externa: 1/2" @ 200.0 mm

Refuerzo horizontal:

Asmin = 0.002bw*d

Asmin = 588 mm2

Luego: As = 588.00 mm2

Asumiendo: 1/2", Ab = 127.00 mm2

S = 215.99 mm = 200 mm

Tomamos: 1/2" @ 200.0 mm

<u>DISEÑO DE CISTERNA</u>

Datos:

q = 0.002 N/mm2

Ht = 3100 mm

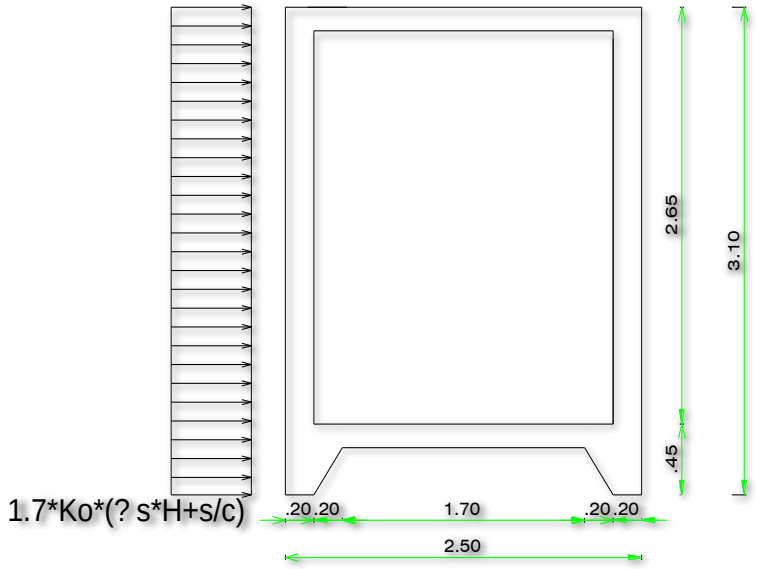
t = 200.00 mm

K0 = (1-senØ)/(1+senØ)

K0 = 0.41214935

Empujes:

Eb = Ko(q+ϒs*H) (Empuje en la base)



Características geométricas de la cisterna.

CALCULO DEL REFUERZO:

Refuerzo vertical:

Para: **M+ = 49952550.14** N-mm

As = 711.92 mm2

Asmin = 0.002bw*d

Asmin = 388 mm2

Luego tomamos: As = 711.92 mm2

Asumiendo: φ ½, S = 178.39= 150mm

Cara Interna y Cara externa: φ 1/2 @ 150.0 mm

Refuerzo horizontal:

Asmin = 0.002bw*d

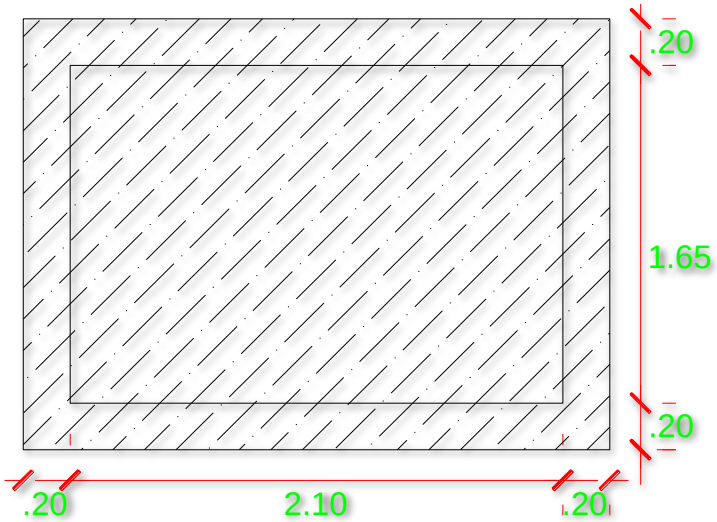
Asmin = 388 mm2

Luego tomamos: As = 388.00 mm2

Asumiendo: N10 (3/8"), S = 182.99 = 150 mm

Finalmente tenemos: 3/8" @ 150.0 mm

Diseño de la losa de Cisterna:



Espesor de la losa = 150 mm

Metrado de cargas

Peso propio = 0.0036

Piso term. = 0.001

Wcm = 0.0046 N/mm2

Wcv = 0.002 N/mm2

WuA = 0.00984 N/mm

El diseño se hará por el método de COEFICIENTES

Analizando casos:

Caso 2 (cuatro lados empotrados)

m = 0.785714286

	Wu	CV	CM
ca =	0.066	0.042	0.027
cb =	0.026	0.016	0.01

Caso 4 (dos lados empotrados y dos lados articulados)

	Wu	CV	CM
ca =	0.073	0.049	0.04
cb =	0.028	0.019	0.015

Caso 8 (tres lados empotrados y un lado articulado)

	Wu	CV	CM
ca =	0.057	0.046	0.033
cb =	0.04	0.018	0.014

Caso 9 (tres lados empotrados y un lado articulado)

	Wu	CV	CM
ca =	0.076	0.043	0.03
cb =	0.016	0.017	0.009

Datos de diseño:

d = 120.00 mm

bw = 1000 mm

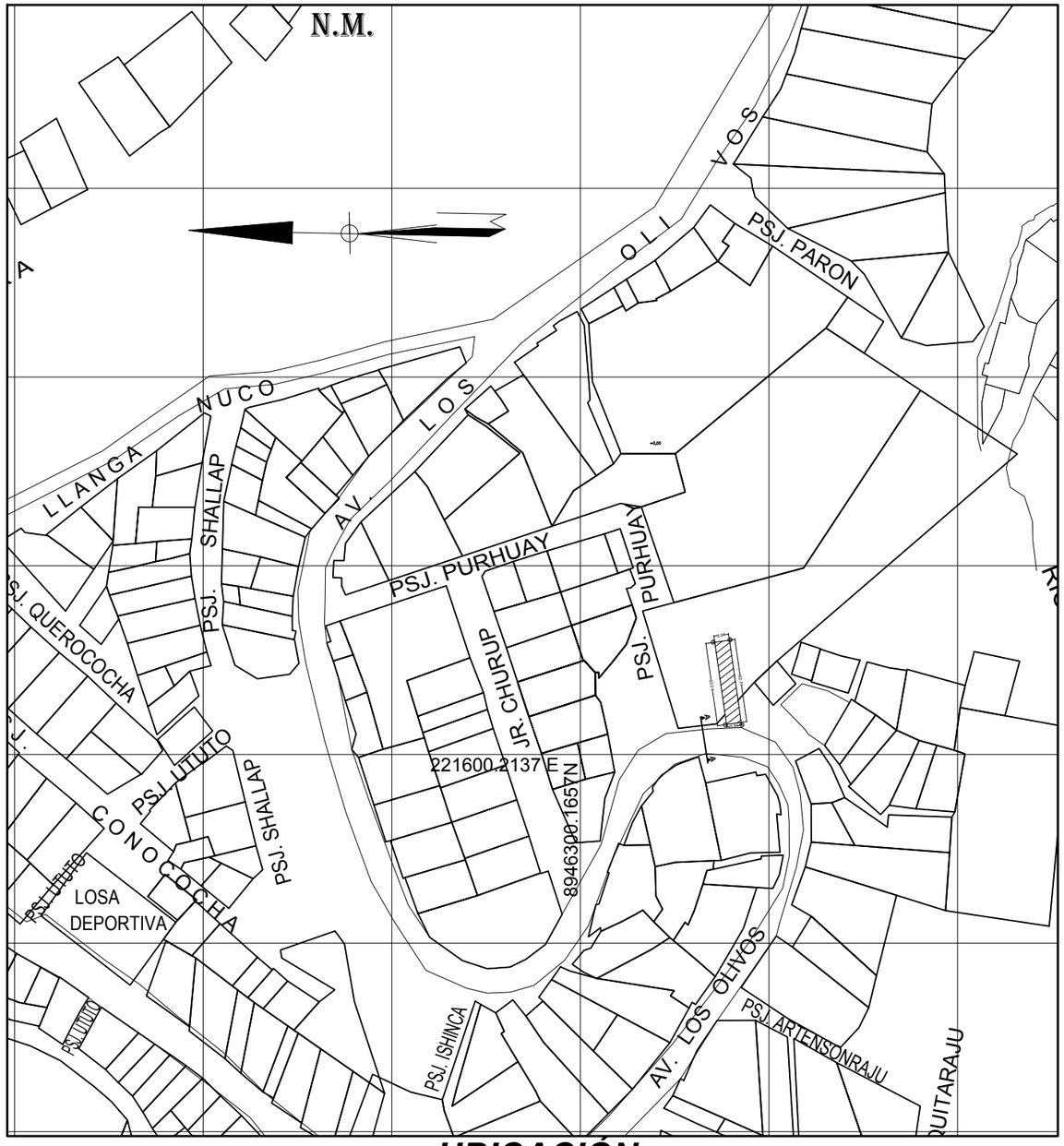
f'c = 21 Mpa

fy = 420 Mpa

MOMENTO NEGATIVO							
Caso	Mu (N-mm)		a (mm)	As(mm2)	Asmin (mm2)	Asumido	ϕ
Caso 2	1768100.4		0.920691635	39.1293945	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
	1128254.4		0.586689086	24.9342861	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
Caso 4	1955626.2		1.018758628	43.2972417	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
	1215043.2		0.631938452	26.8573842	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
Caso 8	1526995.8		0.794724047	33.775772	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
	1735776		0.903795685	38.4113166	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
Caso 9	2035994.4		1.060812092	45.0845139	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm
	694310.4		0.360698962	15.3297059	300	ϕ 3/8	ϕ 3/8 @250mm

En el piso de la Cisterna se usara una sola mallas, 3/8" @ 300mm

PLANOS SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA



UBICACIÓN

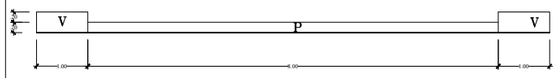
ESC. 1:500

CORDENADAS UTM

VERTICE	LADOS	DISTANCIA	ESTE (X)	NORTE (Y)
1	1-2	22.00	221608.1337	8946261.4857
2	2-3	3.94	221629.9237	8946264.6157
3	3-4	22.56	221630.4737	8946260.7157
4	4-1	3.94	221608.6837	8946257.5857

LEYENDA

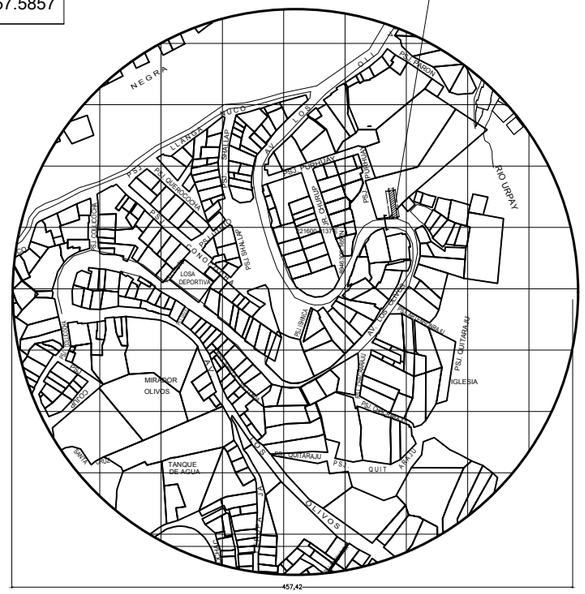
AREA POR CONSTRUIR



SECCION A-A

LOCALIZACION

ESC. 1:5000



CUADRO DE AREAS	
AREA	87.37m2
PERIMETRO	52.45m

CUADRO NORMATIVO

PARAMETRO	PLAN REGULADOR	PROYECTO
USOS	*VIVIENDA*	*VIVIENDA*
DENSIDAD NETA		
COEFICIENTE DE EDIFICACION		
% AREA LIBRE		
ALTURA MAXIMA		
RETIRO MINIMO FRONTAL	*SEGUN DISEÑO*	
RETIRO MINIMO LATERAL	*SEGUN DISEÑO*	
RETIRO POSTERIOR	*1/3H - 4 m*	
ALINEAMIENTO FACHADA		

CUADRO DE AREAS (m2)

AREAS	AREA CONSTRUIDA	AREA AMPLIACION	TOTAL
PRIMER PISO	*80.48*		
SEGUNDO PISO	*80.48*		
TERCER PISO	*80.48*		
CUARTO PISO	*80.48*		
AREA TECHADA	*80.48*		
AREA DE TERRENO	*87.37*		*87.37*
AREA LIBRE			
AREA OCUPADA			
PERIMETRO	*52.45m*		*52.45m*

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

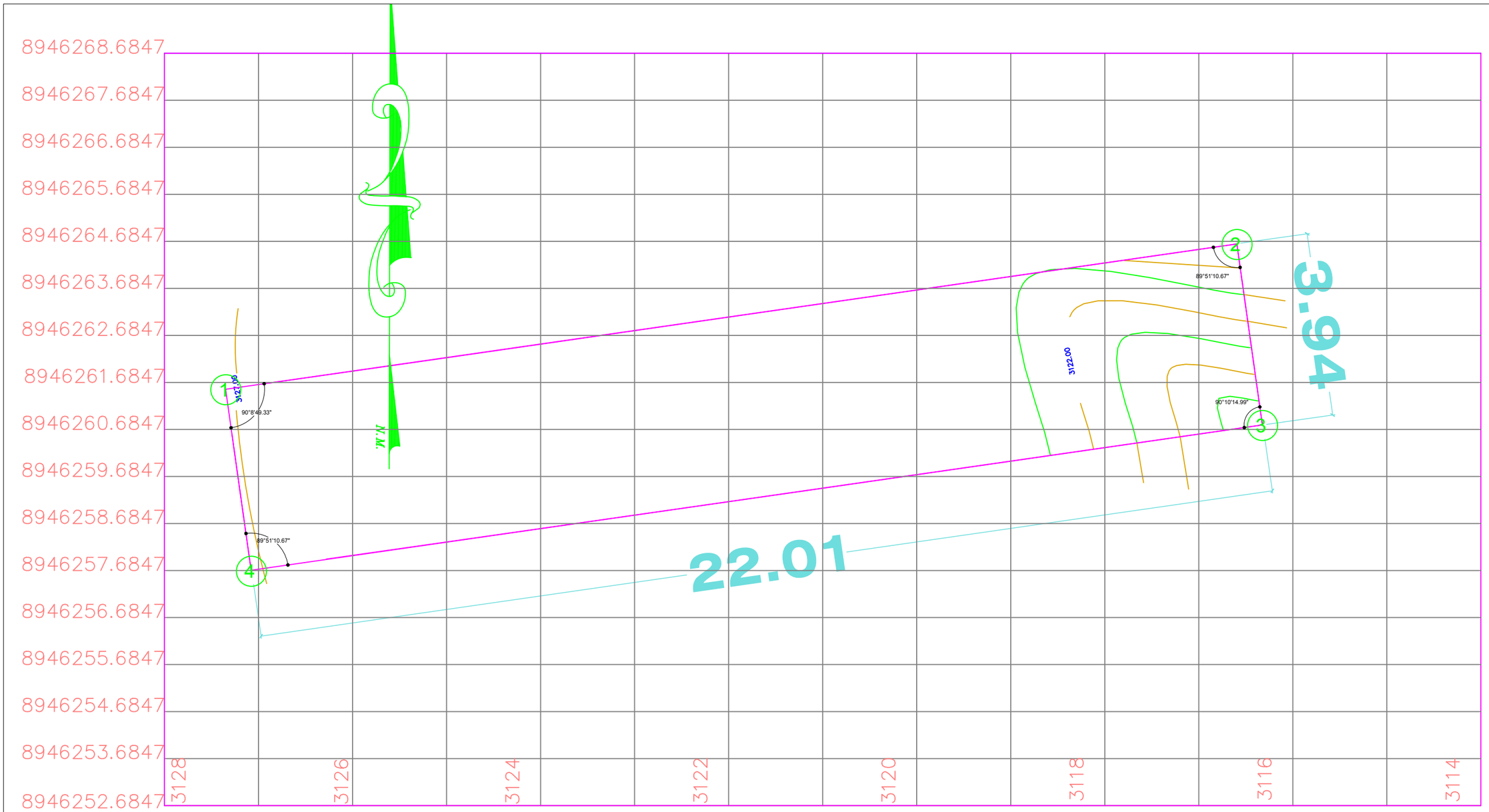
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: UBICACIÓN - LOCALIZACIÓN

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: INDICADA

LAMINA: UL-01



PLANO TOPOGRAFICO

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

LADO	DISTANCIA(m)	Angulo	Angulo Interior	X	Y
1-2	22.00	1	90°8'49.33"	221608.1337	8946261.4857
2-3	3.94	2	89°51'10.67"	221629.9237	8946264.6157
3-4	22.00	3	90°10'14.99"	221630.4737	8946260.7157
4-1	3.94	4	89°51'10.67"	221608.6837	8946257.5857
PERIMETRO = 51.904m				SUPERFICIE = 86.703 m2	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

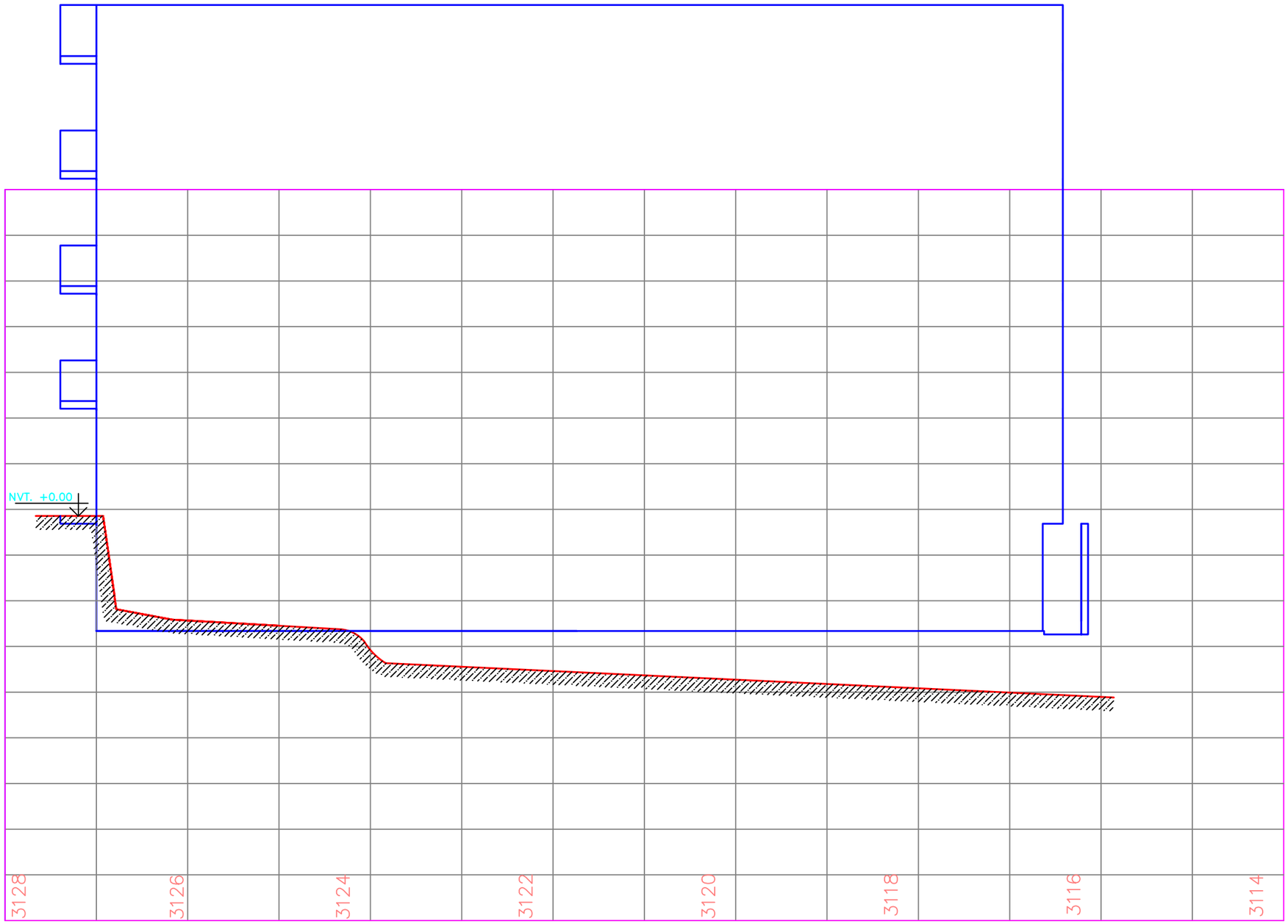
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: TOPOGRAFIA

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/75

LAMINA: PT-01

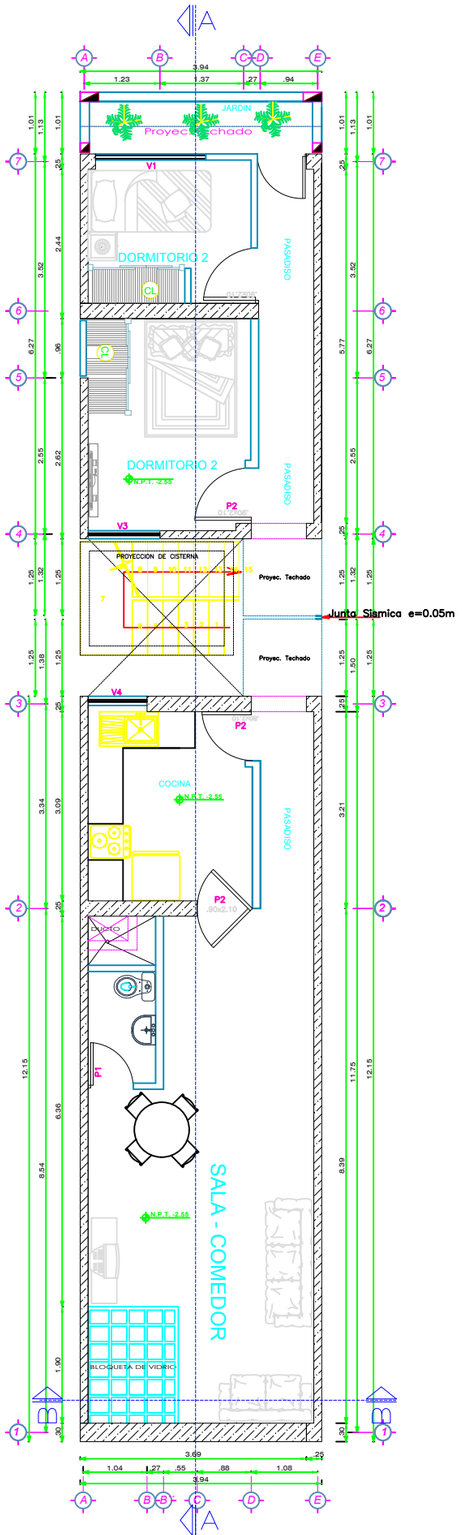


PERFIL LONGITUDINAL

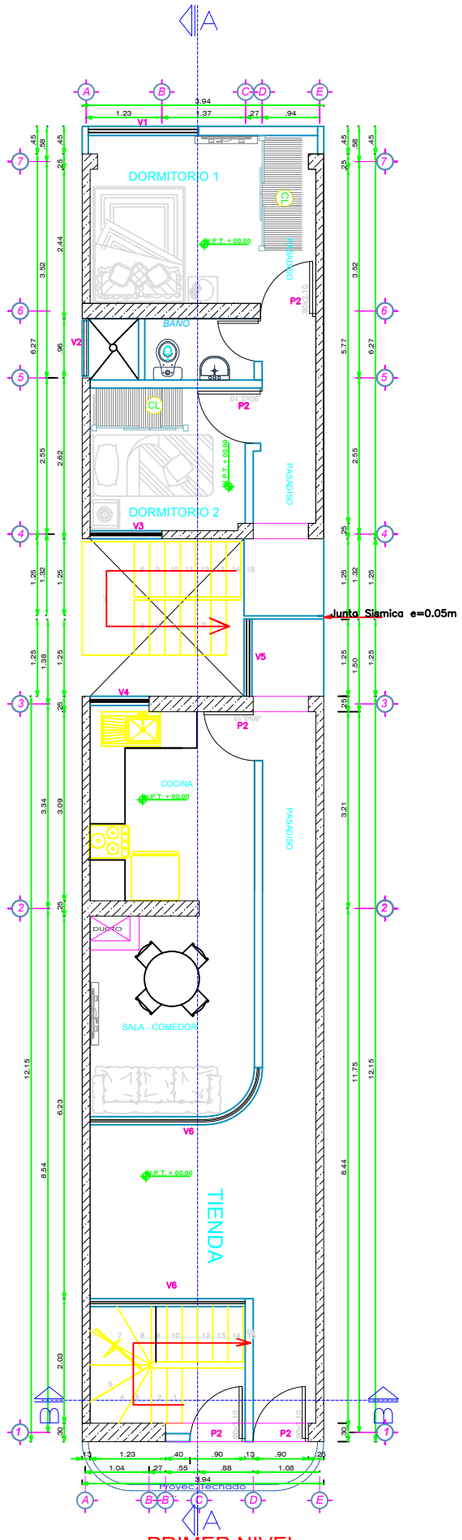
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

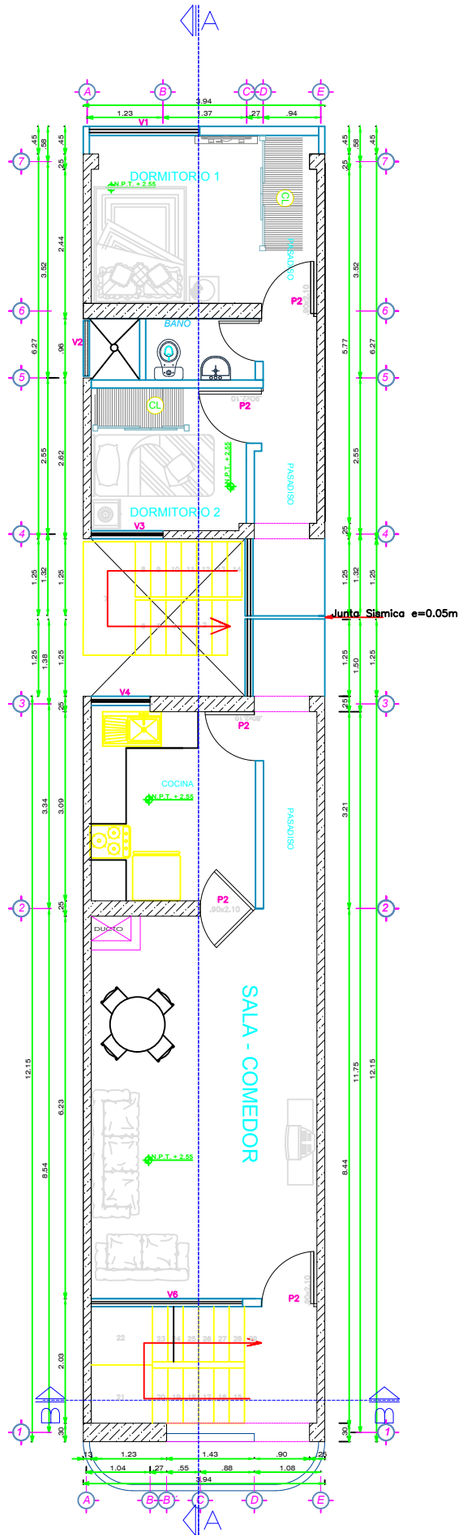
PROYECTO:	EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO:	PERFIL - LONGITUDINAL	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/75	LAMINA: PT-02



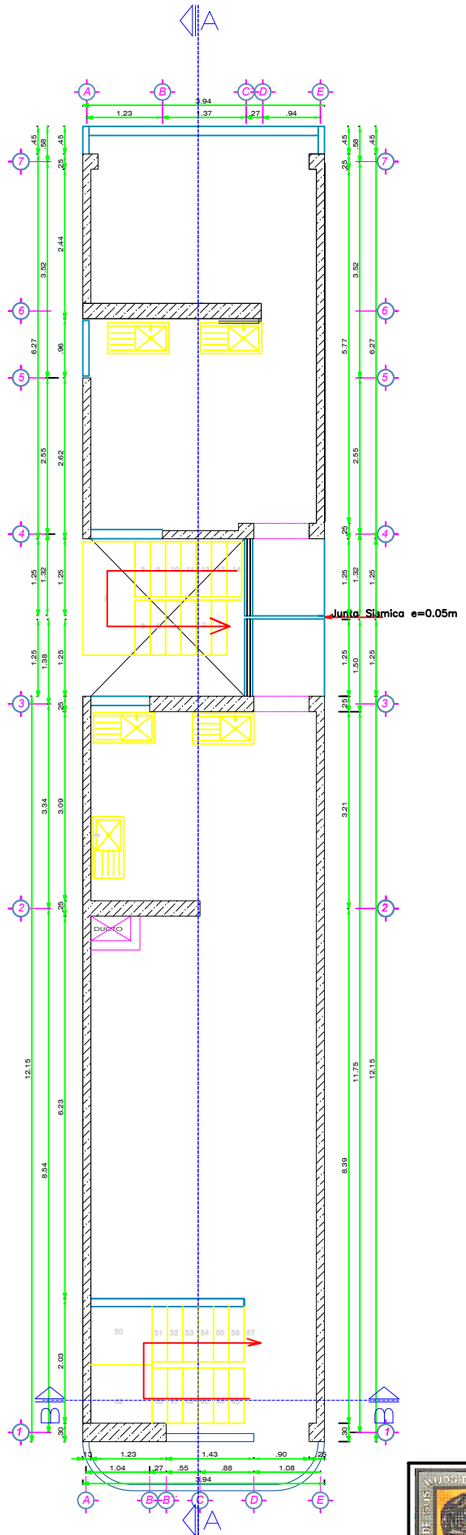
SEMISOTANO



PRIMER NIVEL



SEGUNDO, TERCERO, CUARTO NIVEL



AZOTEA

CUADRO DE VANOS PUERTAS

PUERTAS	ANCHO	ALTO
P1	0.7	2.1
P2	0.9	2.1

CUADRO DE VANOS VENTANAS

VANTANAS	ANCHO	HALTO	ALFEISER
V1	1.80	1.38	1.00
V2	0.96	0.30	1.90
V3	1.17	1.38	1.00
V4	0.96	1.38	1.00
V5	1.25	1.38	1.00
V6	2.53	1.38	1.00

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

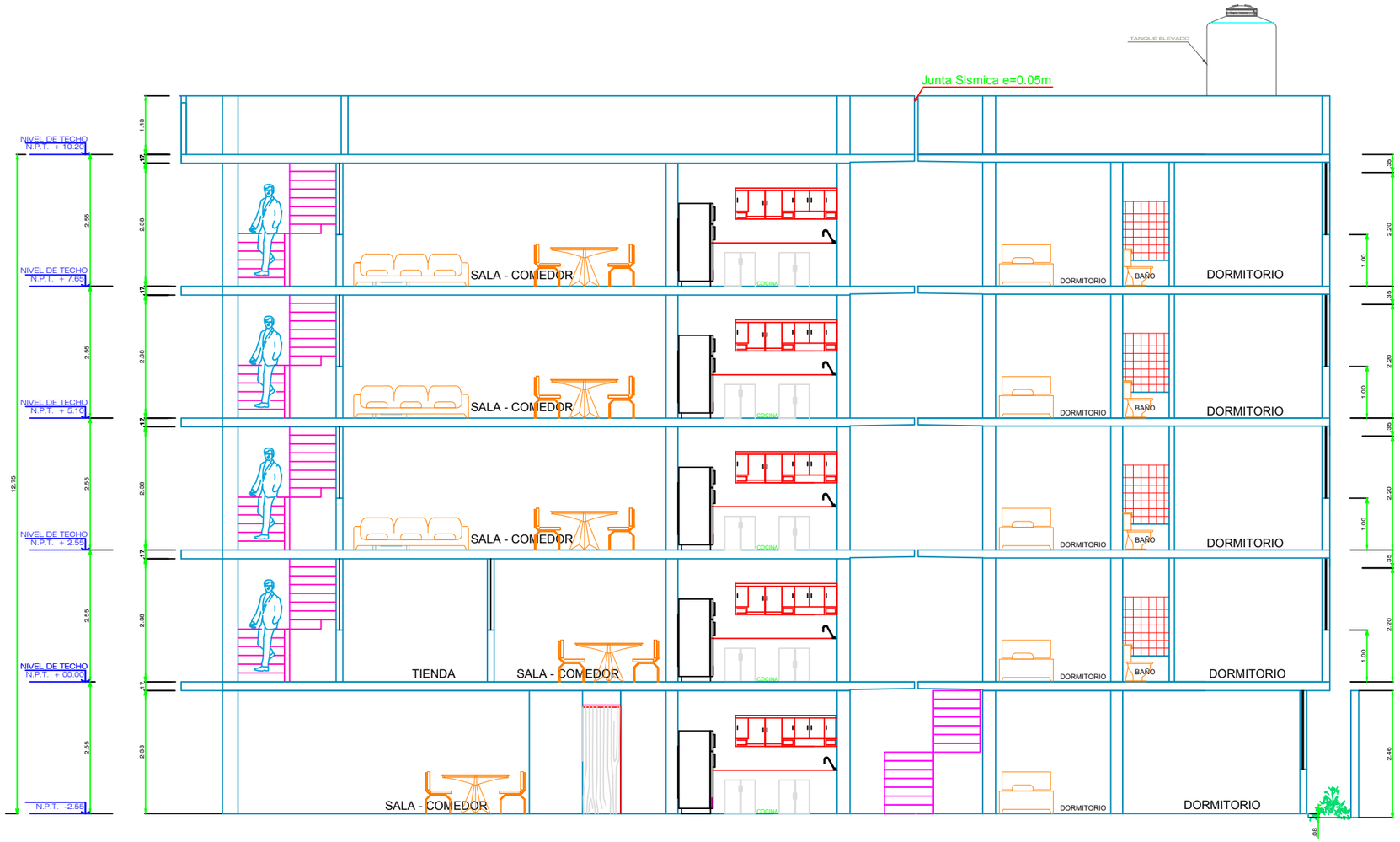
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: ARQUITECTURA - PLANTA

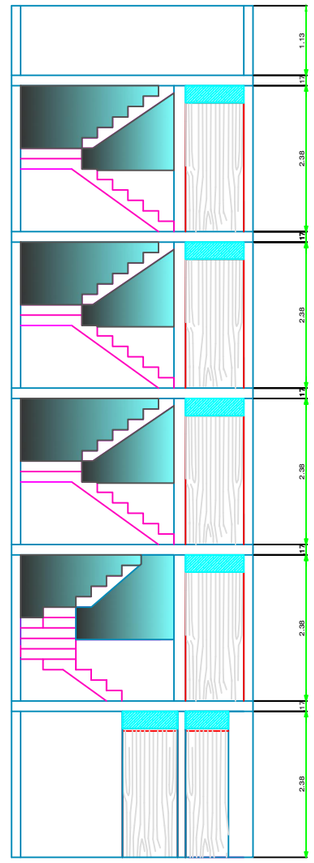
FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/100

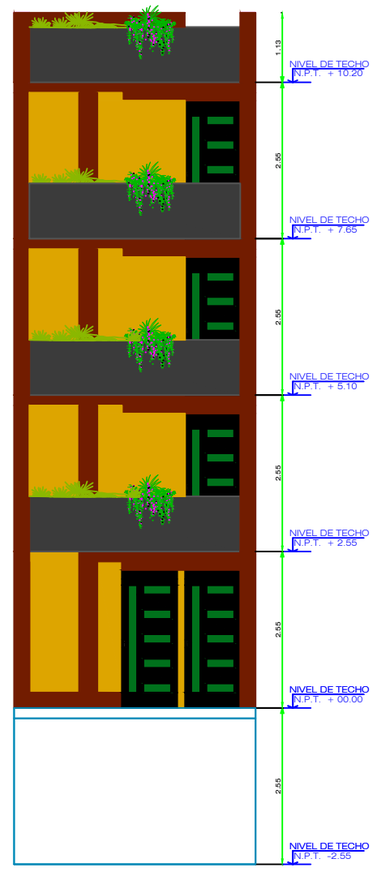
LAMINA: A-01



CORTE A-A



CORTE B-B

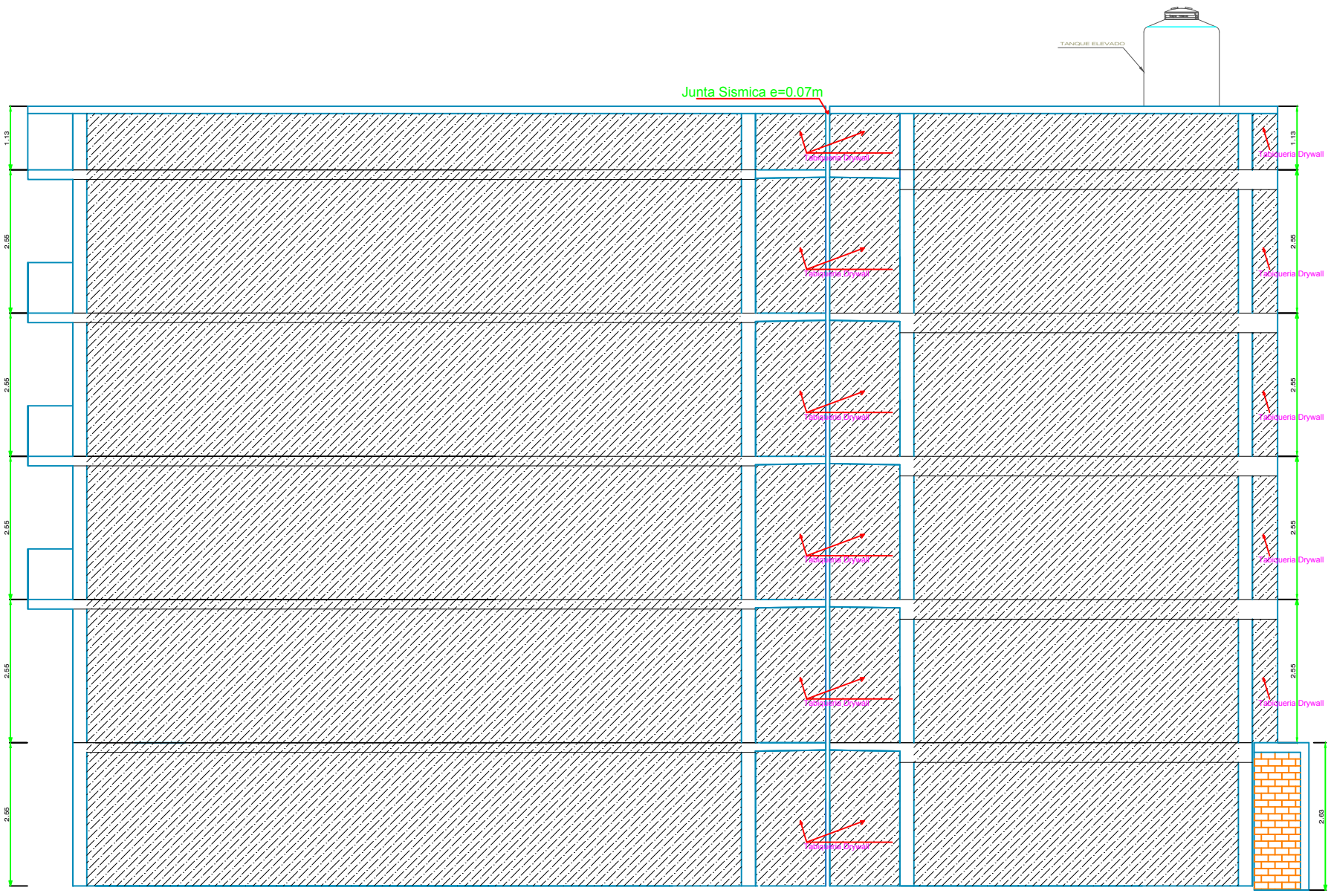


ELEVACION FRONTAL

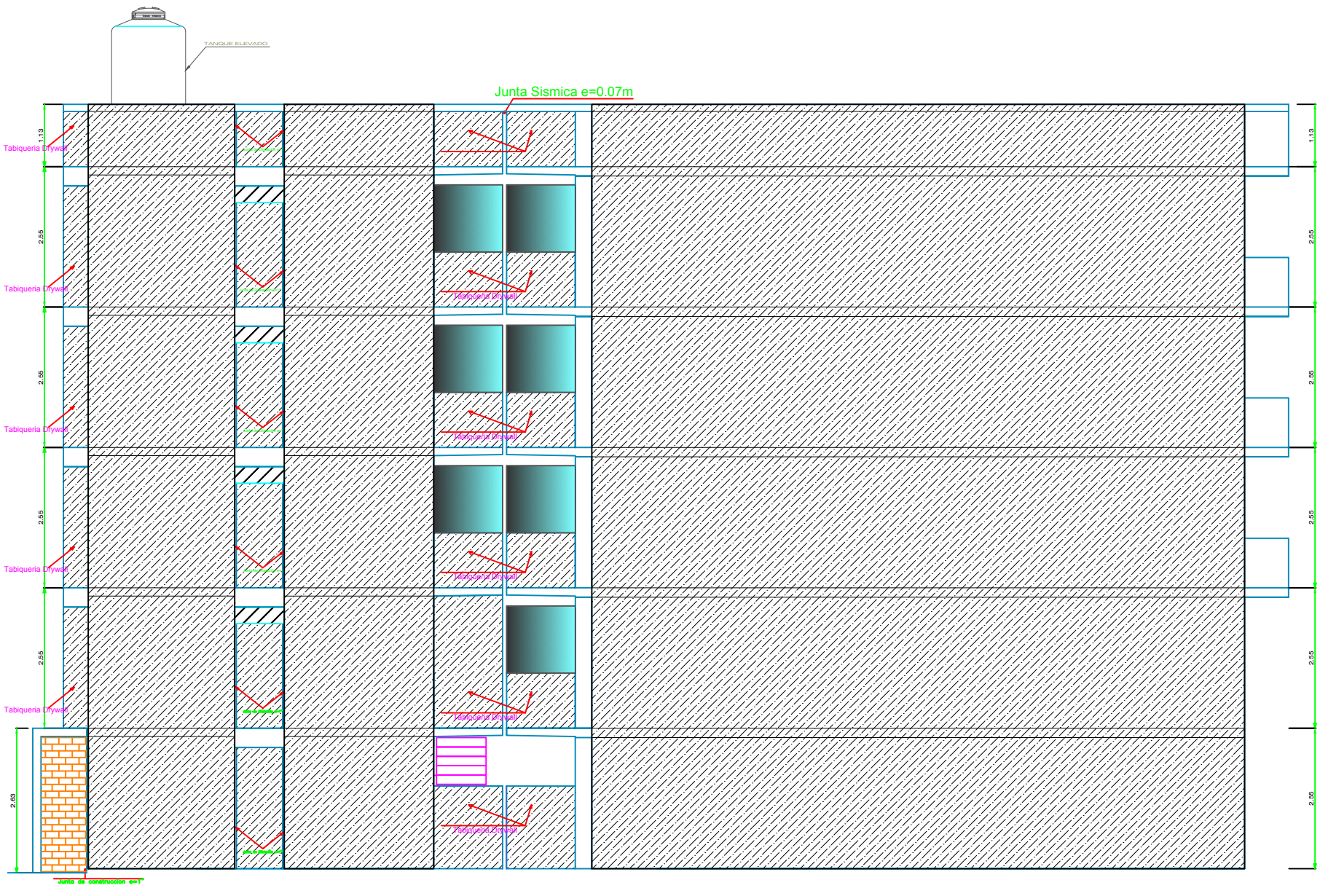
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO
PLANO: ARQUITECTURA - CORTES-ELEVACIÓN	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/100 LAMINA: A-02



ELEVACION LATERAL

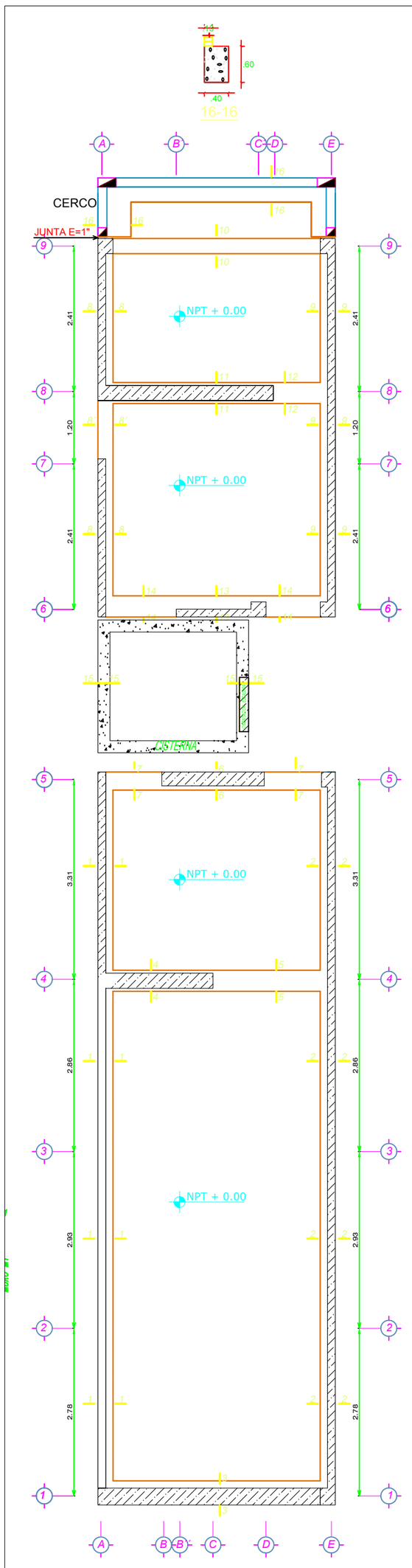


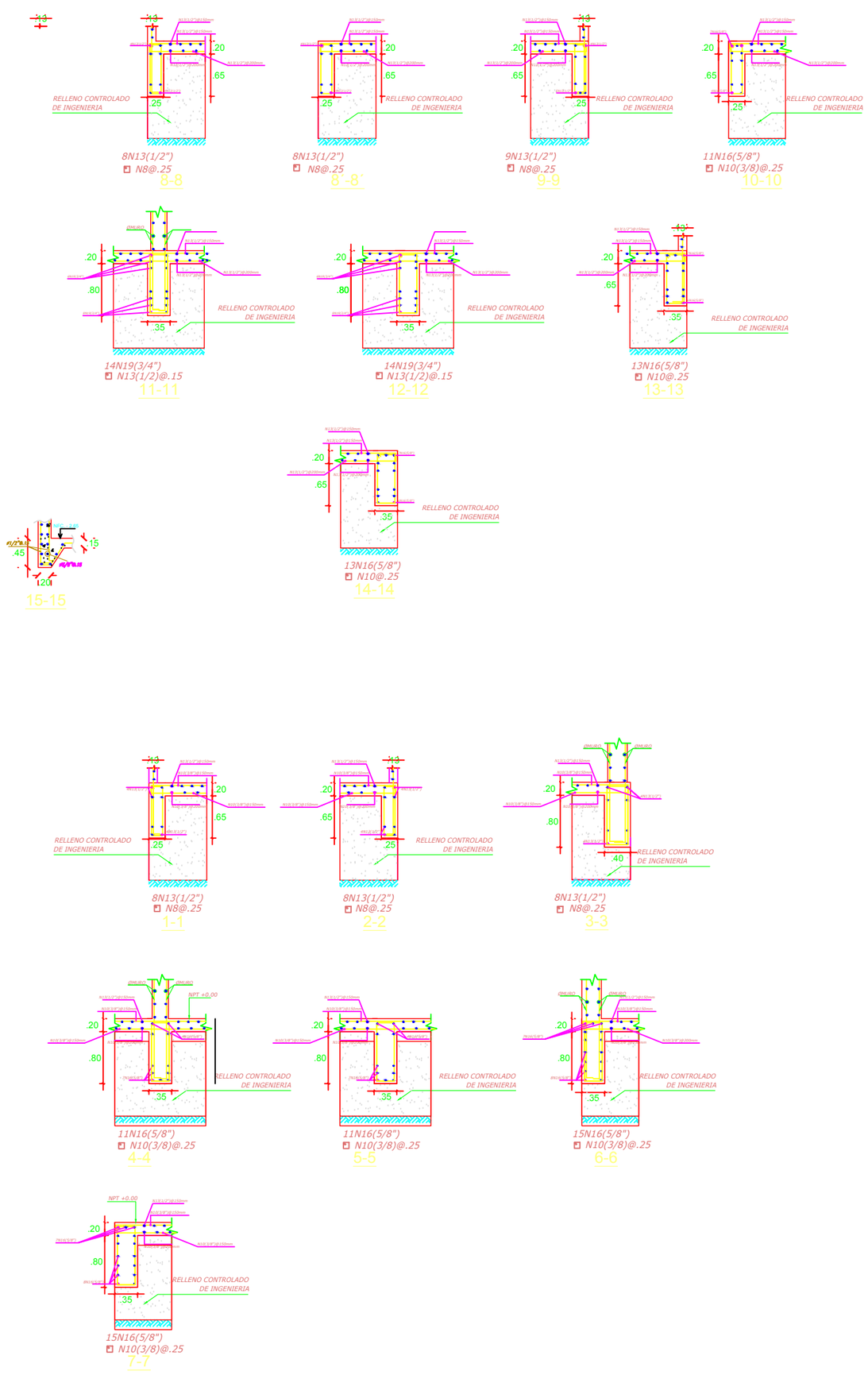
ELEVACION LATERAL POSTERIOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ARQUITECTURA - ELEVACIONES	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/100	LAMINA: A-02





ARMADURA DE LA PLATEA

MALLA Ø8mm@0.20 (Superior) y MALLA Ø8mm@0.20 (Inferior)
MALLAS CORRIDAS EN TODA LA LOSA. SOLO SE MUESTRAN EL REFUERZO ADICIONAL

CIMENTACIONES

TIPO DE CIMENTACION	PLATEA DE CIMENTACION SUPERFICIAL
ESTRATO DE APOYO	RELLENO CONTROLADO DE INGENIERIA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	-1.50m (CON RESPECTO AL N.P.T)
PRESION ADMISIBLE	1.8 kg/cm2
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	2.50 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO MENCIONADO EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE DETECTO PRESENCIA DE SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I

CONCRETO ARMADO

1. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, fc	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
PLATEA DE CIMENTACION	175 kg/cm2	2"	4"
MUROS	210 kg/cm2		
LOSAS	210 kg/cm2		

2. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, fy
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm2
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm2

3. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
PLATEA DE CIMENTACION	4.0cm
MUROS Y LOSAS	2.0cm
VIGAS	4.0cm

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:-	E-0.20
VIVIENDA	200 kg/m2
VIVIENDA COMERCIO	500 kg/m2
ESCALERAS	200 kg/m2

CARGAS SISMICAS:-

REGLAMENTO:-	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.35
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.15
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	Rx=6.00 (MUROS ESTRUCTURALES) Ry=4.00 (MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA)

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO-BLOQUE I

-EDIFICIO UNIFAMILIAR

DIRECCION X-X:
-Txx = 0.251seg.
-Vxx = 59.668Ton.
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.72 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0007hei

DIRECCION Y-Y:
-Tyy =0.059 seg.
-Vyy = 59.668Ton.
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.45 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0005hei

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO-BLOQUE II

-EDIFICIO UNIFAMILIAR

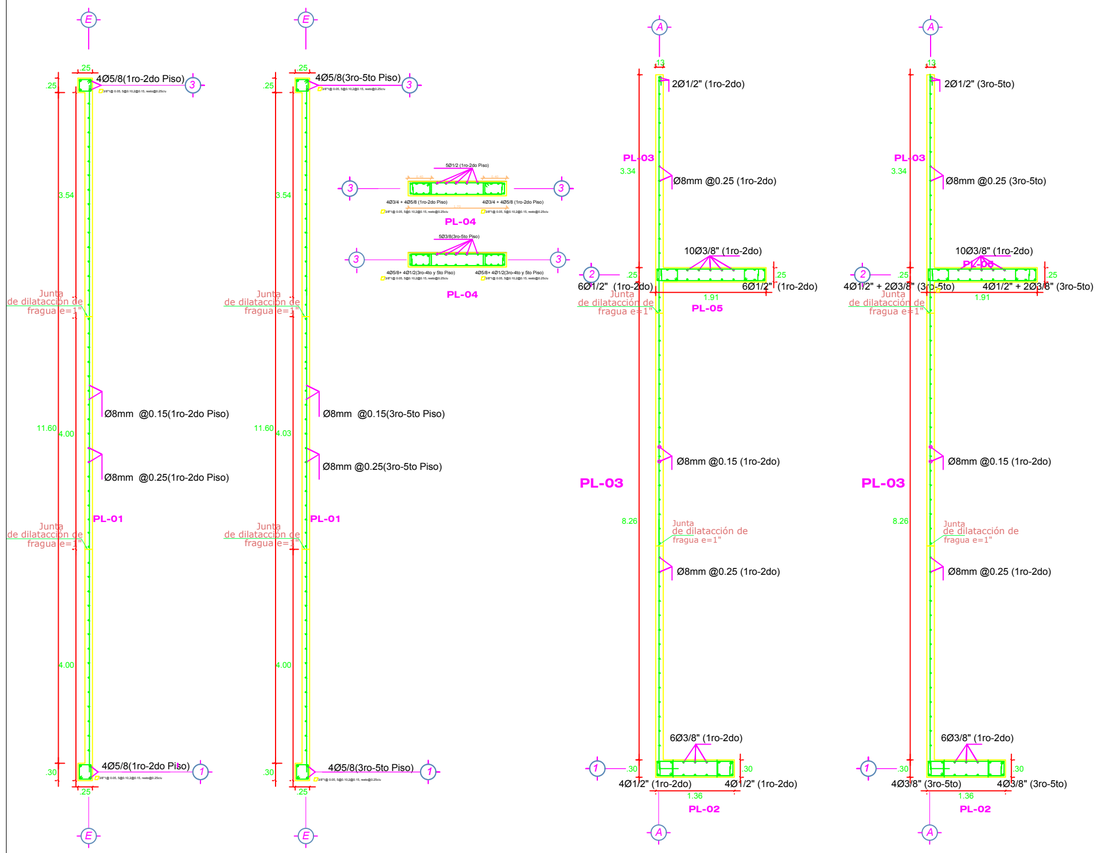
DIRECCION X-X:
-Txx = 0.267 seg.
-Vxx = 25.32Ton.
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.72 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0007hei

DIRECCION Y-Y:
-Tyy =0.117 seg.
-Vyy = 37.237Ton.
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.45 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0005hei

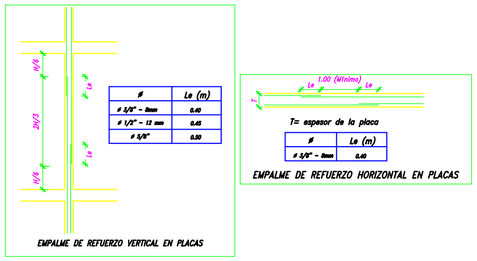
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

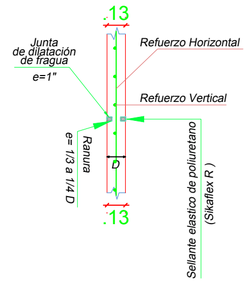
TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR
DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO
PLANO: ESTRUCTURAS-CIMENTACIÓN
FECHA: ABRIL 2017
ESCALA: 1/75
LAMINA: E-01

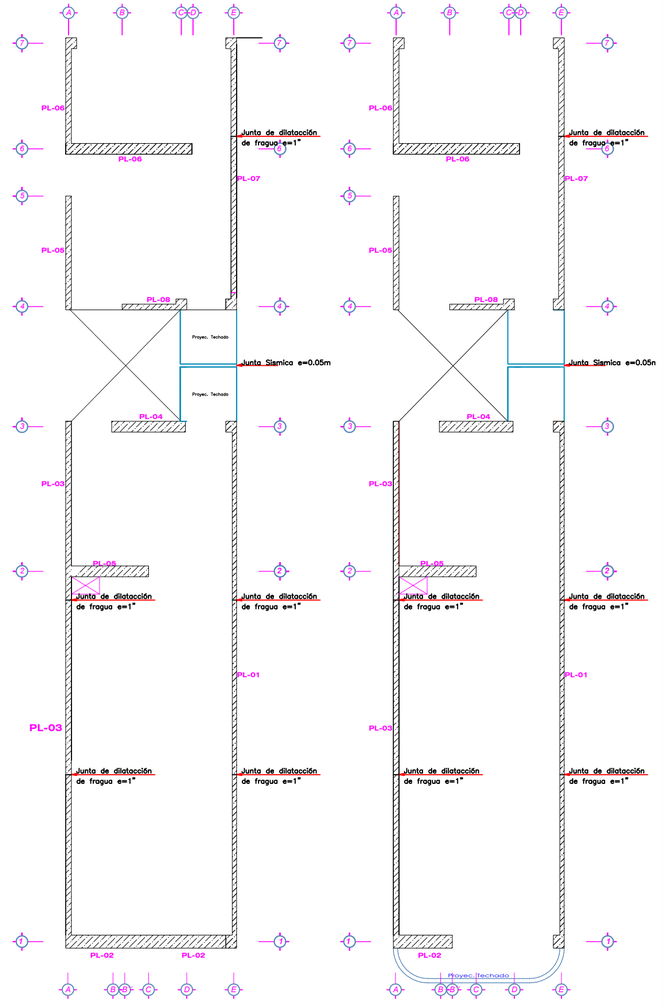


BLOQUE "I" ESCALA 1/75





DETALLE DE DILATACIÓN DE FRAGUA



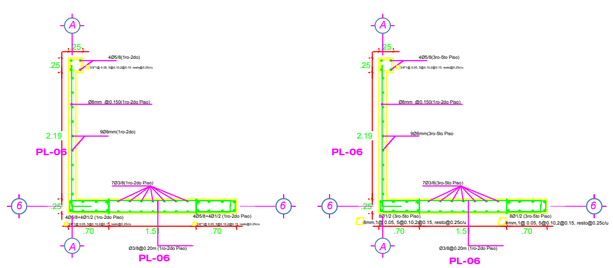
SEMISOTANO

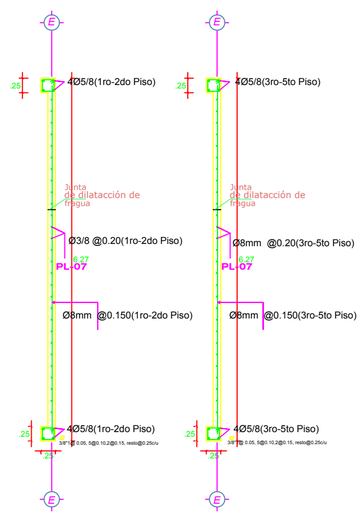
PRIMERO, SEGUNDO,TERCERO Y CUARTO NIV

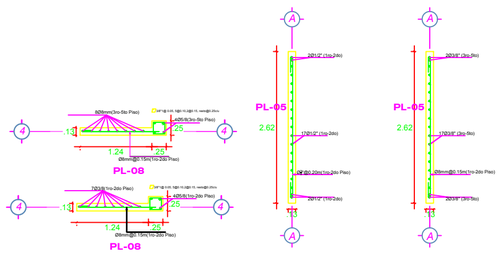
DISTRIBUCIÓN DE PLACAS

CUADRO DE MUROS - BLOQUE II

MURO / PISO	PL - 05			PL - 06			PL - 07			PL - 08		
	t	Horizontal	Vertical	t	Horizontal	Vertical	t	Horizontal	Vertical	t	Horizontal	Vertical
Semisotano	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	300mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@200mm	10cm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@150mm
1er. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	300mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@200mm	10cm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@150mm
2do. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	300mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@200mm	10cm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@150mm
3er. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	300mm	Ø8mm@.25	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@200mm	10cm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@150mm
4to. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	300mm	Ø8mm@.25	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@200mm	10cm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@150mm







CUADRO DE MUROS - BLOQUE I

MURO	PL - 01			PL - 03			PL - 02			PL - 04			PL - 05		
	t	Horizontal	Vertical	t	Horizontal	Vertical	t	Horizontal	Estribos	t	Horizontal	Estribos	t	Horizontal	Estribos
Semisotano	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	300mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N13@1/2"@150mm	N13@1/2" 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u
1er. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	300mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N13@1/2"@150mm	N13@1/2" 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u
2do. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@.20	Ø8mm@250mm	300mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N13@1/2"@150mm	N13@1/2" 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u
3er. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@.25	Ø8mm@250mm	300mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N13@1/2"@150mm	N13@1/2" 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u
4to. PISO	130mm	Ø8mm@150mm	Ø8mm@250mm	130mm	Ø8mm@.25	Ø8mm@250mm	300mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N13@1/2"@150mm	N13@1/2" 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u	250mm	N10@3/8"@150mm	8mm 1@ 0.05, 3@0.10,2@0.15, resto@0.25c/u

BLOQUE "II" ESCALA 1/75

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCERTO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

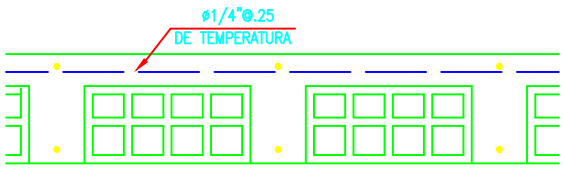
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÀCIDO

PLANO: ESTRUCTURAS -PLACAS

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: INDICADA

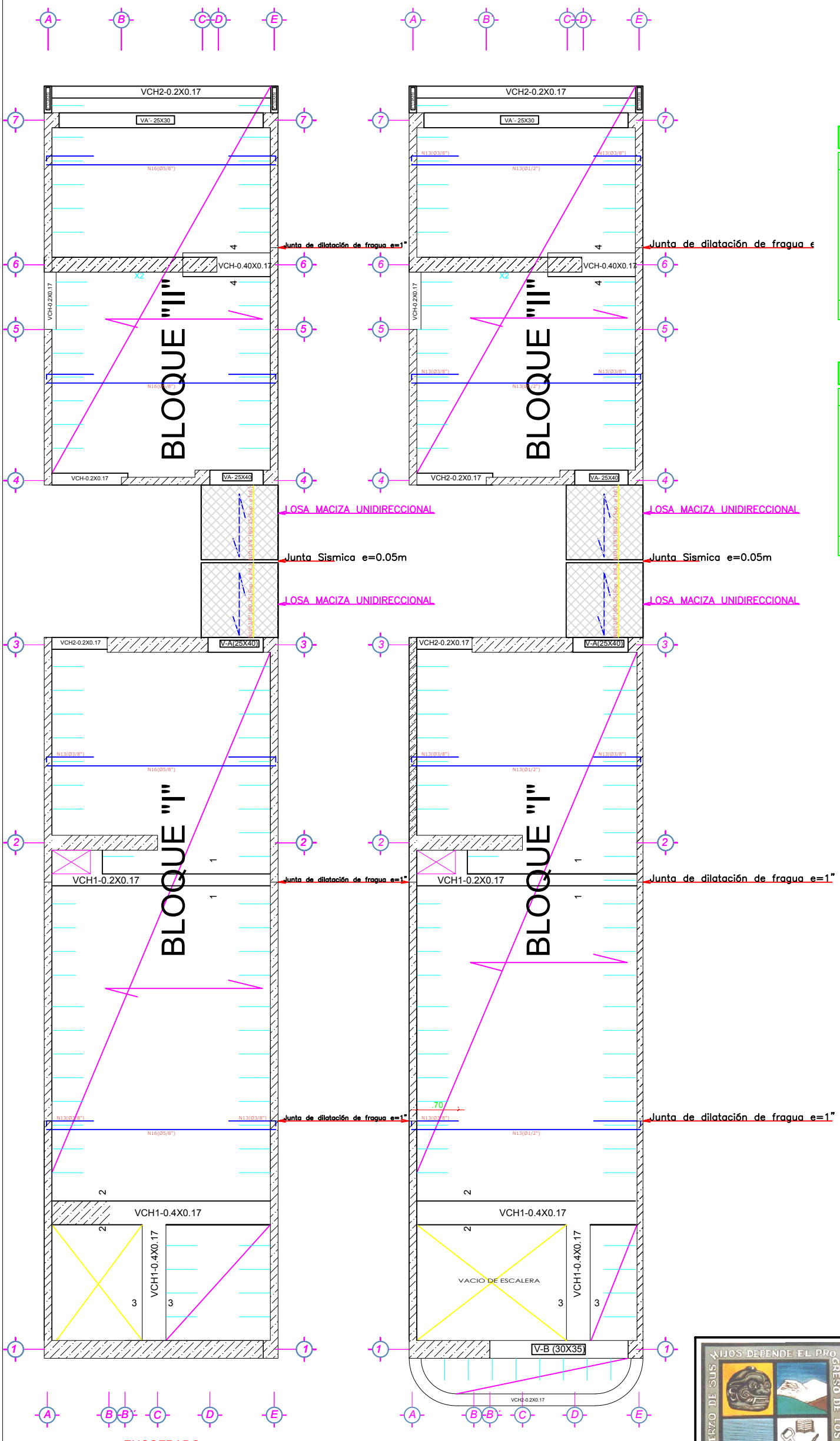
LAMINA: E-02



SECCION TIPICA DE ALIGERADO(h=0.17m)

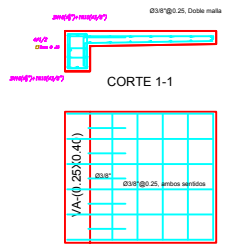
CUADRO DE VIGAS - BLOQUE II				
TIPO	V–A	V–A'	CORTE 4–4	VCH–2
DIMENSION	2N16(Ø5/8")+1N10(Ø3/8") / 4ø1/2 / 2N16(Ø5/8")+1N10(Ø3/8") / 1ro y 5to Nivel	2N13(Ø1/2") / 2N13(Ø1/2") / 1ro y 5to Nivel		1ro y 5to Nivel
ESTRIBOS	N10(3/8"), 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	8mm, 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	N10(3/8"), 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	8mm, 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25

CUADRO DE VIGAS - BLOQUE I					
TIPO	V–A	V–B	CORTE 1–1	CORTE 2–2	CORTE 3–3
DIMENSION	2N16(Ø5/8")+1N10(Ø3/8") / 4ø1/2 / 2N16(Ø5/8")+1N10(Ø3/8") / 1ro y 5to Nivel	1ro y 5to Nivel			
ESTRIBOS	N10(3/8"), 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	N10(3/8"), 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	8mm, 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	8mm, 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25	8mm, 1@.05, 4 @0.10, RESTO @ 0.25



ENCOFRADO
SEMISOTANO

ENCOFRADO TIPICO
PRIMERO A CUARTO NIVEL



PLANTA
ESC: 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

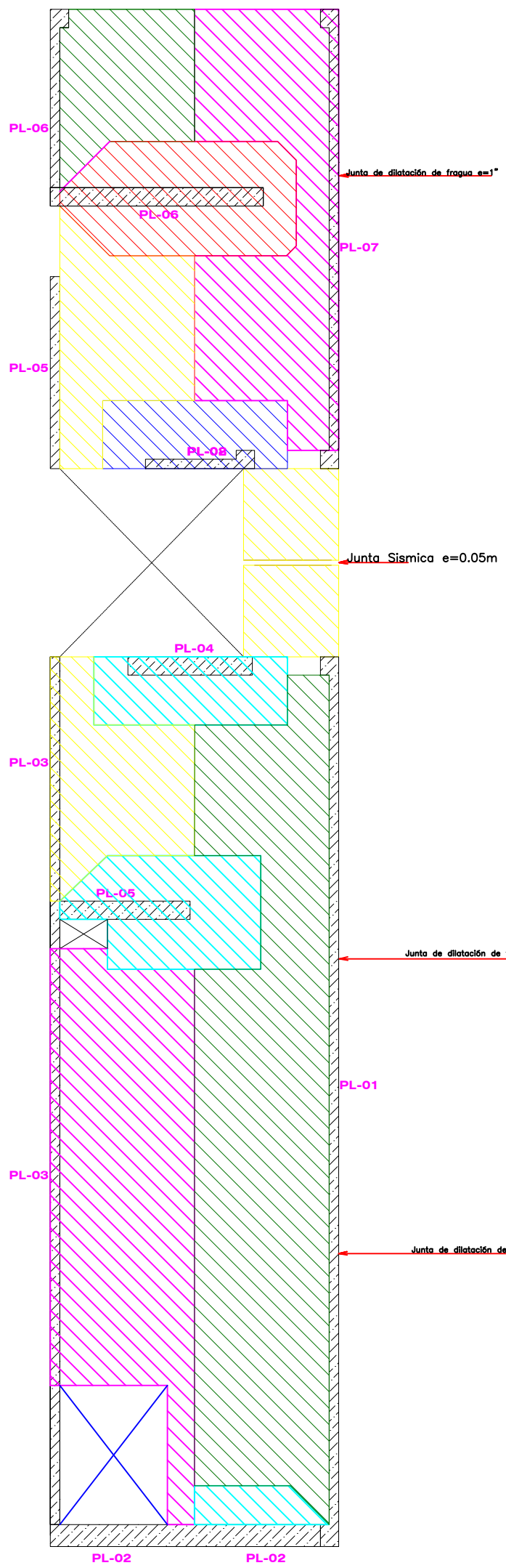
CONCRETO f´c=21Mpa (210kg/cm2), EN LOSA MACIZA, ALIGERADA Y VIGAS

ACERO Fy=42Mpa (420kg/cm2)

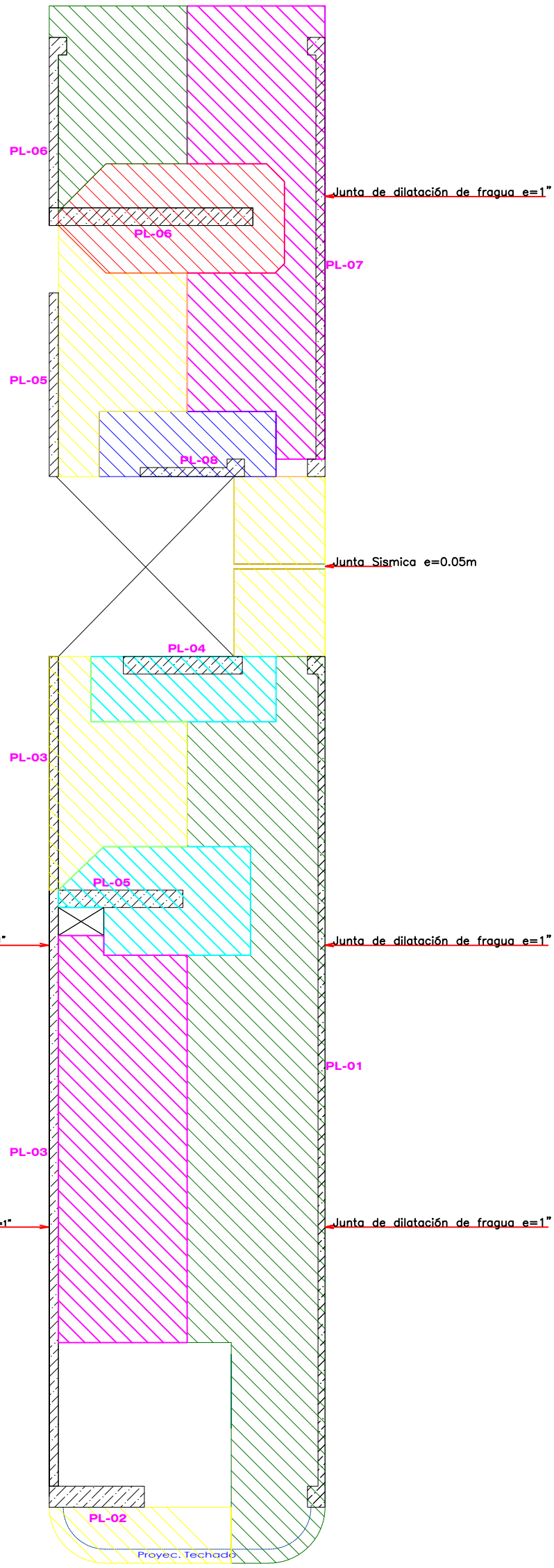
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO		
PLANO: ESTRUCTURAS-ENCOFRADO	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/75	LAMINA: A-04	



SEMISOTANO



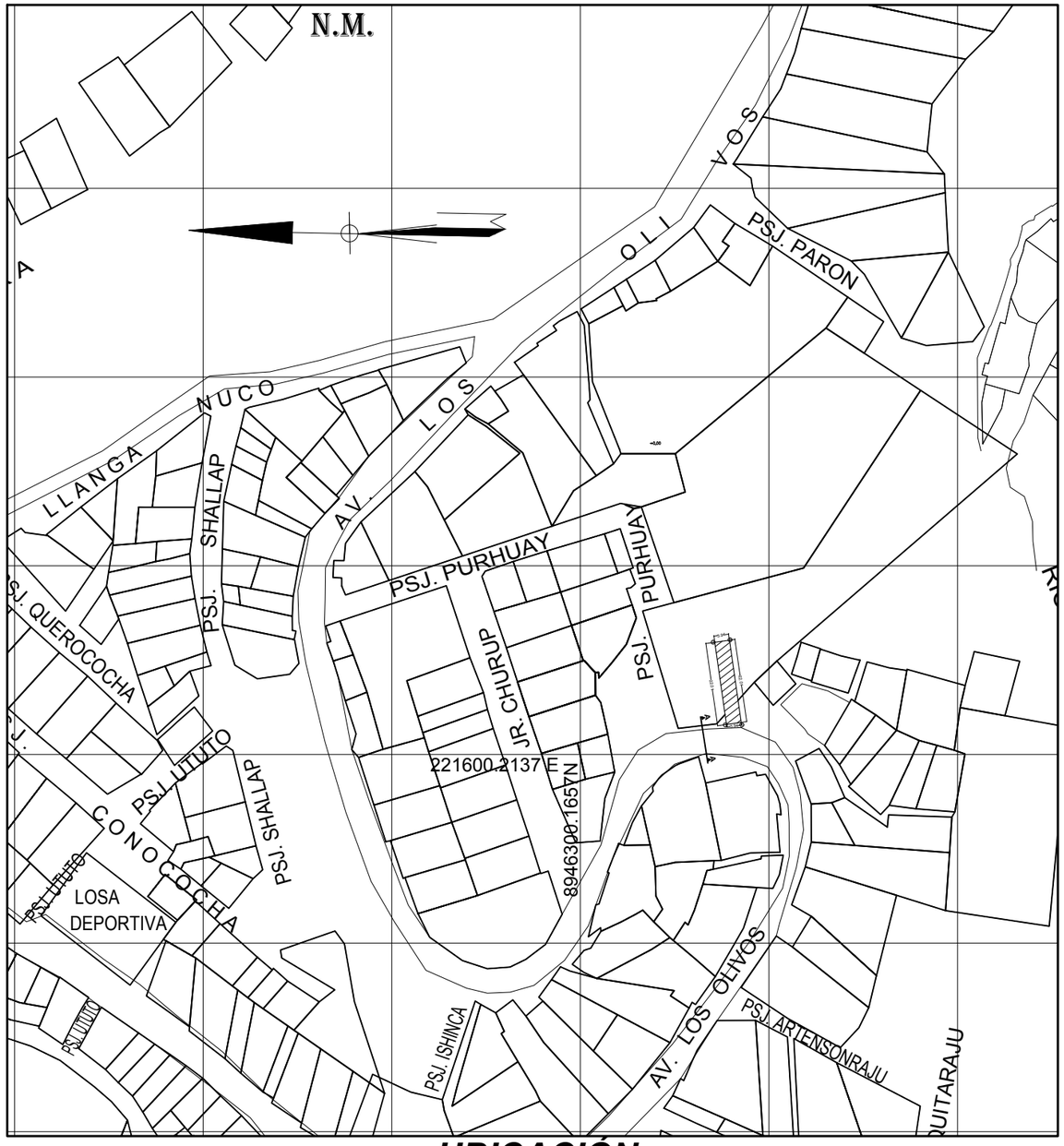
PRIMERO, SEGUNDO,TERCERO Y CUARTO NIVEL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ESTRUCTURAS-AREA DE INFLUNCIA	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/75	LAMINA: E-05

PLANOS SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA



UBICACIÓN

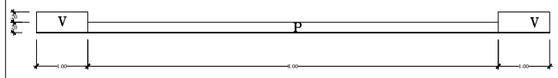
ESC. 1:500

CORDENADAS UTM

VERTICE	LADOS	DISTANCIA	ESTE (X)	NORTE (Y)
1	1-2	22.00	221608.1337	8946261.4857
2	2-3	3.94	221629.9237	8946264.6157
3	3-4	22.56	221630.4737	8946260.7157
4	4-1	3.94	221608.6837	8946257.5857

LEYENDA

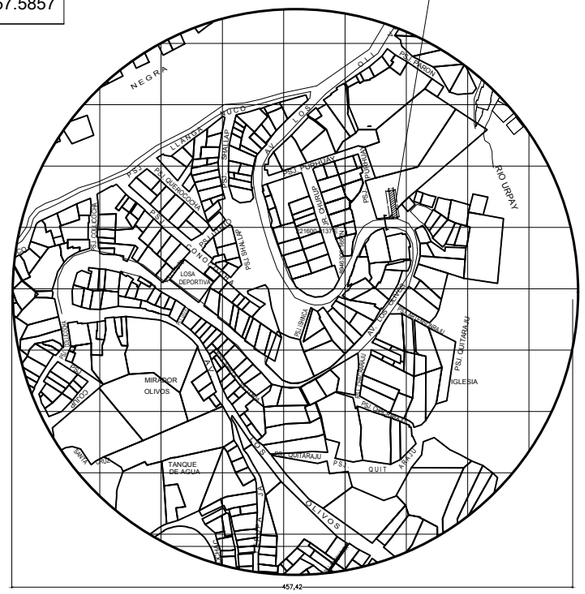
AREA POR CONSTRUIR



SECCION A-A

LOCALIZACION

ESC. 1:5000



CUADRO DE AREAS	
AREA	87.37m2
PERIMETRO	52.45m

CUADRO NORMATIVO

PARAMETRO	PLAN REGULADOR	PROYECTO
USOS	*VIVIENDA*	*VIVIENDA*
DENSIDAD NETA		
COEFICIENTE DE EDIFICACION		
% AREA LIBRE		
ALTURA MAXIMA		
RETIRO MINIMO FRONTAL	*SEGUN DISEÑO*	
RETIRO MINIMO LATERAL	*SEGUN DISEÑO*	
RETIRO POSTERIOR	*1/3H - 4 m*	
ALINEAMIENTO FACHADA		

CUADRO DE AREAS (m2)

AREAS	AREA CONSTRUIDA	AREA AMPLIACION	TOTAL
PRIMER PISO	*80.48*		
SEGUNDO PISO	*80.48*		
TERCER PISO	*80.48*		
CUARTO PISO	*80.48*		
AREA TECHADA	*80.48*		
AREA DE TERRENO	*87.37*		*87.37*
AREA LIBRE			
AREA OCUPADA			
PERIMETRO	*52.45m*		*52.45m*

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

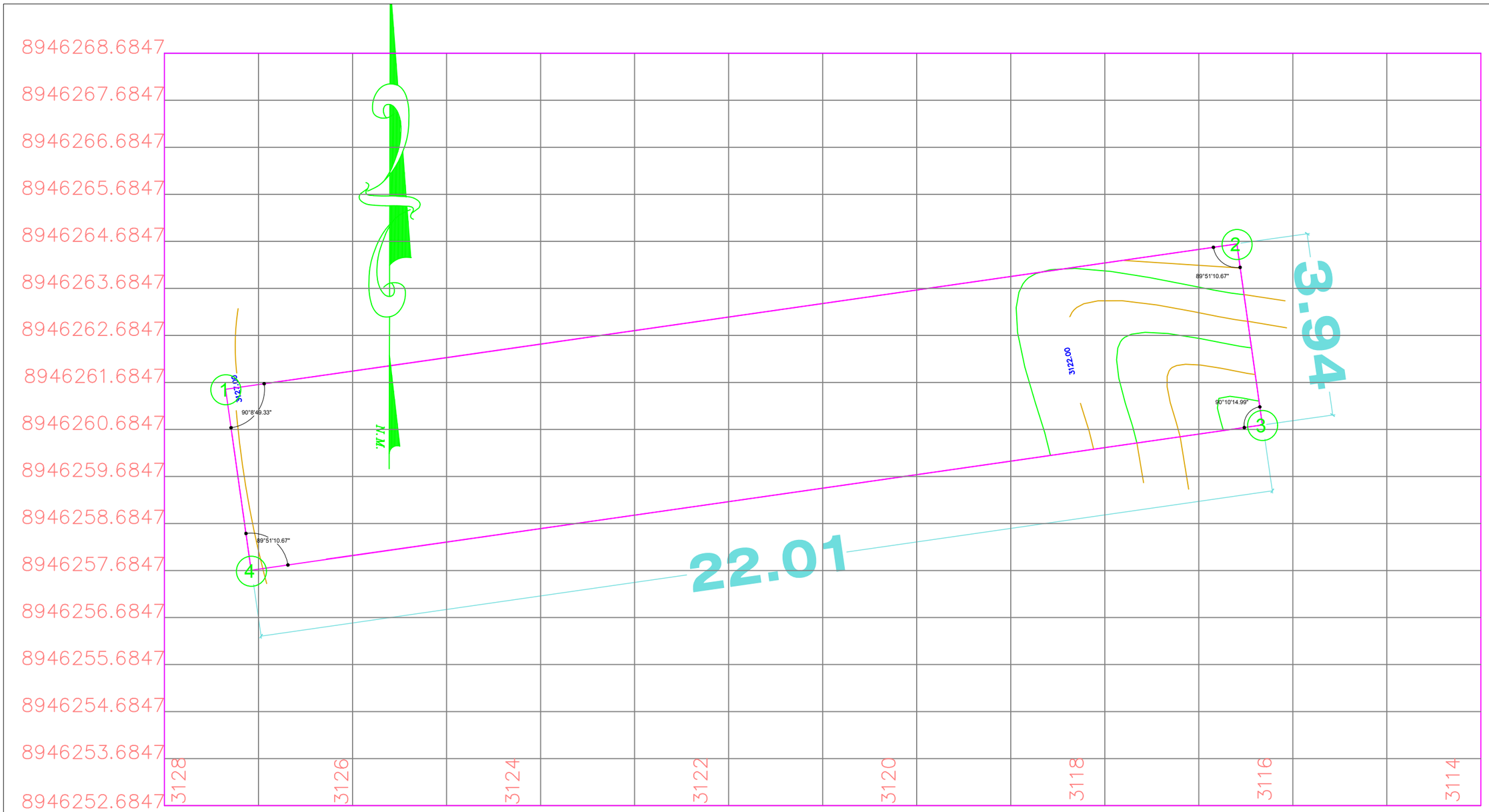
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: UBICACIÓN - LOCALIZACIÓN

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: INDICADA

LAMINA: UL-01



PLANO TOPOGRAFICO

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

LADO	DISTANCIA(m)	Angulo	Angulo Interior	X	Y
1-2	22.00	1	90°8'49.33"	221608.1337	8946261.4857
2-3	3.94	2	89°51'10.67"	221629.9237	8946264.6157
3-4	22.00	3	90°10'14.99"	221630.4737	8946260.7157
4-1	3.94	4	89°51'10.67"	221608.6837	8946257.5857
PERIMETRO = 51.904m				SUPERFICIE = 86.703 m2	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

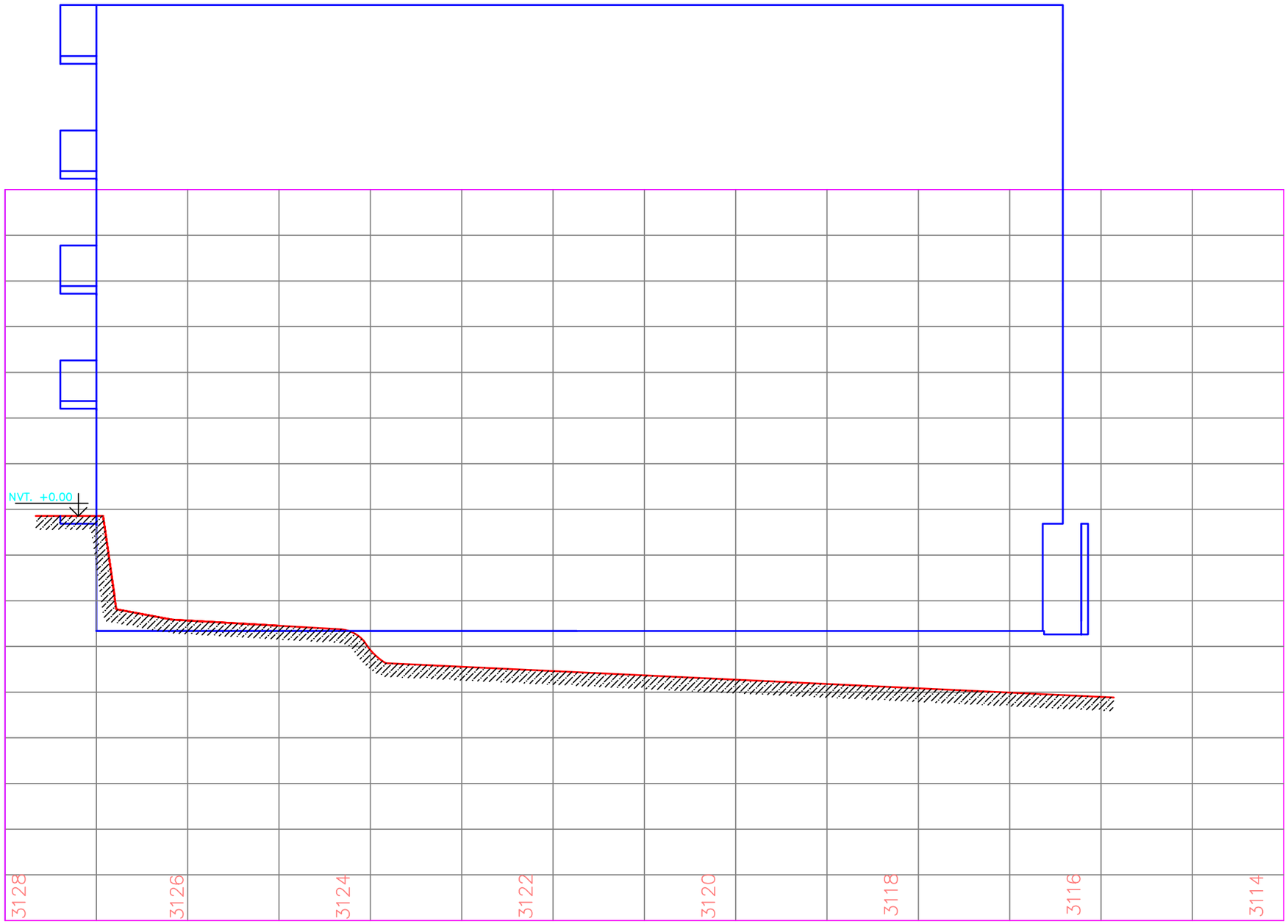
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: TOPOGRAFIA

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/75

LAMINA: PT-01

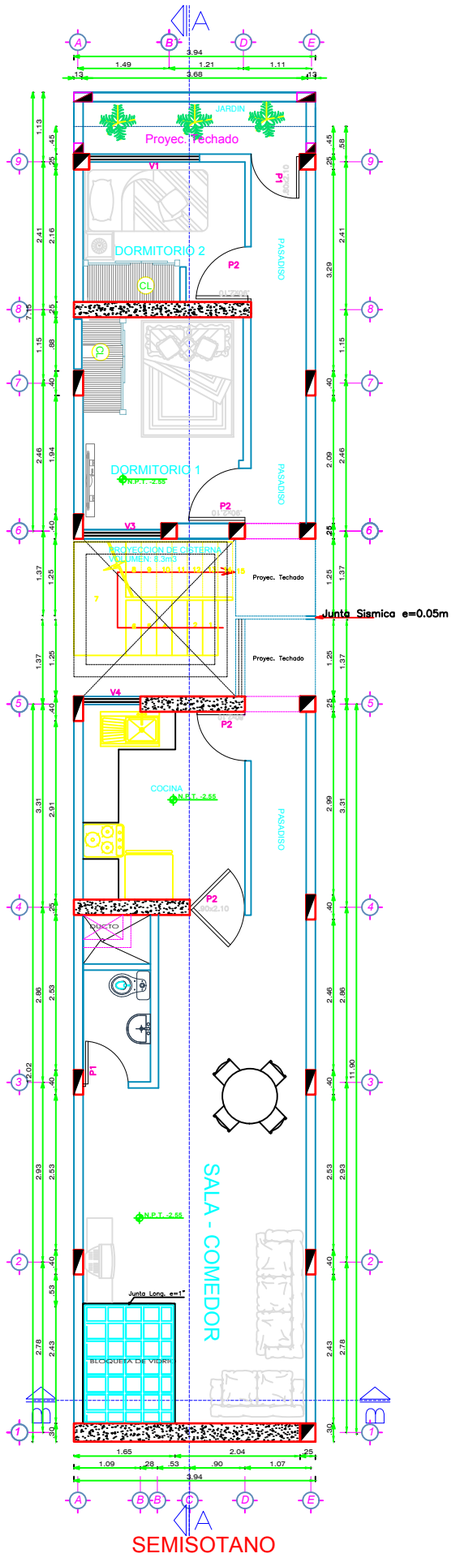


PERFIL LONGITUDINAL

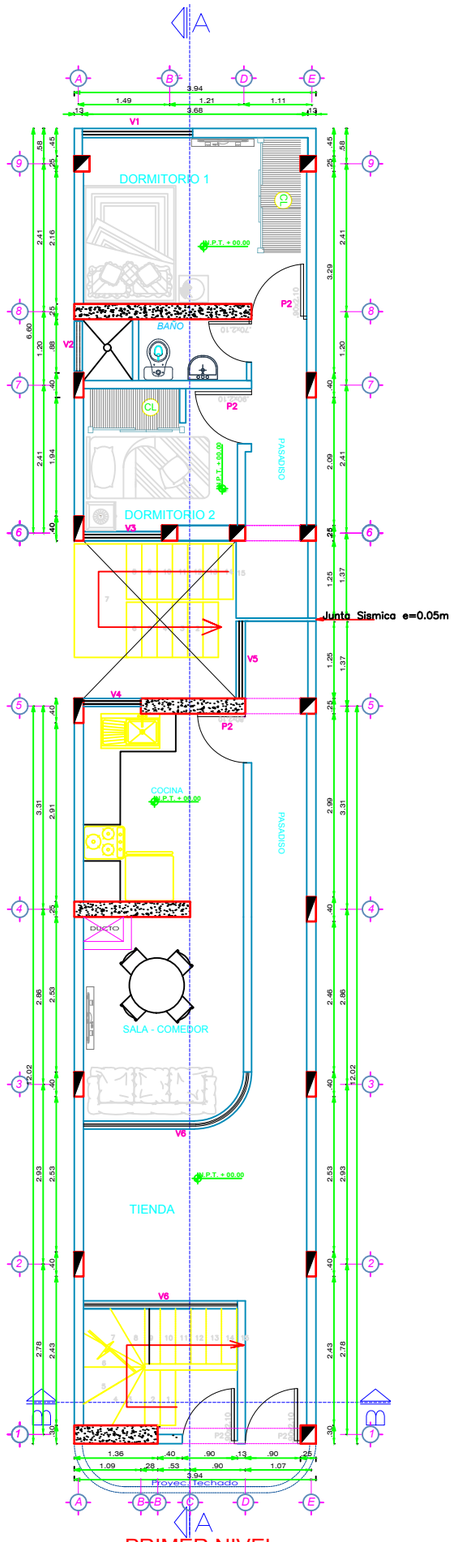
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

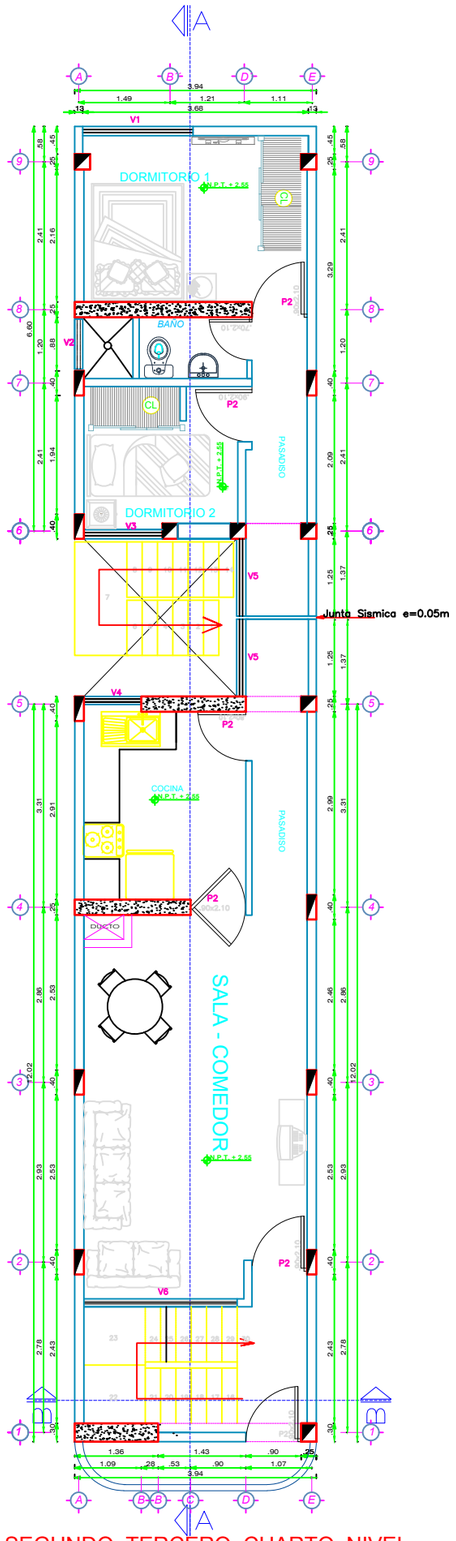
PROYECTO:	EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO:	PERFIL - LONGITUDINAL	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/75	LAMINA: PT-02



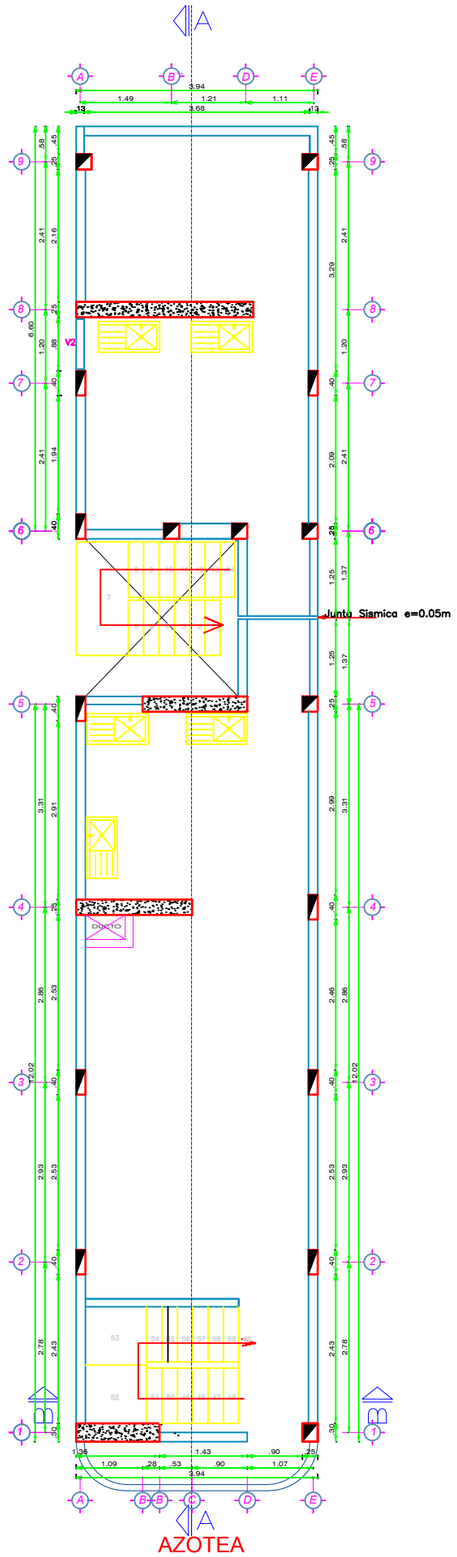
SEMISOTANO



PRIMER NIVEL



SEGUNDO, TERCERO, CUARTO NIVEL



AZOTEA

CUADRO DE VANOS PUERTAS

PUERTAS	ANCHO	ALTO
P1	0.8	2.1
P2	0.9	2.1

CUADRO DE VANOS VENTANAS

VANTANAS	ANCHO	HALTO	ALFEISER
V1	1.80	1.38	1.00
V2	0.87	0.30	1.90
V3	1.28	1.38	1.00
V4	0.94	1.38	1.00
V5	1.25	1.38	1.00
V6	2.5	1.38	1.00

UNASAM

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

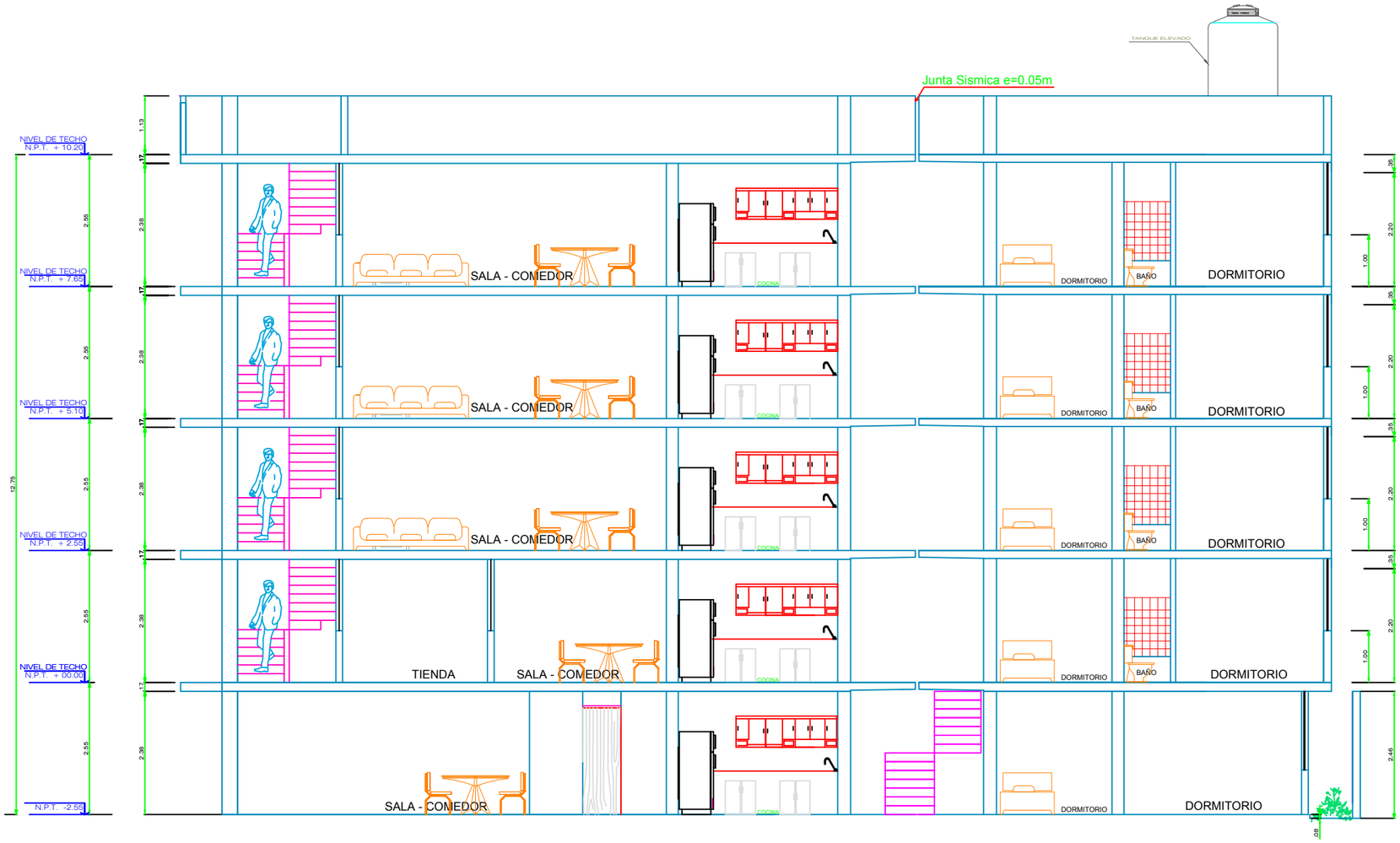
PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

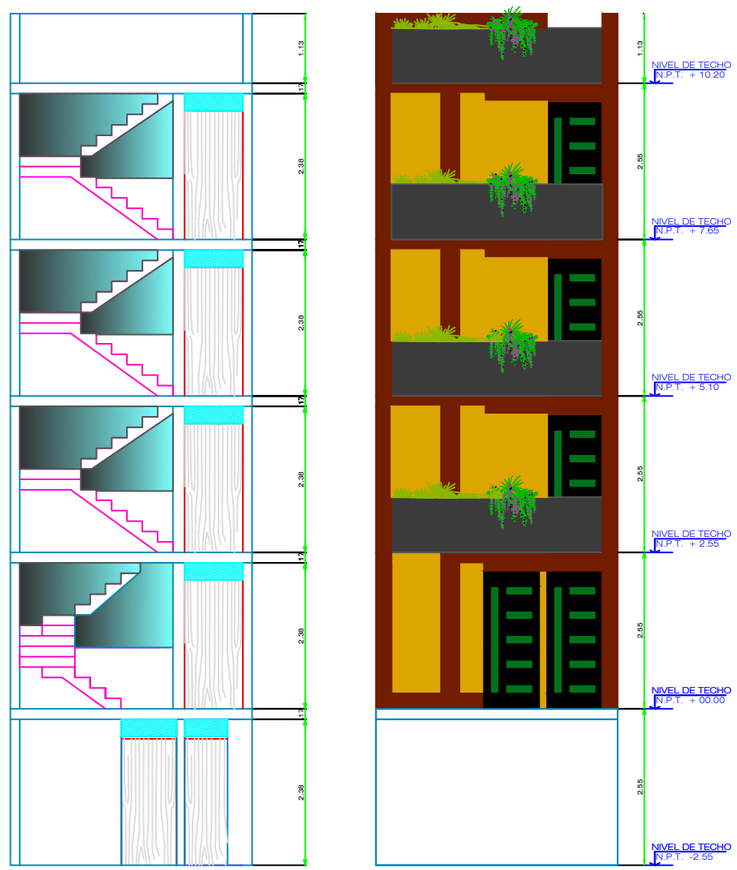
PLANO: ARQUITECTURA - PLANTA

FECHA: ABRIL 2017
ESCALA: 1/100

LAMINA: A-01



CORTE A-A

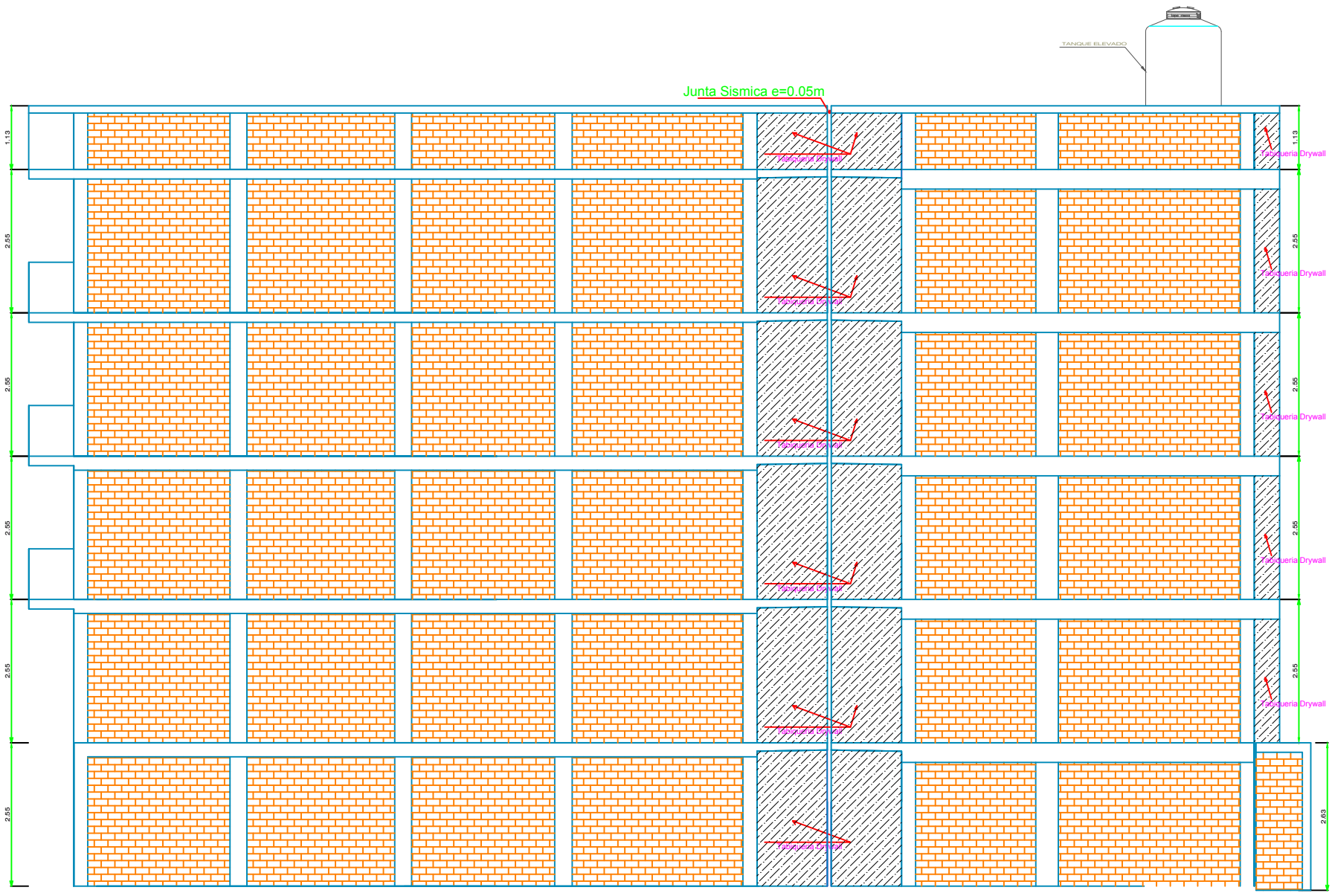


CORTE B-B ELEVACION FRONTAL

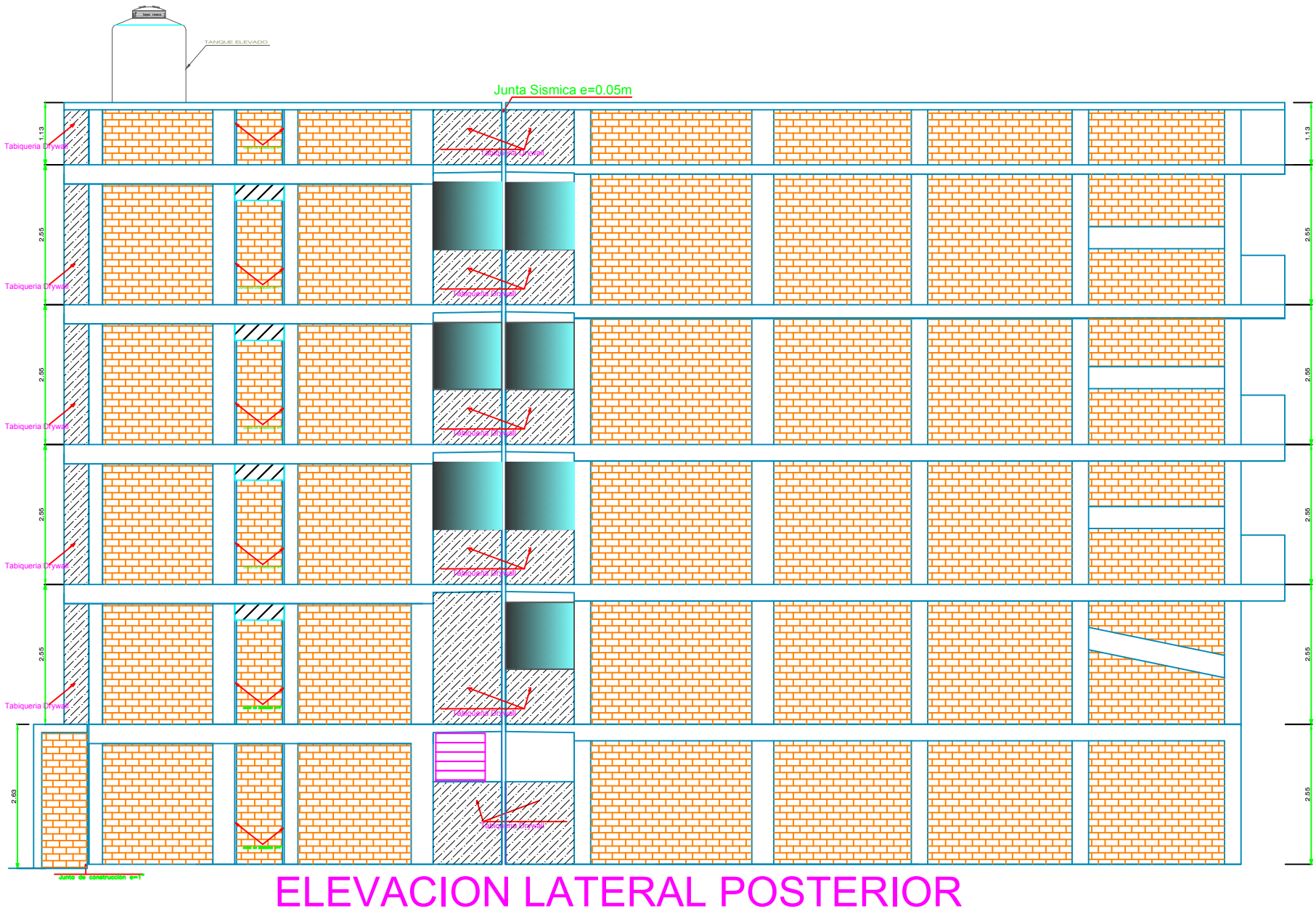
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ARQUITECTURA - CORTES-ELEVACIÓN	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/100	LAMINA: A-02

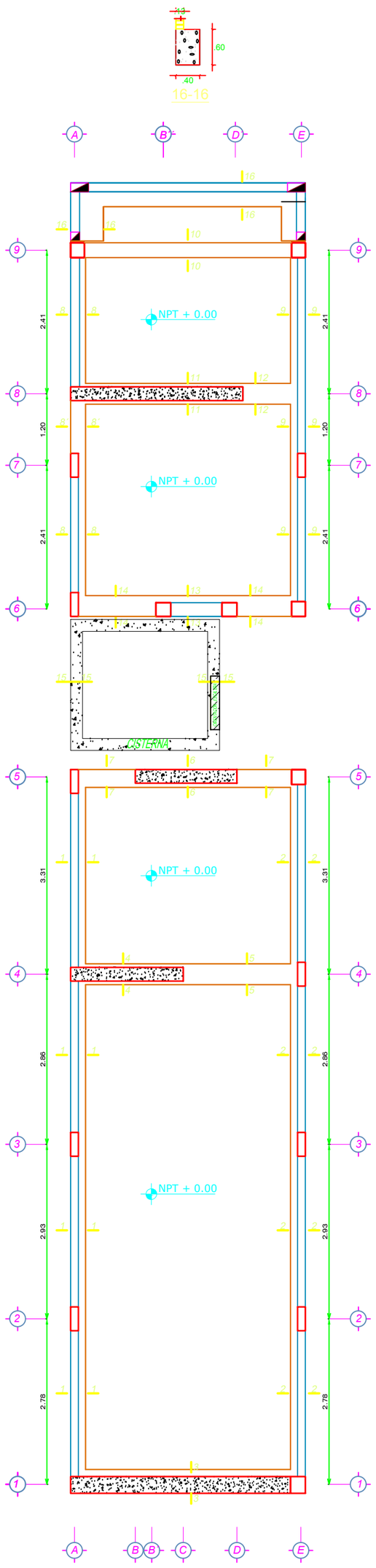


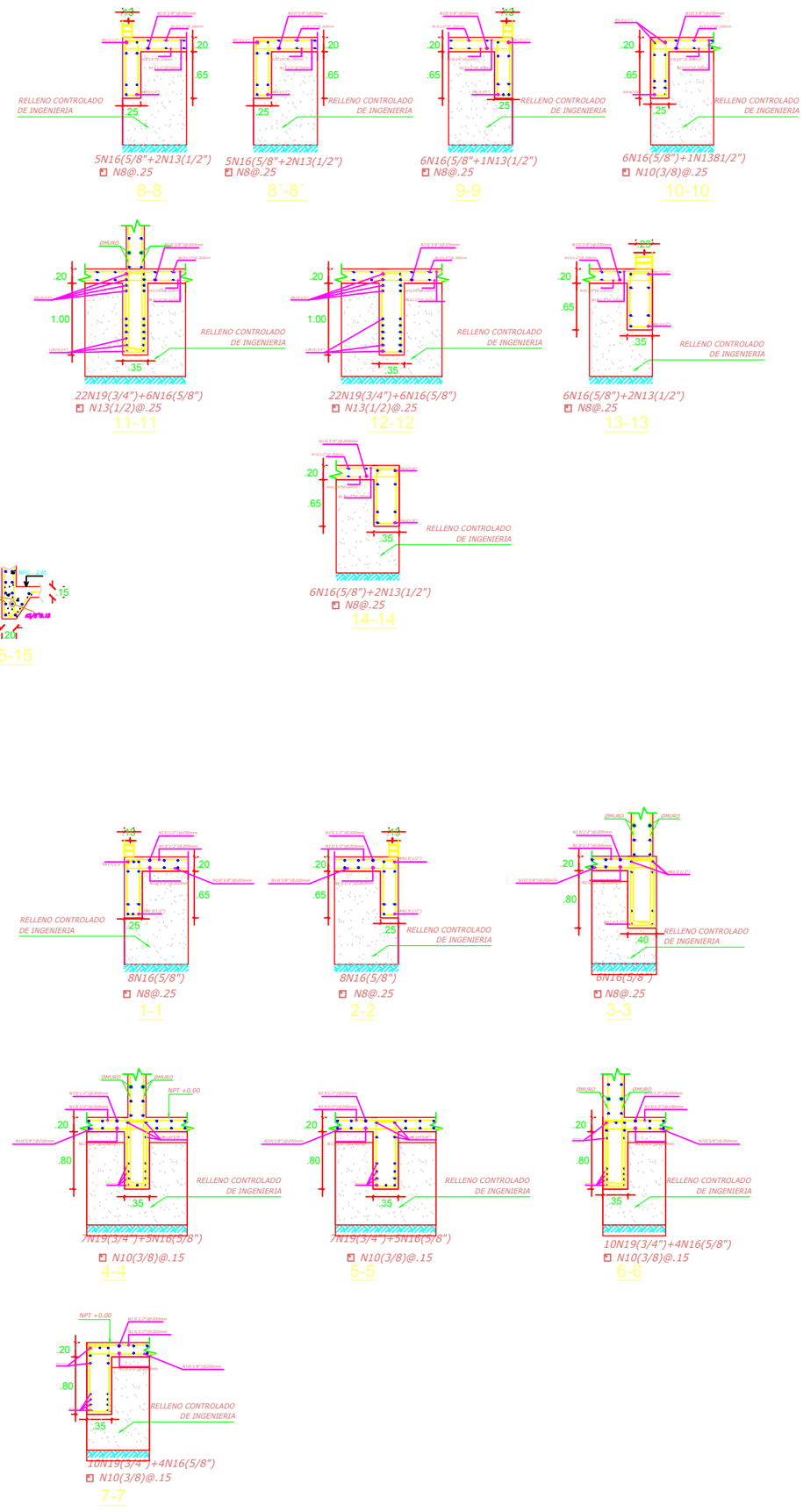
ELEVACION LATERAL



ELEVACION LATERAL POSTERIOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH "SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"		
TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL		
PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ARQUITECTURA - ELEVACIONES	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/100	LAMINA: A-03





ARMADURA DE LA PLATEA
MALLAS CORRIDAS EN TODA LA LOSA
VER DETALLE EN CORTES

CIMENTACIONES

TIPO DE CIMENTACION	PLATEA DE CIMENTACION SUPERFICIAL
ESTRATO DE APOYO	RELLENO CONTROLADO DE INGENIERIA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	-1.50m (CON RESPECTO AL N.P.T)
PRESION ADMISIBLE	1.8 kg/cm2
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	2.50 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO MENCIONADO EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE DETECTO PRESENCIA DE SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I

CONCRETO ARMADO

1. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, fc	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
PLATEA DE CIMENTACION	175 kg/cm2	2"	4"
COLUMNAS-VIGAS	210 kg/cm2		
LOSAS	210 kg/cm2		
ALBAÑILERÍA	TIPO V, SOLIDO DE ARCILLA, MAX. 30% DE PERFORACIONES ESPESOR MÍNIMO 130MM		

2. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, fy
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm2
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm2

3. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
PLATEA DE CIMENTACION	4.0cm
MUROS Y LOSAS	2.0cm
VIGAS	4.0cm
MORTERO	1:4, JUNTAS DE 1CM

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:-	E-0.20
VIVIENDA	200 kg/m2
VIVIENDA COMERCIO	500 kg/m2
ESCALERAS	200 kg/m2

CARGAS SISMICAS:-

REGLAMENTO:-	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.35
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.15
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	Rx=6.00 (MUROS ESTRUCTURALES) Ry=3.00 (MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA)

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO-BLOQUE I

-EDIFICIO UNIFAMILIAR

DIRECCION X-X:

-Txx = 0.31seg.

-Vxx = 40.72Ton.

-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.72 cm.

-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0007hei

DIRECCION Y-Y:

-Tyy =0.124seg.

-Vyy = 40.72Ton.

-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.45 cm.

-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0005hei

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO-BLOQUE II

-EDIFICIO UNIFAMILIAR

DIRECCION X-X:

-Txx = 0.265seg.

-Vxx = 25.749Ton.

-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.72 cm.

-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0007hei

DIRECCION Y-Y:

-Tyy =0.1179seg.

-Vyy = 25.749Ton.

-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 0.45 cm.

-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0005hei

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

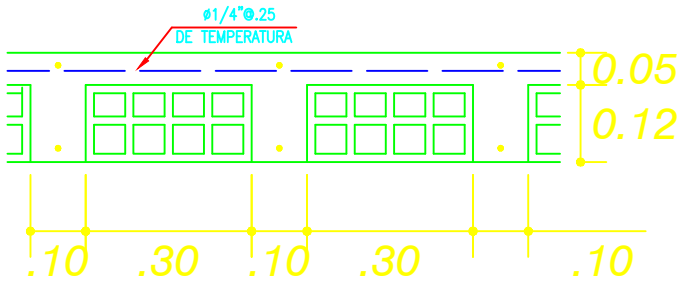
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: ESTRUCTURAS-CIMENTACIÓN

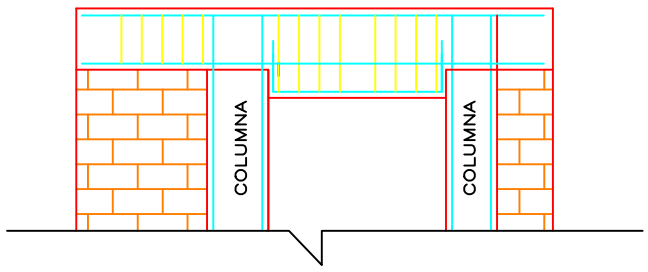
FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/75

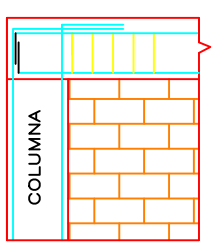
LAMINA: E-01

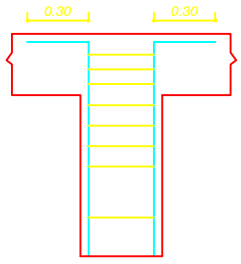


SECCION TIPICA DE ALIGERADO(h=0.17m)

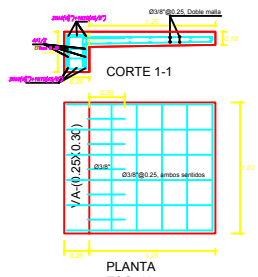


CONECCIÓN SOLERA - DINTEL - COLUMNA - ALBAÑILERIA





CONECCIÓN SOLERA - COLUMNA

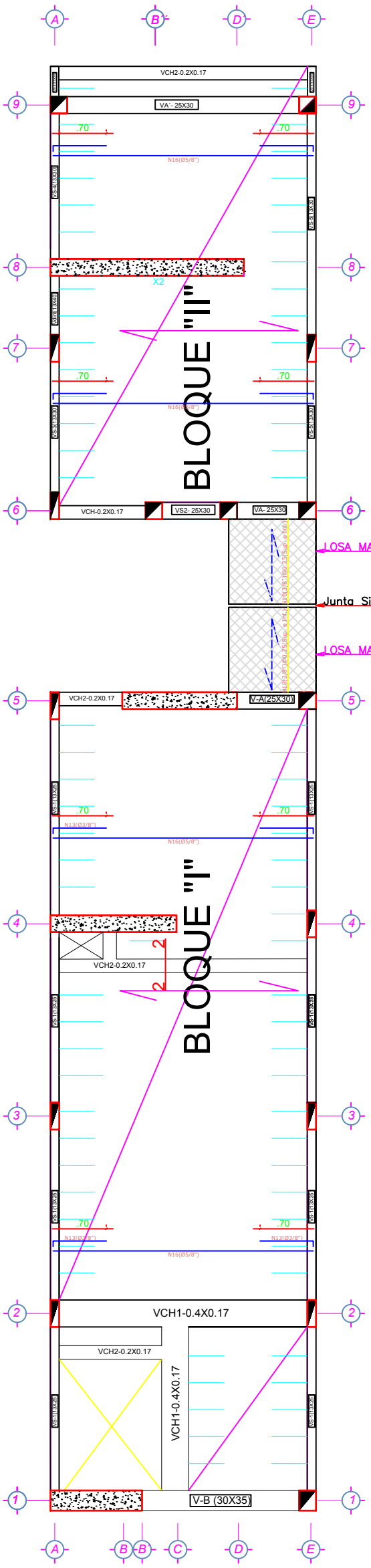


PLANTA
ESC: 1/75

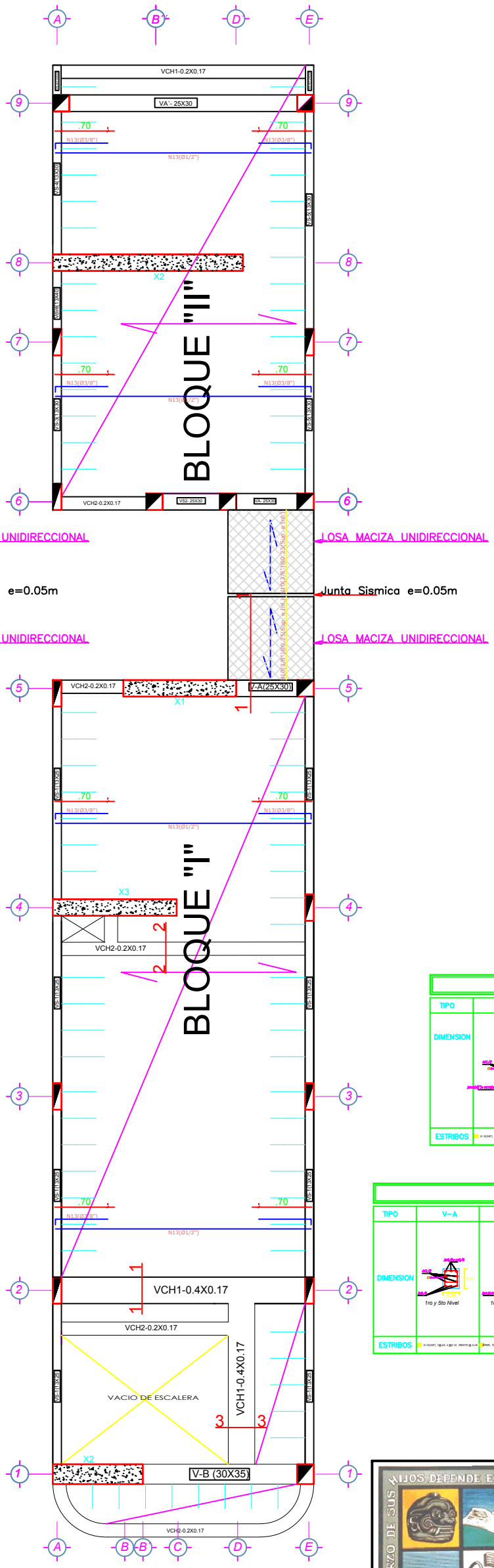
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

CONCRETO f´c=21Mpa (210kg/cm2), EN LOSA MACIZA, ALIGERADA Y VIGAS

ACERO Fy=42Mpa (420kg/cm2)



ENCOFRADO
SEMISOTANO



ENCOFRADO TIPICO
PRIMERO A CUARTO NIVEL

ESC: 1/75

CUADRO DE VIGAS - BLOQUE I

TIPO	V-A	VS-1	VS-2	V-B	Corte 1-1	Corte 2-2	Corte 3-3
DIMENSION							
ESTRIBOS							

CUADRO DE VIGAS - BLOQUE II

TIPO	V-A	V-A'	VS-2	VS-3	VS-4	VS-5	V-B	Vdintel-13x40	VCH-2
DIMENSION	1ro y 5to Nivel	1ro y 5to Nivel	1ro y 5to Nivel	1ro y 2do Nivel; 3er Nivel; 4to y 5to Nivel	1ro y 2do Nivel; 3ero 5to Nivel; azotea	1ro y 2do Nivel; 3ero 5to Nivel; azotea	1ro y 5to Nivel		1ro y 5to Nivel
ESTRIBOS									

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

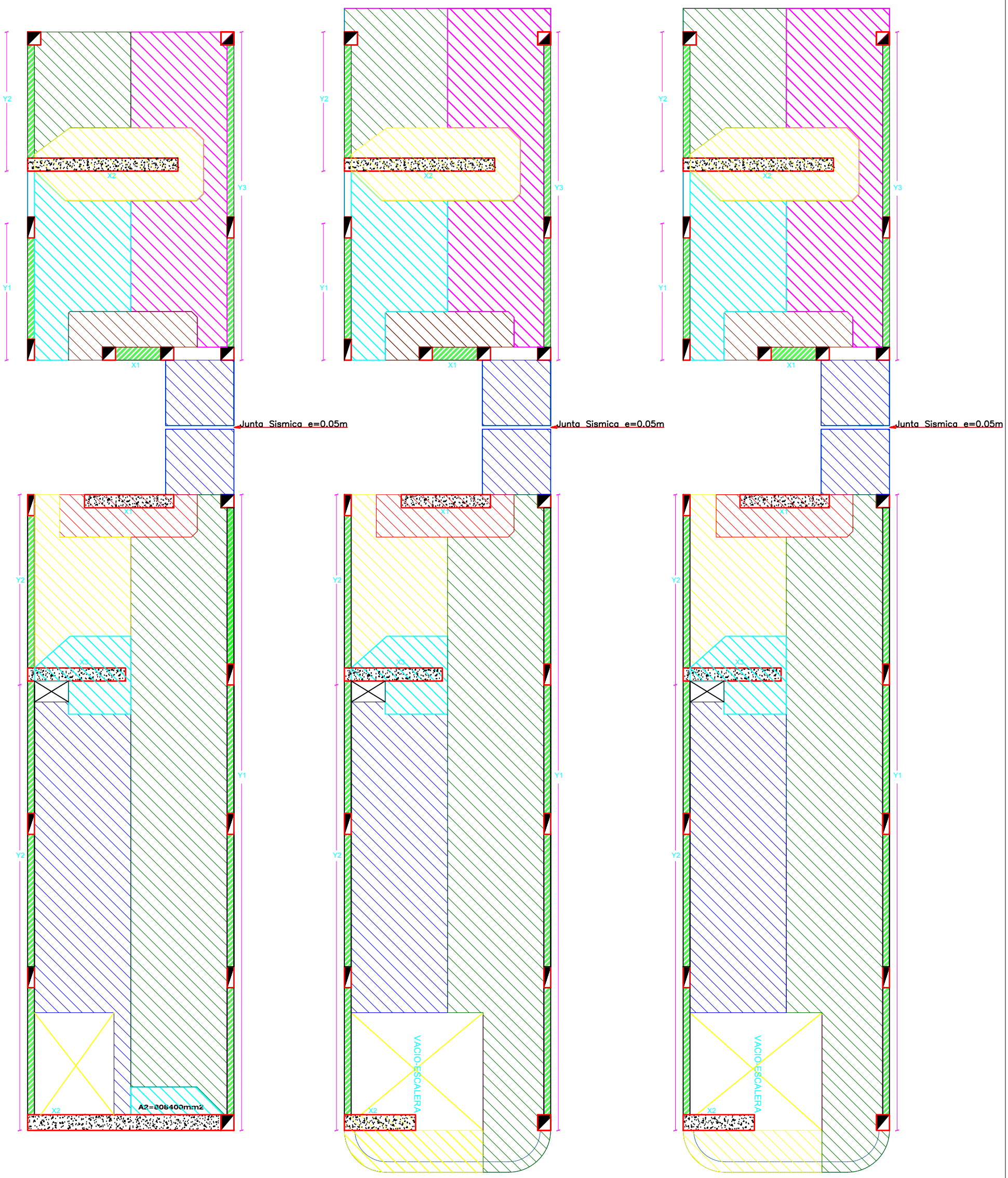
ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

PLANO: ESTRUCTURAS-ENCOFRADO

FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/75

LAMINA: E-02

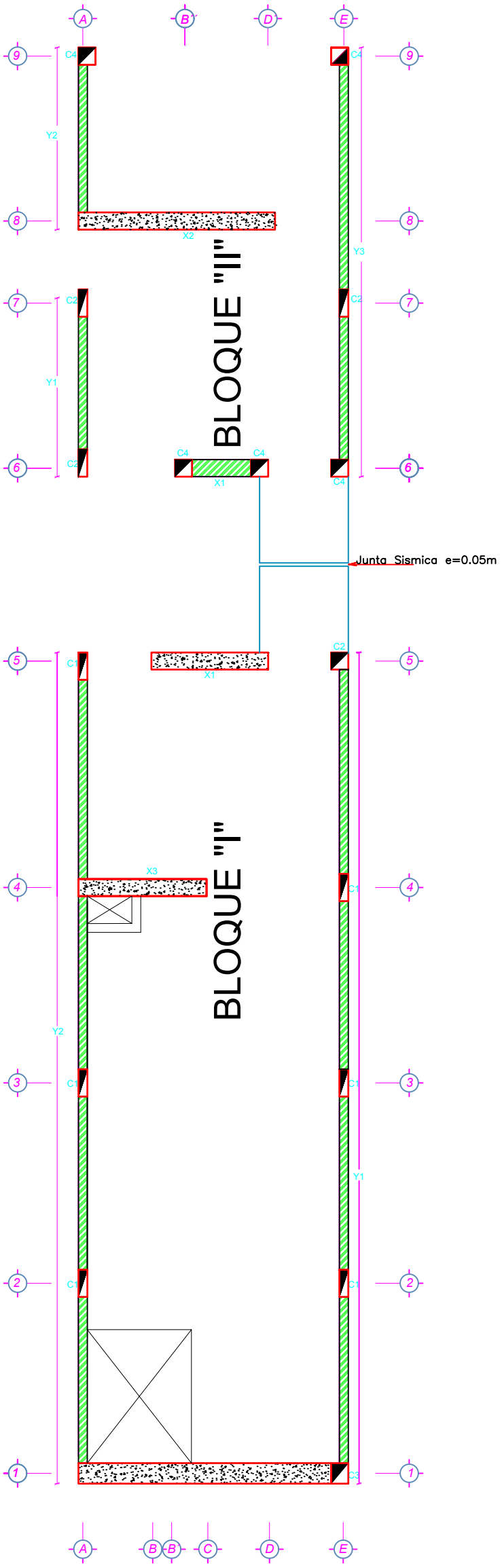


SEMISOTANO

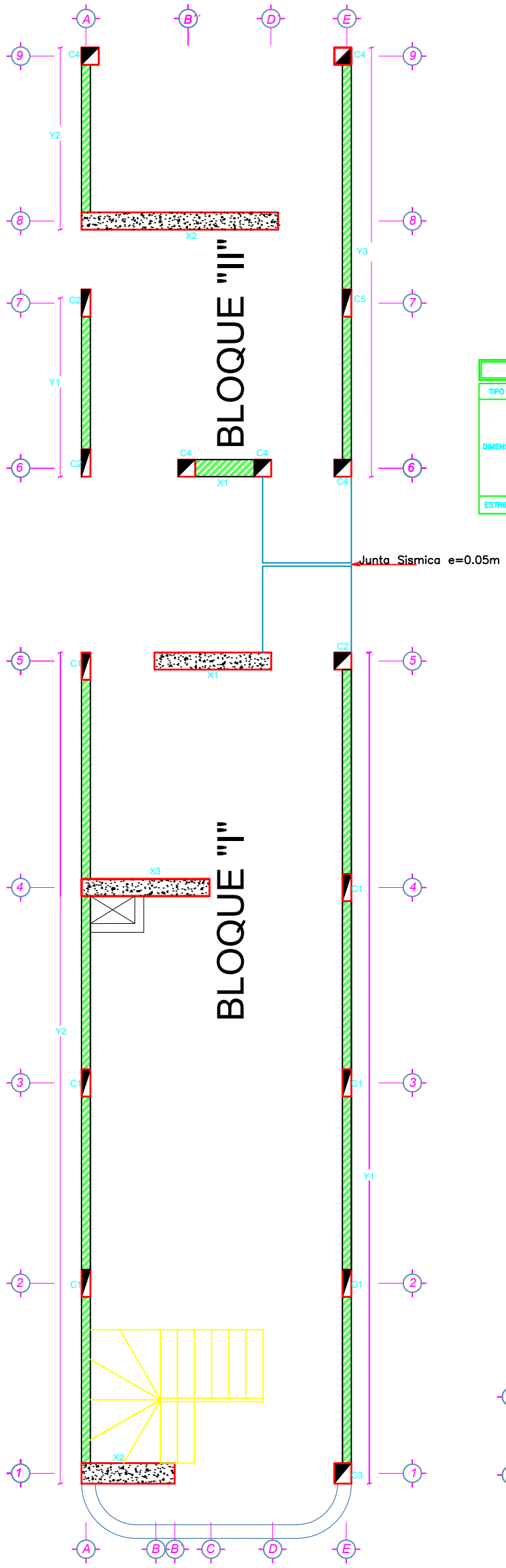
PRIMER NIVEL

SEGUNDO NIVEL Y DEMAS PISOS

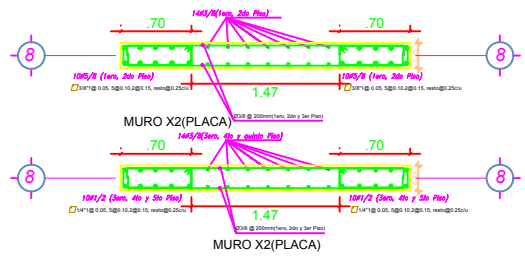
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH "SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"		
TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL		
PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ESTRUCTURAS - AREA DE INFLUENCIA	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/75	LAMINA: E-03



DISTRIBUCION COLUMNAS Y MUROS PORTANTES
SEMISOTANO

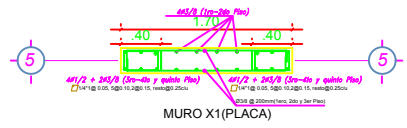


DISTRIBUCION COLUMNAS Y MUROS PORTANTES
PRIMERO A CUARTO A NIVEL



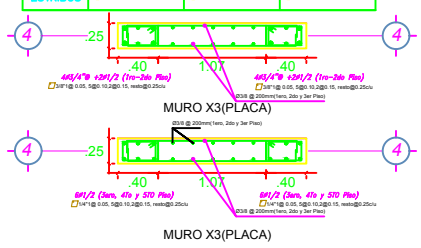
CUADRO DE COLUMNAS-BLOQUE II

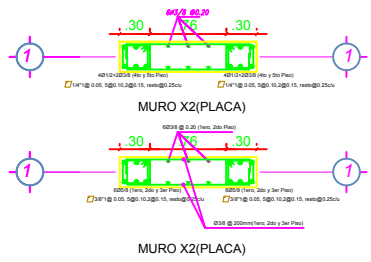
TIPO	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
DIMENSION					
ESTRIBOS					



CUADRO DE COLUMNAS BLOQUE "I"

TIPO	C-1	C-2	C-3
DIMENSION			
ESTRIBOS			





UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO UNIFAMILIAR

DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO

ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO

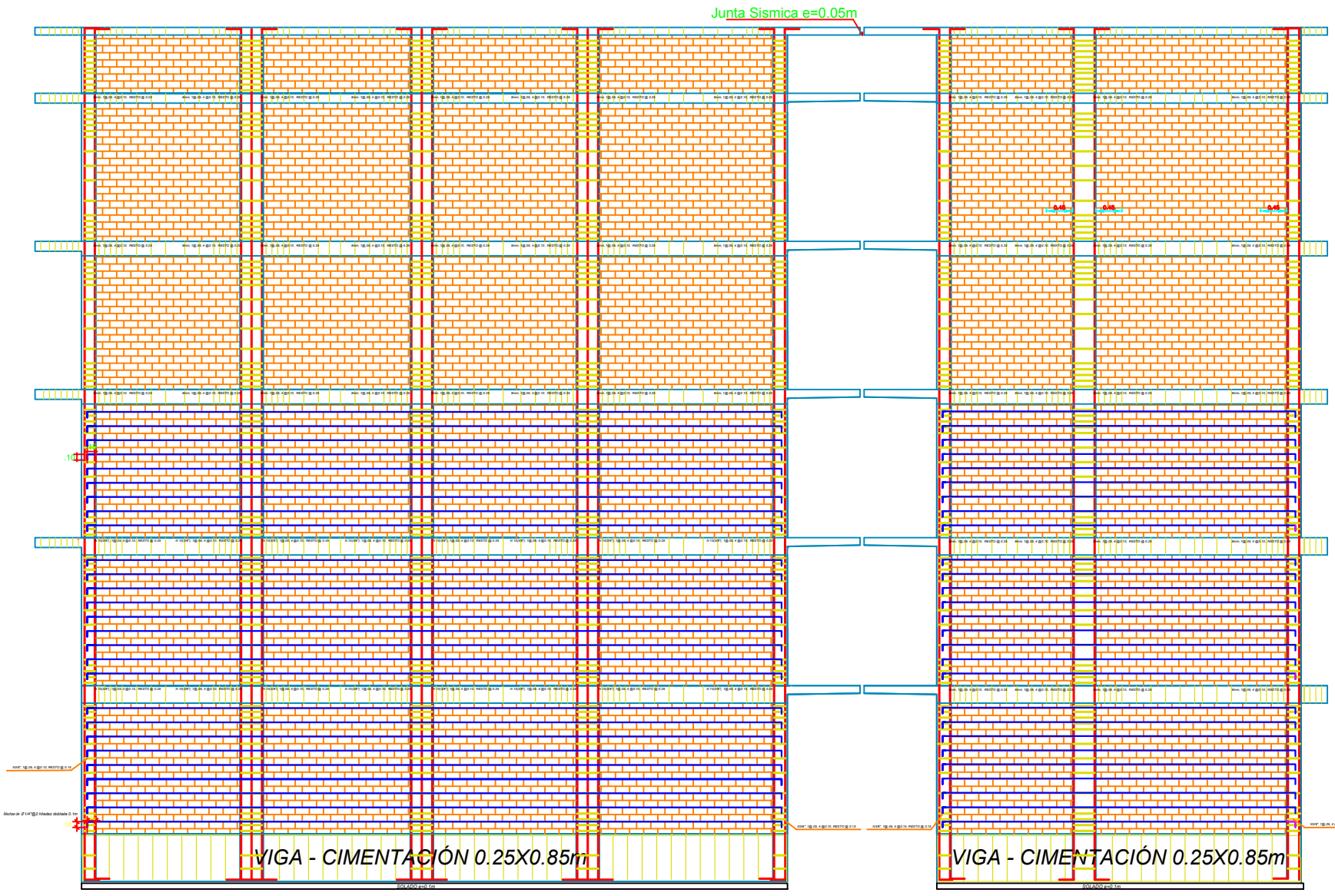
PLANO: ESTRUCTURAS-DISTRIBUCIÓN DE MUROS-COLUMNAS

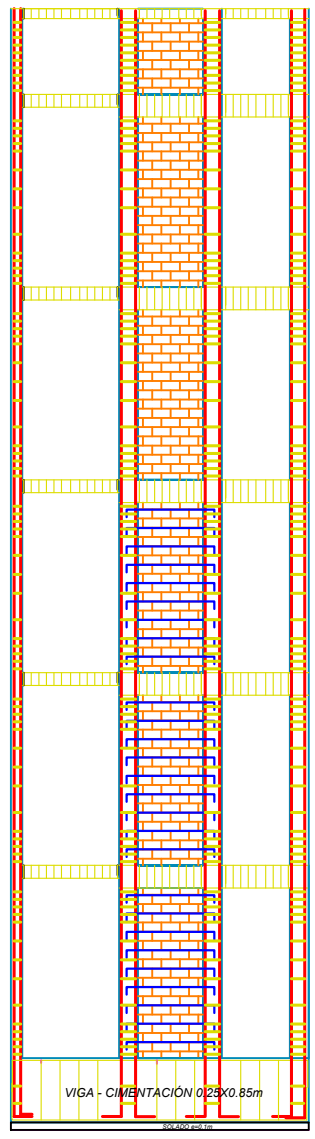
FECHA: ABRIL 2017

ESCALA: 1/75

LAMINA: E-04

EJE A-A





EJE E-E

EJE 6-6

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"

TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	DISEÑO: JOHN ALEX SIFUENTES CASTILLO ASESOR: ING. RICHARD ALBERTO DEPAZ BLÁCIDO	
PLANO: ESTRUCTURAS - MUROS CONFINADOS	FECHA: ABRIL 2017 ESCALA: 1/100	LAMINA: E-05