UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

"PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL"

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

AUTOR

Bach. Heredia Chuquimango Snayder Smith

ASESOR:

Ing. Díaz Delgado Nixon Mackiver

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Evaluación y diseño de construcciones sostenibles

Ingeniería Estructural y Sismorresistente

PIMENTEL – PERÚ

Año 2021

Página del jurado

Ing. Cesár Idrogo Pérez

Presidente

Ing. Fernando Llatas Villanueva

Secretario

Ing. Miguel Castope Camacho

Vocal

Dedicatoria

En principio a Dios por el obsequio más hermoso llamado vida.

A mis padres por el apoyo económico y moral hacia mi persona, así como la confianza depositada como futuro profesional.

A mi hermano Jhon Estiwar por estar siempre apoyándome en las buenas y en las malas.

Agradecimiento

Agradezco primeramente a Dios por darme la vida y la fortaleza en el día a día y así poder ver concluido este trabajo de investigación.

Al ing. Nixon Mackiver Díaz Delgado por el apoyo desinteresado prestado durante el desarrollo de esta investigación.

A la Universidad de Chiclayo y sus profesores, por sus aportes académicos.

A mis padres y hermanos por el apoyo incondicional brindado durante mis estudios y durante el desarrollo de este trabajo de investigación.

A Vilma por no perder la fe en mí y siempre alentarme a seguir adelante.

Declaratoria de autenticidad

Yo, **Heredia Chuquimango Snayder Smith**, adscrito a la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Ingenierías, Arte & Diseño de la Universidad Particular de Chiclayo, identificado con **DNI N° 74157918**, Con la tesis titulada "Propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales que puedan ser usados para la construcción de viviendas seguras de interés social".

Declaro bajo juramento que:

1) La tesis es de mi autoría
2) He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3) La tesis no ha sido auto plagiada; es decir no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), plagio (información sin citar autores), auto plagió (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Particular de Chiclayo.

Chiclayo, 07 de abril del 2021

_____

Bach. Heredia Chuquimango Snayder Smith

DNI Nº 74157918

Presentación

Señores Miembros del Jurado:

La presente investigación titulada “Propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales que puedan ser usados para para la construcción de viviendas seguras de interés social” se pone a consideración de los señores miembros del Jurado Calificador en cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Particular de Chiclayo, y para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

La información se estructurado en diez capítulos teniendo en cuenta el esquema de investigación sugerido por la universidad.

En el capítulo I, se ha considerado la introducción de la investigación. En el capítulo II, se registra las bases teóricas. En el capítulo III, se presenta el marco metodológico, En el capítulo IV, se muestran los resultados partir del procesamiento de la información recogida además se desarrolla una propuesta para solucionar la problemática. En el capítulo V se considera la discusión de los resultados. En el capítulo VI se recogen las conclusiones. En el capítulo VII se presentan las recomendaciones. En el capítulo V se considera la discusión de los resultados. En el capítulo VI se recogen las conclusiones. En el capítulo VII se presenta las recomendaciones. En el capítulo VIII se presenta de manera resumida la propuesta planteada. En el capítulo IX se consideran las referencias bibliográficas y por último en el capítulo X se presenta los anexos de la investigación.

Índice

Página del jurado ii
Dedicatoria iii
Agradecimiento iv
Declaratoria de autenticidad v
Presentación vii
Índice viii
Tablas x
Resumen xii
Abstract xiii
I. INTRODUCCIÓN 14
1.1 Realidad Problemática 14
1.2 Formulación del Problema 16
1.3 Hipótesis 16
1.4 Objetivos 16
1.4.1 Generales 16
1.4.2 Específicos 16
II. BASES TEÓRICAS 17
2.1 Antecedentes 17
2.2 Marco teórico 21
2.2.1 Viviendas seguras 21
2.2.2 Viviendas de interés social 24
2.2.3 Tablas y ábacos 24
2.3 Marco conceptual 26
III. MARCO METODOLÓGICO 28
3.1 Variables 28
3.2 Operacionalización de variables 29
3.3 Metodología. 30
3.4 Tipo de estudio 30
3.5 Diseño 30
3.6 Población muestra y muestreo 31
3.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos 31

3.8 Métodos de análisis de datos 32
3.9 Aspectos éticos 32
IV. RESULTADOS 34
4.1 Generalidades 34
4.2 Viviendas analizadas 35
4.3 Datos usados para los análisis 35
4.4 Distribución de las viviendas analizadas 42
4.5 Modelos matemáticos 48
4.6 Valores obtenidos 49
4.7 Desarrollo de la propuesta 55
V. DISCUSIÓN 86
VI. CONCLUSIONES 89
VII. RECOMENDACIONES 90
VIII. PROPUESTA 91
8.1 Generalidades 91
8.2 Análisis. 91
8.3 Diseño 91
8.4 Implementación 92
8.5 Costo y presupuesto 92
IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 93
X. ANEXOS 97

Tablas

Tabla 1: Operacionalización de Variables 29
Tabla 2: Carga Viva Para los Modelos a Analizar 35
Tabla 3: Carga Permanente para los Modelos a Analizar 36
Tabla 4: Peso Sísmico de la Estructura 41
Tabla 5: Modos de Vibración y Masa Participativa de las Viviendas Analizadas 49
Tabla 6: Distorsiones de las Viviendas Analizadas (Derivas) 51
Tabla 7: Verificación de la fuerza Cortante Mínima - Viviendas 54
Tabla 8: Peso de Tabiques por Metro Lineal 56
Tabla 9: Carga Equivalente de Tabiquería por m² 56
Tabla 10: Carga Permanente para los Modelos a Analizar 57
Tabla 11: Modos de Vibración y Masa Participativa de los Modelos Analizadas 59
Tabla 12: Distorsiones de los Modelos Analizadas (Derivas) 61
Tabla 13: Verificación de la Fuerza Cortante Mínima - Modelos 66
Tabla 14: Determinación de la Junta Sísmica (S) 67
Tabla 15: Tabla para la Construcción de Vigas 72
Tabla 16: Tabla para la Construcción de Columnas 76
Tabla 17: Tabla para la Construcción de Cimientos 77
Tabla 18: Tabla para la Construcción de Muros Confinados 79
Tabla 19: Tabla para la Construcción de Losas Aligeradas 80
Tabla 20: Tabla para Construcción de escaleras 83
Tabla 21: Calculo de Acero en Sobrecimientos 85
Tabla 22: Costo y presupuesto para Implementación 92

Figuras

Figura 1: Modelos de Viviendas Construidas Actualmente 34
Figura 2: Viviendas Analizadas..... 35
Figura 3: Definición de Materiales para los Análisis 37
Figura 4: Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 01 38
Figura 5: Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 02 39
Figura 6: Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 03 40
Figura 7: Distribución en Planta Vivienda 01 42
Figura 8: Distribución en Planta Vivienda 02-1er y 2do Nivel..... 43
Figura 9: Distribución en Planta Vivienda 02-3er y 4to Nivel..... 44
Figura 10: Distribución en Planta Vivienda 03 – 1er Nivel 45
Figura 11: Distribución en Planta Vivienda 03 – 2do Nivel 46
Figura 12: Distribución en Planta Vivienda 03 – 3er Nivel 47
Figura 13: Modelos Matemáticos de las Viviendas Analizadas..... 48
Figura 14: Restricción de Irregularidades en Edificaciones..... 50
Figura 15: Límites para las Distorsiones de Entrepiso..... 51
Figura 16: Distorsiones de la Vivienda 01 52
Figura 17: Distorsiones de la Vivienda 02 53
Figura 18: Distorsiones de la Vivienda 03 53
Figura 19: Sistema Estructural Analizado..... 55
Figura 20: Consideraciones para el Análisis de los Modelos según la E-030..... 58
Figura 21: Distorsiones de los Modelos Analizados 63
Figura 22: Ábacos para el Cálculo de Acero según Peralte de Viga..... 69
Figura 23: Apoyo para el Uso de la Tabla para la Construcción de Vigas..... 74
Figura 24: Abaco para Calculo de Dimensiones y Acero en Columnas 75
Figura 25: Apoyo para el Uso de la Tabla para la Construcción de Cimientos 78
Figura 26: Unión entre Muros y Columnas..... 79
Figura 27: Apoyo para el Uso de la Tabla para Construcción de Losas 81
Figura 28: Ábacos para Determinar Acero en Escaleras..... 82
Figura 29: Apoyo para el Uso de la Tabla Construcción de Escaleras 84
Figura 30: Armado para Sobrecimientos..... 85

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo principal realizar una propuesta de tablas y ábacos para la construcción de viviendas segura en la localidad de Cutervo, las cuales podrán ser usadas para viviendas de hasta tres pisos.

Como se ha visto, actualmente se vienen ejecutando proyecto de edificaciones que no cuentan con una buena estructuración ni la asesoría de profesionales técnicos capacitados, dando como resultado viviendas vulnerables ante futuros eventos sísmicos. En la zona de estudio para este proyecto se constató que existen viviendas que son producto de la autoconstrucción, además de presentar una mala concepción estructural e inadecuada ejecución durante el proceso constructivo.

Para demostrar el peligro de lo que acarrea la construcción sin asesoramiento técnico y profesional se realizó el análisis modal-espectral de tres modelos de viviendas existentes en la actualidad, para los análisis realizados se usó las normativas vigentes obteniéndose el comportamiento dinámico de las estructuras y los desplazamientos de las mismas. El análisis realizado se llevó a cabo en el software Etabs V16.2.1.

Posteriormente se procedió a realizar el análisis estructural de 06 modelos de vivienda con el software Etabs y Safe, para luego realizar sus verificaciones mediante las normativas vigentes para cada material presente en los modelos de análisis, y luego concluir con el diseño de los mismos

Finalmente, los valores obtenidos fueron plasmados en tablas para que puedan ser usadas para construcciones similares (típicas), además se obtuvieron mediante las formulas especificadas en la normativa E-060, ábacos que permiten reducir el tiempo de cálculo de elementos estructurales específicos.

Palabras clave: Tablas, Ábacos, Análisis, Construcción, Viviendas seguras, Diseño, Estructuras.

Abstract

The main objective of this research is to make a proposal of tables and abacos for the construction of safe houses in the town of Cutervo, which can be used for houses with up to three floors.

As has been seen, building projects are currently being executed without good structuring or the advice of trained technical professionals, resulting in houses that are vulnerable to future seismic events. In the study area for this project, it was found that there are houses that are the product of self-construction, in addition to having poor structural design and inadequate execution during the construction process.

In order to demonstrate the danger of construction without technical and professional advice, a modal-spectral analysis of three models of existing houses was carried out, using the current regulations to obtain the dynamic behavior of the structures and their displacements. The analysis was carried out with Etabs V16.2.1 software.

Subsequently, we proceeded to perform the structural analysis of 06 housing models with the Etabs and Safe software, in order to verify them by means of the regulations in force for each material present in the analysis models, concluding with their design.

Finally, the values obtained were translated into tables so that they can be used for similar (typical) constructions, and were also obtained using the formulas specified in the E-060 standard, abacuses that reduce the calculation time of specific structural elements.

Keyword: Tables, Abacuses, Analysis, Construction, Safe housing, Design, Structures.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

Internacional

Reinoso (2017), en México, lideró un estudio el cual fue realizado después del terremoto de 2017, a 150 edificios construidos, determinando que muchos no cumplían con los estándares oficiales y que en su construcción se usaron materiales de baja calidad. En varios casos, los edificios revisados ni siquiera tenían el papeleo suficiente de planos y otros factores como para revisar por completo el cumplimiento.

Prensa libre (2017), Guatemala, en uno de sus artículos informó que más de 130 viviendas fueron afectadas a causa del sismo producido el 7 de septiembre en dicho país afectando principalmente a las comunidades del departamento de San Marcos; viviendas las cuales, debido a la precariedad de su construcción, presentaron daños importantes e incluso algunas cedieron. Si bien hubo daños en casas y edificios públicos, no hubo víctimas mortales.

El Comercio (2016), afirma que más de 1 125 edificaciones colapsaron durante el sismo de 7.8 grados Richter que sucedió en abril del 2016 en el territorio ecuatoriano, debiéndose esto a errores constructivos los cuales son parte de todo un 'kit' que causaron el desastre. La construcción informal, que alcanza el 70% en este país es, obviamente, un factor de riesgo muy importante.

Nacional

Perú 21 (2018), nos menciona el caso ocurrido en el puerto de Pisco, el cual se considera que fue el terremoto más grande en esta zona del país en los últimos 50 años, evento que no solo causo pérdidas materiales sino también de vidas humanas y tragedia de la cual el país aún no se recupera por completo. SENCICO en el año 2013 afirmo que cerca del 60% de la vivienda procedían de la autoconstrucción y que además eran vulnerables a sismos razón por la cual la perdida material llego a grandes escalas.

García Bedoya (2018), en el diario El Comercio, nos dice que La inseguridad a la que se expone una vivienda informal es preocupante, El ingeniero critica las malas construcciones en las laderas de los cerros y también hace hincapié en los cimientos defectuosos sobre terrenos un poco blandos y la construcción sobre rellenos sanitarios lo cual, en consecuencia, tarde o temprano hace que la edificación presente desperfectos, ya sea por fallas estructurales o funcionales.

América Noticias (2017), nos dice que la informalidad se puede observar con mayor frecuencia en la ciudad capital, la cual es considerada como "el paraíso de las construcciones informales" ya que, en diferentes distritos, las edificaciones son construidas sin patrón arquitectónico ni seguridad de ingeniería las cuales son replicadas y desafían a la propia naturaleza. En el año 2017 según estudios más del 70% demostraron ser producto de la informalidad y vulnerables a eventos sísmicos.

Local

El Perú es un país en el cual la población va aumentado día tras día, lo cual trae consigo la construcción de miles de viviendas al año (Gestión, 2017). Este tipo de casos no solo se puede observar en nuestro medio ya que también se produce en diferentes países de Latinoamérica. Esto se debe a que la mayoría de personas que deciden realizar la construcción de su vivienda no busca la asistencia de un profesional, debido a prejuicios sobre los mismos, y optan por la "autoconstrucción" sin pensar que a la larga les puede resultar más caro y que además están poniendo en riesgo la vida de las personas que posteriormente la habitarán. En la localidad de Cutervo esto es muy común y año tras año se viene realizando la construcción de viviendas de las cuales la mayoría son informales y su construcción se ha llevado a cabo sin la asistencia de un profesional capacitado lo cual representa una amenaza para el resto de habitantes, pues al hacer su edificación endeble, la hace vulnerable a cualquier siniestro.

Se debe recordar que las viviendas tienen que construirse para resistir los sismos, pues el Perú se encuentra en una zona altamente sísmica (Instituto Geofísico del Perú, 2017) . Es por eso que es necesario contar con el desarrollo de cierta información, como

lo que se pretende obtener a través de esta investigación, que ayude no solo a las personas de bajos recursos sino a todas aquellas que deseen construir su vivienda y no puedan contar con la asistencia de un profesional. de esta manera estaremos contribuyendo a que las personas puedan contar con viviendas seguras y que además no representen un riesgo para el resto de ciudadanos.

1.2 Formulación del Problema

¿Ayudará una propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales a realizar la construcción de viviendas seguras?

1.3 Hipótesis

La propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales contribuirá a realizar la construcción de viviendas seguras de interés social

1.4 Objetivos

1.4.1 Generales

Proponer tablas y ábacos de elementos estructurales que puedan ser usados para la construcción de viviendas seguras de interés social.

1.4.2 Específicos

- Evaluación de edificaciones existentes, teniendo en cuenta las zonas donde se está incrementado la construcción de viviendas informales que no cuentas con un control técnico durante el proceso constructivo.
- Realizar el modelamiento de estas viviendas típicas (diseños similares) usando un programa de cálculo estructural (Etabs) que este dirigido al análisis de edificaciones.
- Realizar un análisis estructural de los modelos teniendo en cuenta las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Proponer una manera fácil y rápida que además sea entendible, con la finalidad de solucionar la problemática actual.

II. BASES TEÓRICAS

2.1 Antecedentes

Internacional

Araujo Cruz (2017), en su tesis denominada: “Diseño arquitectónico de viviendas progresivas de interés social para el barrio “Menfis bajo”, en la ciudad de Loja. ”, para optar por el Título de Arquitecto, presentada en la Universidad Internacional Del Ecuador, investigación Cuantitativa, **Problemática** crecimiento poblacional y la falta de viviendas propias en la ciudad de Loja, se fijó como **objetivo principal** Proponer un diseño arquitectónico de viviendas progresivas de interés social para el barrio “Menfis Bajo”, en la ciudad de Loja.. Como **resultado** del estudio de otros proyectos similares en la zona se llega al desarrollo de un prototipo el cual podría ser usado y modificado a medida que la situación económica de los habitantes mejore. Después de la investigación realizada se **concluye** que este proyecto de vivienda de interés social ayudara a reducir el déficit de vivienda que posee el barrio Menfis bajo ya que propone un diseño económico y accesible, y finalmente se **recomienda** el uso de este tipo de viviendas en zonas de expansión urbana; la **relevancia** es que brinda información sobre la arquitectura de edificaciones de interés social y la importancia de las mismas para la construcción de una vivienda segura, factor que se tendrá en cuenta en el desarrollo de este proyecto.

Gonzales Utiel (2017), en la tesis titulada: “Autoconstrucción y participación en el diseño de la vivienda colectiva, la experiencia madrileña”, tesis doctoral presentada en la Universidad CEU San Pablo, investigación cualitativa, tiene como **problemática** la construcción de viviendas progresivas y de autoconstrucción dirigida, cuyo **objetivo** es la evaluación de los diseños participativos y los beneficios del mismo; como **resultados** se obtuvo que los procesos participativos en materia de vivienda surgen en busca de una respuesta alternativa a los problemas de alejamiento y habitualmente son acompañados de propuestas que abren nuevos caminos en lo que a los modos de propiedad de la vivienda se refiere. En este tipo de construcción no solo el profesional adquiere nuevos

conocimiento sino que también los usuarios están presentes en cada etapa de la elaboración del mismo; **concluyendo** que la autoconstrucción dirigida y el diseño de vivienda colectivas no solo brinda nuevas opciones en cuanto a la construcción de vivienda propias sino también a que ambas parte (arquitecto, usuario) podrán ir aprendiendo a través del desarrollo de las diversas fases del proyecto y además que el participar activamente, ya sea a través de la construcción, del diseño o de la modificación a partir del uso, proporciona a los usuarios un vínculo especial con sus viviendas. El autor nos **recomienda** que siempre se debe tener en cuenta los parámetros técnicos de la zona ya que en algunos lugares este tipo de edificaciones no cumple con los mismos o no están permitidos; la **relevancia** de este proyecto es que nos permite ver cuáles son las otras realidades en países extranjeros en los cuales se van optando por otros sistemas constructivos así mismo la importancia que desempeñan las normativas de construcción.

Rangel (2018), en su tesis denominada: "Propuesta de un proyecto de casa habitación unifamiliar y la presupuestación de su autoconstrucción", para optar por el titulo de Ingeniero Civil, presentada en la Universidad Nacional Autónoma de México, investigación cualitativa, tiene como **problemática** el aumento de la población en México así como la autoconstrucción de viviendas y cuyo **objetivo** es la de brindar un apoyo al autoconstructor proporcionándole los planos de una "casa tipo" de dos niveles y el análisis del presupuesto de la misma; como **resultados** se obtuvo un proyecto arquitectónico de dos planta de noventa metros cuadrados cada una, construidas sobre un terreno de ciento diecisiete metros cuadrados, con nueve metros de frente y trece de fondo así mismo también se obtuvo el presupuesto total del proyecto completo basados en los metrados y el análisis de costos unitarios; **concluyendo** en la realización de un proyecto de vivienda completo para la ciudad de México, el cual cuenta con un diseño atractivo a la vista así como el costo del mismo; además **recomienda** que es de suma importancia conocer las variables que intervienen para la toma de decisiones a la hora de hacer una autoconstrucción; la **relevancia** para el presente proyecto es que aborda un hecho importante el cual es el aumento de la población y la autoconstruccion además de brindar una propuesta que servirá de guía para el desarrollo del presente tema de tesis.

Nacional

Guevara (2017), en su tesis denominada: "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en el sector los Aromos, Jaén- Cajamarca", para optar por el Título de Ingeniero Civil, presentada en la Universidad Nacional de Cajamarca, investigación Cuantitativa, la **problemática** planteada es el acelerado crecimiento urbano y la construcción de viviendas en zonas no adecuadas, tal como el sector Los Aromos, vulnerables a la acción sísmica, exponiéndose a daños causados por este tipo de eventos, se fijó como **objetivo principal** Conocer la vulnerabilidad y el nivel de riesgo sísmico de las edificaciones en el sector los Aromos, Jaén- Cajamarca. y obtuvo los siguientes **resultados**: el 68 % de las viviendas presentan un nivel moderado de vulnerabilidad, el 24 % de las viviendas presenta un nivel alto de vulnerabilidad y solo el 8% un nivel bajo de vulnerabilidad, y que además de todas las viviendas en estudio tan solo el 16% presenta un peligro sísmico bajo y un 84% un peligro sísmico moderado. Después de la investigación que se realizó se pudo **concluir** que las viviendas analizadas tienen riesgo sísmico moderado, esto es debido a que en la construcción de las mismas se usaron sistemas estructurales aporticados y de albañilería confinada sin mencionar que el tipo de suelo del lugar de estudio es del tipo de suelo intermedio en su mayoría; y finalmente **recomienda** la elaboración de un mapa de zonificación de peligros sísmico de toda la ciudad así como el contar con el asesoramiento de técnicos o profesionales en las diversas etapas constructivas; la **relevancia** es que permite tener en cuenta datos importantes tales como sistemas constructivo usados, materiales y estados de las construcciones realizadas.

Valverde (2017), en su **tesis** denominada: "Riesgo sísmico de las viviendas autoconstruidas del distrito de Pueblo Nuevo – Lambayeque en el 2017", para optar por el Título de Ingeniero civil, presentada en la universidad Cesar Vallejo, investigación Cuantitativa, nos presenta como **problemática** la autoconstrucción de viviendas en el distrito de Pueblo Nuevo-Lambayeque, fijó como **objetivo principal** determinar el nivel de riesgo sísmico de las viviendas autoconstruidas en el distrito de Pueblo Nuevo - Lambayeque en el 2017 . y obtuvo los siguientes **resultados**: El 72% de las viviendas analizadas presentaron un alto nivel de vulnerabilidad sísmica debido a su inadecuada

densidad de muros en la mayoría de los casos, además de no contar con los materiales idóneos para la construcción y de haber tenido una baja calidad en la mano de obra. Después de la investigación que realizo pudo **concluir** que las viviendas informales analizadas tienen un elevado riesgo sísmico, debido a que son construidas por los mismos pobladores; y finalmente **recomienda** que la municipalidad a través de su plan de desarrollo realice supervisiones y capacitaciones a las personas que edifican sus viviendas por sus propios medios además de realizar un reforzamiento masivo a las construcciones existentes; la **relevancia** para la investigación presente es que permite determinar que la construcción de las edificaciones sin supervisión de personal técnico resultan en la construcción de viviendas de mala calidad y que presentan un alto riesgo sísmico.

Peralta Gonzales y Mestas Chata (2017), en su tesis denominada: "Propuesta arquitectónica de viviendas progresivas a través del emprendimiento inmobiliaria, frente al crecimiento urbano marginal en la ciudad de Puno", para optar por el Título de Arquitecto, presentada en la Universidad Nacional del Altiplano, investigación Cuantitativa, **Problemática** el acelerado Crecimiento Urbano Marginal en Puno, por una población emergente con viviendas improvisadas e insostenibles en su integridad, se fijó como **objetivo principal** proponer una alternativa de Proyecto Arquitectónico de Viviendas Progresivas a través del Emprendimiento Inmobiliaria, frente al Crecimiento Urbano Marginal en la ciudad de Puno, como **resultado** de la investigación y de los diversos estudios realizados se llegó al diseño de un modelo de Vivienda Progresiva digna, que se puede ejecutar por etapas usando nuevas tecnologías como el ecoblock . Después de la investigación realizada se **concluyó** que el desarrollo de la vivienda propuesta brindaría no solo una construcción de calidad sino también una construcción mucho más económica; y nos **recomienda** el uso de este tipo de viviendas en zonas de expansión urbana; la **relevancia** es que plantea un diseño de edificación segura usando nuevas tecnologías con la finalidad de que la autoconstrucción deficiente ya no sea la solución ante el inminente crecimiento poblacional.

Local

En cuanto a las referencias locales no se cuenta con estudios previos, en el medio, relacionados al tema de investigación, siendo por lo tanto innovadora en el medio local.

2.2 Marco teórico

Variable dependiente

2.2.1 Viviendas seguras

Una vivienda segura es aquella en la cual durante el proceso constructivo se han tenido en cuenta las normas técnicas correspondientes y que además son aquellas edificaciones y estructuras construidas para soportar sismos con una mayor resistencia. (Landero Herrera, 2015)

Estas construcciones, al igual que cualquier otra, pueden ser edificadas a base de materiales como hormigón, madera, acero, piedra e inclusive tierra, por lo que no llegan a ser económicamente muy costosas; sin embargo, estas construcciones, como su nombre lo indica, deben constar de características especiales que les permitan tener una mayor resistencia a los sismos.

Recordemos que los reglamentos se redactan para que cubran todos los tipos usuales de edificaciones, grandes y pequeñas. Además, puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los contenidos en los reglamentos para construcciones poco comunes, pero siempre y cuando no olvidemos que estos no pueden reemplazar los conocimientos de ingeniería, la experiencia, ni el buen criterio (American Concrete Institute, 2019).

2.2.1.1 Características de una vivienda segura

El Perú se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica. En nuestro país, este riesgo sísmico no es igual en todos los departamentos, cada región tiene sus propias

características (Aceros Arequipa, 2014). Para la construcción de una vivienda segura se deben tener en cuenta tres factores: el diseño estructural, el control de los procesos constructivos y el control de la calidad de los materiales. Es importante que se considere estos tres factores, ya que para que una vivienda pueda soportar exitosamente los efectos devastadores de un terremoto, debe tener una estructura sólida, fuerte y resistente. (Manual del maestro de obra , 2014).

2.2.1.2 Características estructurales relevantes para un buen comportamiento sísmico.

Peso de la estructura

El tamaño del edificio indica, también, el peso del mismo por ello debe procurarse un edificio lo más ligero posible, incluyendo el peso de los revestimientos y elementos divisorios. También: "se debe evitar diferencias excesivas de pesos entre pisos sucesivos, ya que implican fuerzas inerciales también muy diferenciadas; lo recomendable es tener pesos similares. El peso del edificio debe estar distribuido en forma simétrica en la planta de cada piso, para evitar incrementar el momento torsor" (Abanto Castillo, 2017).

Diseño en planta

La forma en planta de un edificio incide en la respuesta sísmica. Este hecho ha sido demostrado repetidamente por todos los terremotos acontecidos, no solo en nuestro país sino en el resto del mundo. La principal recomendación para los problemas en planta es favorecer la simetría en ambas direcciones para disminuir los efectos torsionales.

Recordemos que: "Cuando un edificio tiene una forma simple es más fácil entender su comportamiento frente a un sismo y más simple será su modelado para el análisis estructural" (Abanto Castillo, 2017), esto debido a que mientras más simple el diseño de vivienda propuesto serán mayores las soluciones que se le den en cuanto a diseño estructural se refiere, permitiendo que esta brinde un alto índice de seguridad a sus ocupantes.

Elevación y proporción

El comportamiento de un edificio ante un sismo es similar a una viga en volado, donde el aumento de la altura implica un cambio en el período de la estructura que incide en el nivel de la respuesta y magnitud de las fuerzas (Abanto Castillo, 2017). Para evitar los problemas de proporción se sugiere que se procure limitar la relación altura/anchura a 3 ó 4

Escalonamiento y discontinuidad de elementos estructurales

Debemos recordar que en la vida real las construcciones comúnmente son de albañilería confinada, sistema en el cual siempre se ha pensado que son los pórticos de concreto armado más importantes que los muros de albañilería (Abanto Castillo, 2017), olvidando que estos desempeñan un papel importante en este sistema ayudando a soportar las fuerzas de los sismos; es por eso que estos deben tener continuidad en todos los niveles empezando desde la cimentación y permitiendo que se trasmitan adecuadamente las cargas, caso contrario se produciría cambios bruscos de rigidez haciendo vulnerable la edificación.

Piso débil

El piso débil o blando es aquel donde un piso es más débil que los pisos superiores, originado por la discontinuidad de la resistencia y rigidez (Abanto Castillo, 2017). Como se mencionó anteriormente se debe evitar la discontinuidad de los elementos estructurales y si esto no es posible, se debe aumentar el número de columnas o agregar diagonales.

Rigidez

La rigidez de una estructura depende de las características de las secciones de los elementos que lo conforman, así como la correcta idealización del mismo a través de una buena configuración estructural (Designing Buildings Wiki, 2020). Conviene que

la resistencia y la rigidez de la estructura estén repartidas uniformemente, sin concentrarse en unos cuantos elementos. Entre más hiper-estaticidad tenga la estructura, es mayor el número de secciones que deben fallar antes que la estructura colapse (Rochel Awad, 2012).

Consideraciones y modificaciones del terreno

La ISDR (2009) recomienda tener en cuenta factores tales como elegir el terreno lo más lejos posible de fallas tectónicas conocidas, que minimice o evite posibles daños por movimientos del terreno inducidos por terremotos o cuyo subsuelo sea lo más firme posible ya que los subsuelos más blandos amplifican el movimiento de la tierra, el cual se transfiere a los cimientos y de estos a la superestructura.

2.2.2 Viviendas de interés social

Son proyectos que están dirigido exclusivamente a las personas menos favorecidas del territorio nacional como desplazados, víctimas de actos terroristas y afectados por desastres o aquellos que no cuentan con el medio económico y la asistencia profesional al momento de realizar la construcción de su vivienda (Constructora Concreto, 2016), estas deben ser seguras y a su vez pueden construirse mediante el uso de nuevas tecnologías.

Variable independiente

2.2.3 Tablas y ábacos

Son una manera útil y descriptiva que pretende abreviar el trabajo rutinario de los proyectistas de estructuras y son el resultado de una selección del material disponible. Estas ayudas cumplen disposiciones de reglamentos de construcciones (Sociedad Mexicana de Ingenieria Estructural A.C., 1984).

Las tablas, así como los ábacos en la ingeniería estructural constituyen unas herramientas matemáticas de fácil uso e interpretación, una nos permite presentar datos de manera que sea atractiva y de fácil entendimiento y la otra nos permite realizar

cálculos complejos en cuestión de segundos, demostrando ser de gran ayuda en el campo de la ingeniería.

2.2.3.1 Importancia de las tablas y los ábacos

Según las Naciones Unidas (2009), en el libro Cómo hacer comprensible los datos Parte II, nos dice que: "Unas tablas adecuadas son parte esencial del conjunto, ... Utilizar tablas de forma efectiva ayuda a minimizar el número de datos en el texto. También evita tener que discutir sobre variables poco significativas que no son esenciales para el tema." (pág. 13). Recordemos que la presentación de resultados es una etapa muy importante en el proceso de investigación ya que es el momento cuando el investigador muestra el producto de muchos meses e inclusive años de trabajo, razón por la cual estas deben ser fáciles de entender y de manera sencilla, con la finalidad de centrar la atención de las personas en los puntos sustanciales expresados por los datos.

En cuanto a los ábacos o nomogramas estos permiten la representación gráfica de una ecuación de varias variables, este método fue creado en 1891 por M'd Ocagne y cayó en desuso en los años 50 con la irrupción de los ordenadores, el término "Abaco" se empleó por primera vez en 1846 por Lalanne para remarcar el carácter universal de estas representaciones.

El arte de la nomografía consiste precisamente en elaborar escalas de diferentes variables y disponerlas en el plano de tal manera que el trazado de líneas rectas que las atraviesen determine los puntos colineares existentes en cada una de las escalas, puntos que representarán los distintos valores relacionados por la función en cada caso concreto (En Wikipedia, s.f), razón por la cual los ábacos están íntimamente relacionado con las tablas de datos, ya que estas son la base para poder construirlos.

2.2.3.2 Disposición y uso

Al ser un nomograma la representación gráfica de una ecuación de varias variables, ha de constar de tantos elementos gráficos como variables tenga la ecuación. Estos elementos serán puntos o líneas, rectas o curvas, según los casos. Dados los valores de todas las variables menos una, el de esta última puede encontrarse por medio de algún

recurso geométrico inmediato, que generalmente es el trazado de otra línea que pasa por ese punto (En Wikipedia, s.f).

En cuanto a las tablas, tal como se mencionó en la importancia de las mismas, estas son herramientas que permiten mostrar el resumen de la realización de problemas complejos, así como agrupar los resultados de manera que sean de fácil entendimiento permitiendo visualizar de manera concisa los datos relevantes que se buscan.

Ambas herramientas son muy útiles, y si lo vemos de cierta manera una se puede realizar basándose en los resultados de la otra, siendo así herramientas que se complementan, de ahí la importancia de ambas.

2.3 Marco conceptual

Ábacos: Gráficos que pretenden abreviar el trabajo rutinario de los proyectistas de estructuras y son el resultado de una selección del material disponible. Estas ayudas cumplen disposiciones de reglamentos de construcciones (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., 1984).

Peligro sísmico: Representa la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo especifico de tiempo y dentro de un área dada, un movimiento sísmico con una intensidad determinada. (Bazán & Meli, 2002)

Riesgo sísmico: Es definido como la relación de vulnerabilidad sísmica y del peligro sísmico. (Arnold & Reitherman, 1987)

Sismo: vibraciones de la corteza terrestre causadas por ondas sísmicas que se generan por súbita liberación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superiores del manto terrestre. (Arnold & Reitherman, 1987)

Tabique: Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral. (San Bartolomé, Análisis de edificios, 1998)

Tablas: Son herramientas esenciales de un trabajo de investigación ya que estas al ser usadas de manera efectiva ayuda a minimizar numero de datos evitando discuitir sobre aspectos poco significativos que son poco esenciales (Naciones Unidas, Comisión Económica para Europa, 2009)**.**

Viviendas de interés social: Proyectos que están dirigido exclusivamente a las personas menos favorecidas como desplazados, víctimas de actos terroristas y afectados por desastres o aquellos que no cuentan con el medio económico y la asistencia profesional al momento de realizar la construcción de su vivienda (Constructora Concreto, 2016).

Viviendas Típicas: Viviendas que presentan un mismo diseño, en la mayoría de los casos pueden presentar ligeras diferencias y pueden tener hasta 3 pisos. (Araujo Cruz, 2017). En nuestra investigación llamaremos viviendas típicas a aquellas conformado por un "sistema mixto" de albañilería confinada en un sentido y de pórticos de concreto en el otro las cuales son muy comunes en la zona de estudio.

III. MARCO METODOLÓGICO

3.1 Variables

Variable dependiente

Construcción de viviendas seguras

Variable independiente

Tablas y ábacos de elementos estructurales

3.2 Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de Variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Sub Indicadores	Técnicas de recolección de información	Instrumentos de recolección de información	Método de análisis de datos	Escala de medición
VARIABLE DEPENDIENTE Construcción de viviendas seguras	Una vivienda segura es aquella que ha sido construida teniendo en cuenta las normas técnicas, así como el entorno en donde esta se realizará. (Bedoya,2018)	La construcción de edificios seguros está relacionado a la configuración del mismo, ya que estos aspectos tienen un efecto significativo durante los sismos. (Arnold & Reitherman, 1987)	Resistencia	Materiales, diseño, estructuración y correcta ubicación de elementos estructurales (vigas, columnas,etc)	Dimensiones de elementos estructurales.	Análisis de estructural de viviendas.	Instrumentos electrónicos y códigos normativos.	Cuantitativo	Intervalo
VARIABLE INDEPENDIENTE Tablas y Ábacos de elementos estructurales	Elementos que simplifican el cálculo permitiendo obtener directamente el refuerzo requerido (Blanco Blasco, 1990)	Están relacionado en base a cálculos realizados teniendo en cuenta las normas de diseño así como las condiciones, diseños y eventos locales (Harmsen, 2005)	Tablas Ábacos			Experimentación y aplicación del Reglamento Nacional de edificaciones.	Instrumentos electrónicos y Formulas experimentales de códigos normativos.	Cálculo grafico	Intervalo

Fuente: Elaboración propia.

3.3 Metodología.

Los métodos de investigación son una herramienta que nos permite obtener información importante para entender, verificar o aplicar. Estos métodos también nos permiten acercarnos y conocer más de la realidad u objeto. El método de investigación que se utilizó en este estudio es del tipo **hipotético-deductivo**, en el cual se parte de una hipótesis inferida de principios, leyes o sugerida por los datos empíricos, y aplicando las reglas de la deducción, se arriba a predicciones que se someten a verificación empírica, y si hay correspondencia con los hechos, se comprueba la veracidad o no de la hipótesis de partida (Rodríguez Jiménez & Pérez Jacinto, 2017).

3.4 Tipo de estudio

Según Hernández, y otros, (2010) el enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías, además, es secuencial y probatorio.

Debido a que la investigación presentada representa un conjunto de procesos los cuales deben seguir un orden riguroso y según la tendencia de la investigación y sobre todo la forma en que van a ser abordadas y tratadas las variables de estudio será una investigación del tipo **cuantitativa**.

3.5 Diseño

Según (Hernández, y otros, 2010 p. 130) los diseños experimentales se utilizan cuando el investigador pretende establecer el posible efecto de una causa que se manipula. Los experimentos manipulan tratamientos, estímulos, influencias o intervenciones (denominadas variables independientes) para observar sus efectos sobre otras variables (las dependientes) en una situación de control.

Es por eso que según el camino a seguido para alcanzar los objetivos de estudio y llegar a demostrar o rechazar la hipótesis, el diseño de la investigación que se presenta es del tipo **experimental-puro**, debido a que se recurrirá a la manipulación de factores

pertenecientes a la variable independiente con la finalidad de observar sus efectos sobre la variable dependiente.

3.6 Población muestra y muestreo

La población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones (Hernández y otros, 2010). En la presente investigación la población estará conformada por las viviendas típicas construidas en la ciudad de Cutervo, las cuales han sido producto del autoconstrucción.

La muestra escogida es del tipo no probabilística, pues no se puede calcular el error estándar, así como el nivel de confianza con el que se hace la estimación. En este tipo de investigación la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de las características de la investigación (Hernández y otros, 2010). La muestra se ha seleccionado debido a que estas mismas cumplen con las condiciones necesarias para la investigación (Hernández y otros, 2010); las cuales son un diseño típico, el cual es de usar un primer nivel de sala o local para negocios; y los siguientes niveles para uso de los habitantes o inquilinos (dormitorios, SS. HH, etc.). Para el presente proyecto se tomará en cuenta solo 03 viviendas a analizar las cuales presentan características repetitivas en la zona de estudio siendo las mismas modelos de diseño típicos y los más construidos en los últimos años. La muestra es pequeña debido a que en este trabajo no se pretende realizar un análisis a fondo de vulnerabilidad sísmica de las viviendas existentes.

El tipo de muestreo en la investigación es no probabilístico, dado que se están tomando en cuenta criterios seleccionados por el autor de la investigación

3.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas:

Según Arias (2016) “se entenderá por técnica de investigación, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”. La técnica usada en la investigación es la observación directa no experimental, técnica de recolección de información

orientada a registrar aspectos relacionados a las variables de investigación, así como el análisis estructural de las viviendas que han sido objeto de estudio.

Instrumentos:

Según Arias (2016) “un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información”. Es por eso que se usaran fórmulas experimentales y de códigos normativos programados en Excel y además se hará uso del software Etabs.

3.8 Métodos de análisis de datos

Según Hernández, y otros (2010), en la actualidad el análisis cuantitativo de los datos se lleva a cabo por computadoras u ordenadores. ya nadie lo hace de forma manual, en especial si hay volumen considerable de datos. por otra parte, casi en todas las instituciones de educación media y superior, centros de investigación, empresas y sindicatos se dispone de sistemas de cómputo para archivar y analizar datos.

La presente investigación el método de análisis por computador, así como el análisis estadístico probabilístico de los resultados obtenidos de la recopilación de datos. Primero se realizará un estudio de la realidad problemática en la zona, así como el modelamiento de las viviendas que serán evaluadas verificando si cumplen con los requerimientos mínimos de las normativas, posteriormente se elaborará la tablas y ábacos utilizando los resultados obtenidos de los casos estudiados y proponiendo una solución que sea óptima para afrontar la problemática.

3.9 Aspectos éticos

Honestidad

La honestidad es necesaria para preservar la verdad del conocimiento científico, sin la cual la ciencia y la tecnología tendrían pocas posibilidades de sobrevivir (Cegarra Sánchez, 2004). Es por eso que en esta investigación se busca ser fundamentalmente objetivo en la valoración de los resultados del trabajo eliminando todo subjetivismo en

su valoración, a pesar de que los resultados que se obtengan vayan en contra de lo que hubiese deseado obtener.

Respeto por la propiedad intelectual

Recordemos que siempre debemos atribuir o citar en una forma de un respeto a los autores que dedicaron parte de su tiempo y dinero para hoy por hoy sacarnos el velo de la ignorancia y hacernos conocedores no de todo, pero una parte del conocimiento universal (Ugaz Medina, 2019).

Creatividad

Siempre debemos tener en cuenta que una investigación debe ayudar a contribuir a la sociedad o que resolver una problemática existente. Es por eso que esta debe ser creativa e innovadora y de esta manera pueda marcar la diferencia entre otras investigaciones pertenecientes a la misma rama de investigación.

Humildad

El investigador debería de ser humilde, lo cual además es una medida de su talla moral e intelectual. Ello no significa que personalmente no deba reconocer la importancia del trabajo que desarrolla y el estar orgulloso de ello (Cegarra Sánchez, 2004). Recordemos que a pesar de que al final de la investigación no se logre obtener los resultados deseados o que se demuestre que el trabajo realizado es erróneo, debemos aceptar con humildad nuestro error por doloroso que sea, ya que esto se convertiría en una catástrofe si se le suma una dosis de arrogancia.

IV. RESULTADOS

4.1 Generalidades

Tal como se mencionó en el capítulo anterior en la localidad de Cutervo se vienen ejecutando proyectos de viviendas las cuales no cuentan con asesoramiento de profesionales, dando como resultado viviendas vulnerables ante eventos sísmicos (Ver Figura 1). Para el presente trabajo de investigación se realizó la selección de tres viviendas construidas en la actualidad las cuales serán analizadas para comprobar el comportamiento sísmico de las mismas y posteriormente en base a los resultados obtenidos se presentará una propuesta que dé solución a la problemática actual.

Figura 1

Modelos de Viviendas Construidas Actualmente

4.2 Viviendas analizadas

Para los análisis se eligió una vivienda con la configuración estructural más usada en la localidad la cual consiste en usar muros perimetrales de tabiquería y sistemas de pórticos en la dirección perpendicular a los muros, también se tomó en cuenta una vivienda construida en la intersección de dos pasajes (vivienda 02) y la tercera es una vivienda que presenta un piso a doble altura (mezanine). Todas las viviendas seleccionadas presentan columnas con secciones mínimas de 25x25cm.

Figura 2

Viviendas Analizadas

Vivienda analizada N° 01	Vivienda analizada N° 02	Vivienda analizada N° 03
UTM 17M 9294363N 740971E	UTM 17M 9294369N 740939E	UTM 17M 9294609N 742500E

4.3 Datos usados para los análisis

Para las cargas vivas aplicadas a los modelos matemáticos se tuvo en cuenta lo estipulado en la tabla Norma E-020 (2018), en la Tabla 2 se puede apreciar el valor que se tomó en cuenta:

Tabla 2

Carga Viva Para los Modelos a Analizar

Nivel	Ocupación o uso	Carga viva a aplicar (kg/m²)
Entrepisos	Vivienda	200
Techos	Vivienda	100

Fuente: Elaboración Propia.

La carga permanente en cuanto a tabiques divisorios será de 547 kg/ml (1.35tn/m³ x 0.15m x 2.70m) y en cuanto a acabados y cargas a aplicar para el análisis estructural se considerarán los valores que se muestran a continuación.

Tabla 3

Carga Permanente para los Modelos a Analizar

Descripción	Entrepisos	Techos
Peso tabiquería móvil m²	100.00 Kg/m²	100.00 Kg/m²
Peso de acabados por m²	100.00 Kg/m²	30.00 Kg/m²
Carga Permanente por m²	200.00 Kg/m²	130.00 Kg/m²

Fuente: Elaboración Propia.

Tipo de material usado para el análisis de las viviendas

Para los materiales empleados en los modelos matemáticos de uso un concreto con resistencia a la compresión de 210kg/cm², y para los tabiques de albañilería se empleó dos tipos de materiales tanto para muros de ladrillo King Kong y ladrillos pandereta, esto debido a que las viviendas 01 y 02 presentan un primer nivel de ladrillo sólido y los siguientes de ladrillo pandereta, en cambio, la vivienda 03 presenta en su totalidad muros de ladrillo pandereta como muros portantes.

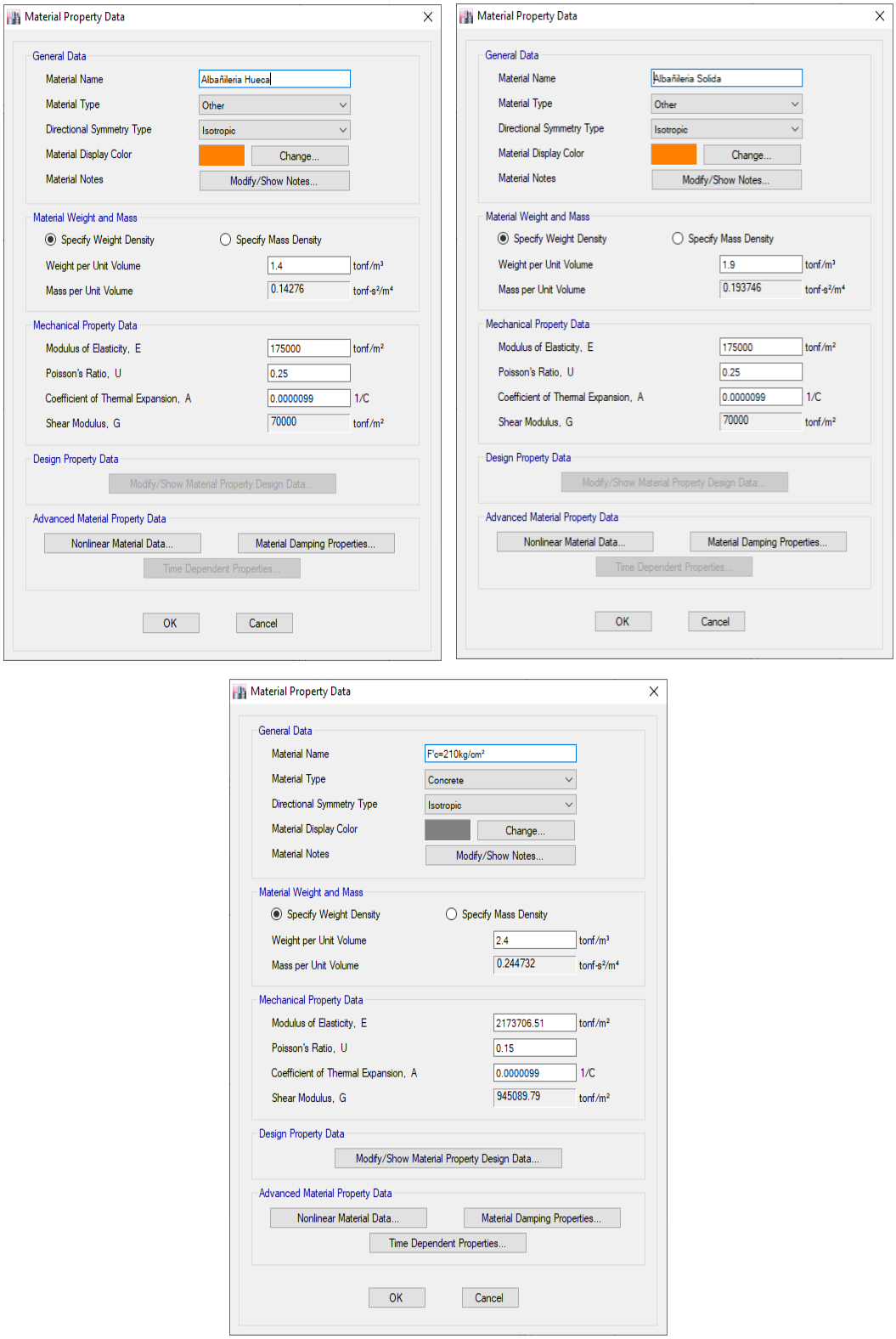
La resistencia a la compresión de albañilería adoptada (f´m) fue de 35kg/cm² para muros de ladrillo King Kong artesanal (Palomino Encinas, s.f), para los muros de ladrillo pandereta también se usó el mismo valor debido a que en ensayos realizados a pilas de ladrillo pandereta se demostró que el f'm en este tipo de ladrillos es de 35gk/cm² (Enríquez Pinedo, 2017, pág. 70) equivalente al valor mínimo estipulado en la Norma E-070 (2006).

En cuanto al peso específico de los materiales se usó un peso de 1.9 tonf/m³ para el ladrillo sólido y de 1.4 tonf/m³ para el ladrillo hueco, estos valores difieren a lo especificado en la Norma E-020 debido a que se está considerando un peso adicional correspondiente al enlucido de los muros.

Todo lo aquí mencionado se puede apreciar mejor en la Figura 3.

Figura 3

Definición de Materiales para los Análisis



Fuente: Elaboración Propia en software Etabs V16.2.1

Consideraciones según la Norma E-030 (2018)

Figura 4

Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 01

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:	Cajamarca	
PROVINCIA :	Cutervo	
DISTRITO :	Cutervo	
ZONA 2		**Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO :	S3: Suelos Blandos	
S = 1.40 Tp = 1.00 TL = 1.60	Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.	

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF :	Edificacion Común	
CATEGORIA C		**U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☑ DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☐ DIR X-X	0.60	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**0.75**

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5

Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 02

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:	Cajamarca	
PROVINCIA :	Cutervo	
DISTRITO :	Cutervo	
ZONA 2		**Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO :	S3: Suelos Blandos	
S = 1.40 Tp = 1.00 TL = 1.60	Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.	

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF :	Edificacion Común	
CATEGORIA C		**U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Rox = 6.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☑ DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☑ DIR X-X	0.60	0.60
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**0.60**

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 6

Consideraciones para el Análisis según la E-030 - Vivienda 03

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:	Cajamarca
PROVINCIA :	Cutervo
DISTRITO :	Cutervo

ZONA 2 — **Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO : S3: Suelos Blandos

S = 1.40
Tp = 1.00
TL = 1.60

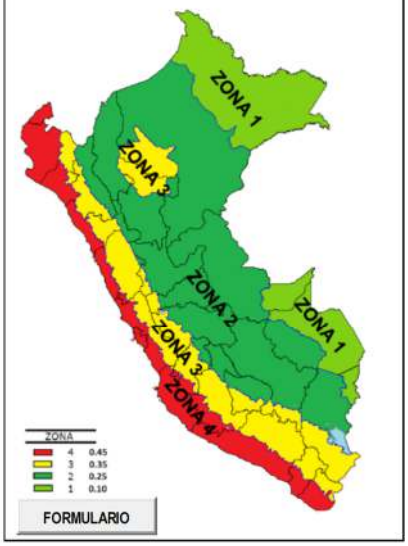
Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF : Edificacion Común

CATEGORIA C — **U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA



COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	0.75	1.00
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☐ DIR X-X	0.60	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**1.00**

Fuente: Elaboración Propia.

Cabe recalcar que para el análisis estructural del sistema de albañilería se está considerando un factor R=6 en la dirección Y-Y debido a que, para ser consecuente con el método elástico de análisis estructural, es aconsejable analizar a la edificación sometiéndola a la acción del "sismo moderado" con R = 6 (San Bartolomé, 2008). Los espectros de pseudo-aceleraciones usados se encuentran en los anexos.

El factor de "S" se asumió teniendo en cuenta los diversos resultados presentados en el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico "Creación del Centro Cultural Municipal en la ciudad de Cutervo, Distrito de Cutervo, Provincia De Cutervo – Cajamarca", el cual posteriormente se modificó y se convocó a concurso bajo el nombre de "Mejoramiento y ampliación de los servicios de seguridad ciudadana en la ciudad de Cutervo, Provincia de Cutervo, Cajamarca" el cual comprende la ejecución de diversas estructuras en la ciudad de Cutervo, las cuales actualmente se vienen ejecutando. Los parámetros presentados en el primer expediente no sufrieron cambios y el nuevo proyecto aun los contempla, considerando como capacidad portante promedio de los suelos el valor de 0.87kg/cm² y considerando el suelo como blando tipo S3.

Debido a que no se logró acceder al expediente actual se presentan algunos ensayos realizados, para el primer expediente, en los anexos de esta investigación.

Peso sísmico de la estructura para su análisis

Siguiendo lo mencionado en la Norma E-030 "Diseño Sismorresistente" en su artículo 26 se consideró el uso del 25% de la carga viva en entrepisos y el 25% de la carga viva para los techos, en cuanto a la carga permanente se usó el 100% de la misma.

Tabla 4

Peso Sísmico de la Estructura

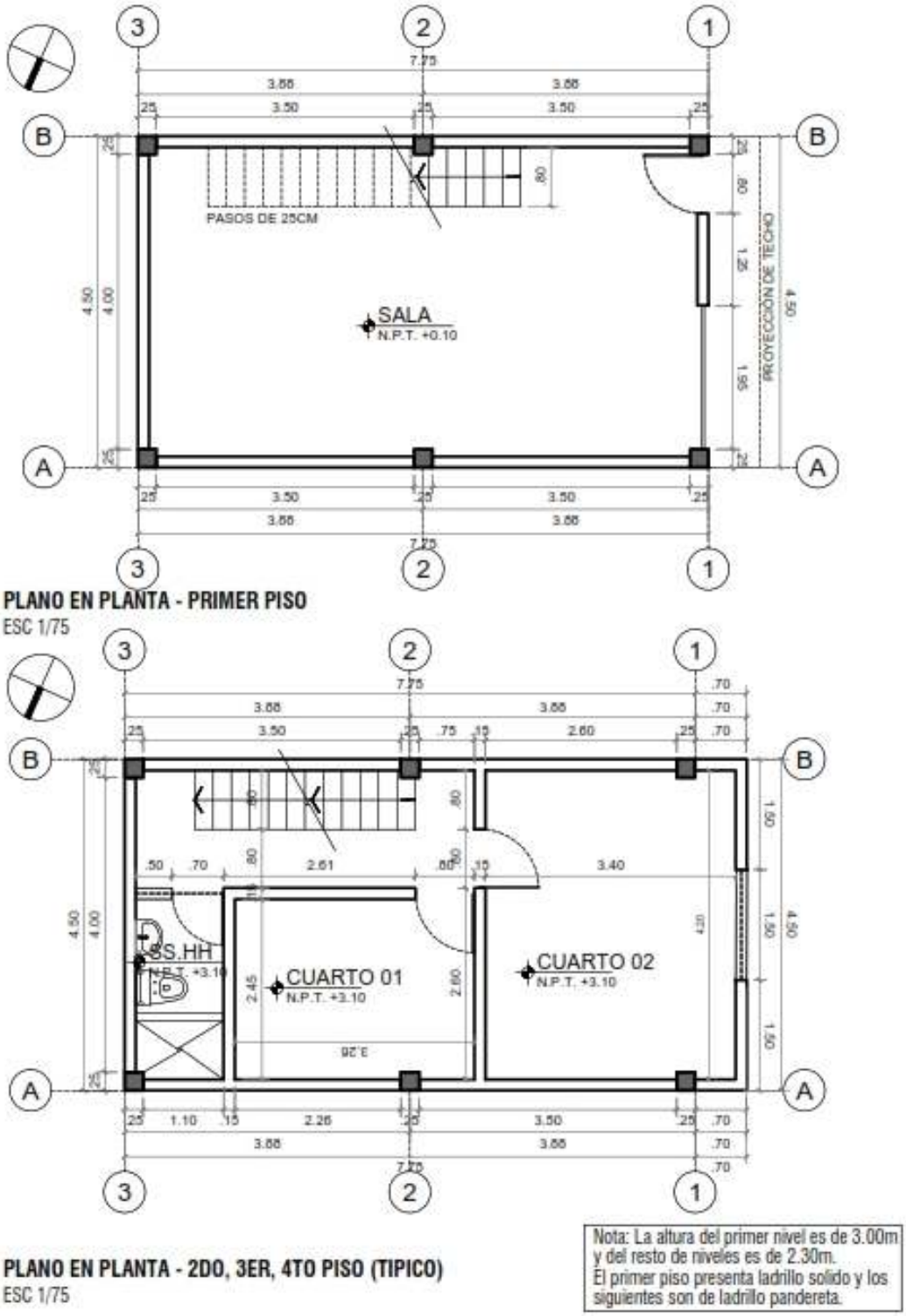
Tipo de carga	Porcentaje (%)
Peso propio	100
Carga de tabiquería y acabados	100
Carga de entrepisos	25
Carga de techos	25

Fuente: Elaboración Propia.

4.4 Distribución de las viviendas analizadas

Figura 7

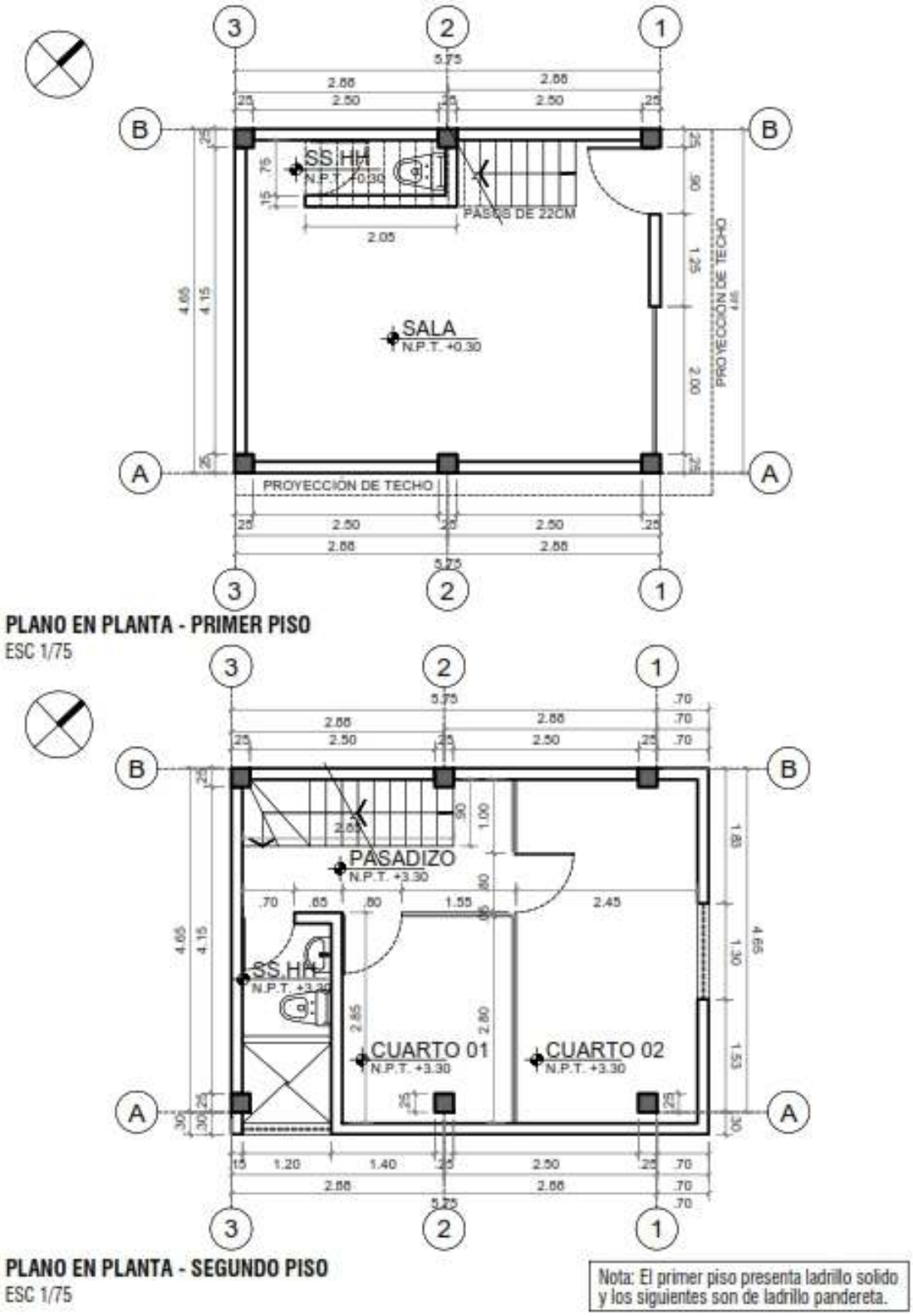
Distribución en Planta Vivienda 01



Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

Figura 8

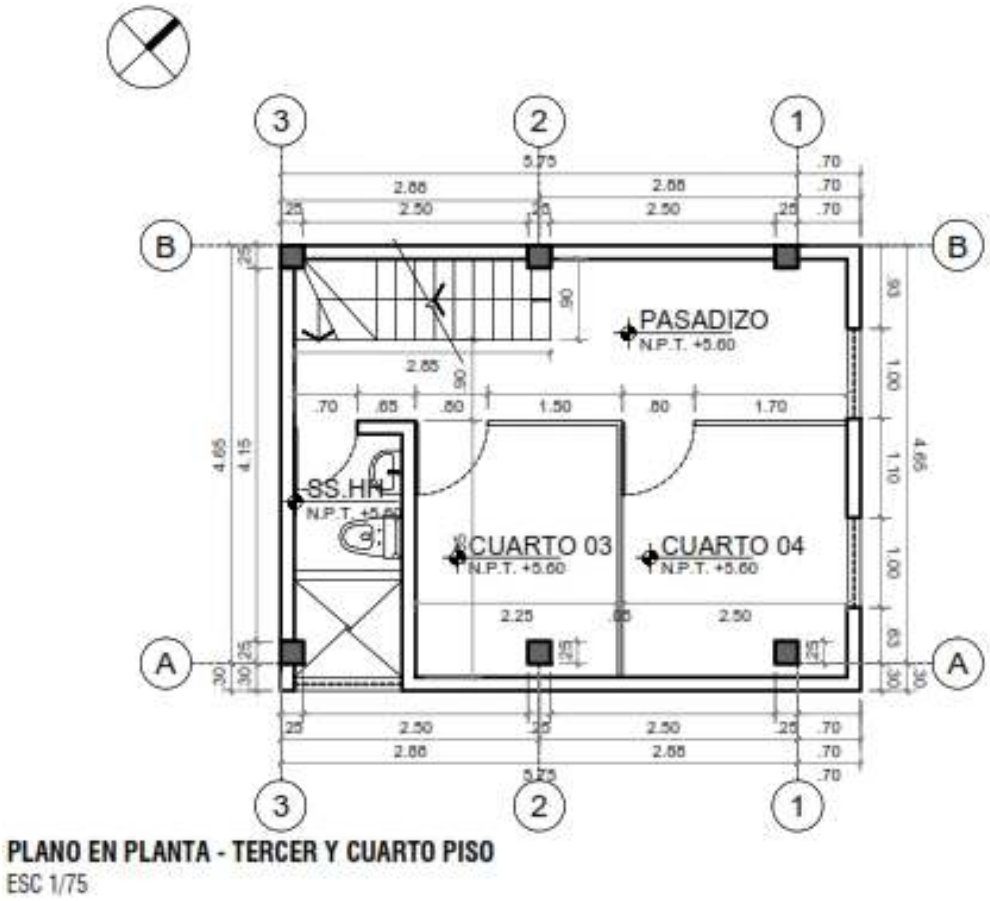
Distribución en Planta Vivienda 02-1er y 2do Nivel



Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

Figura 9

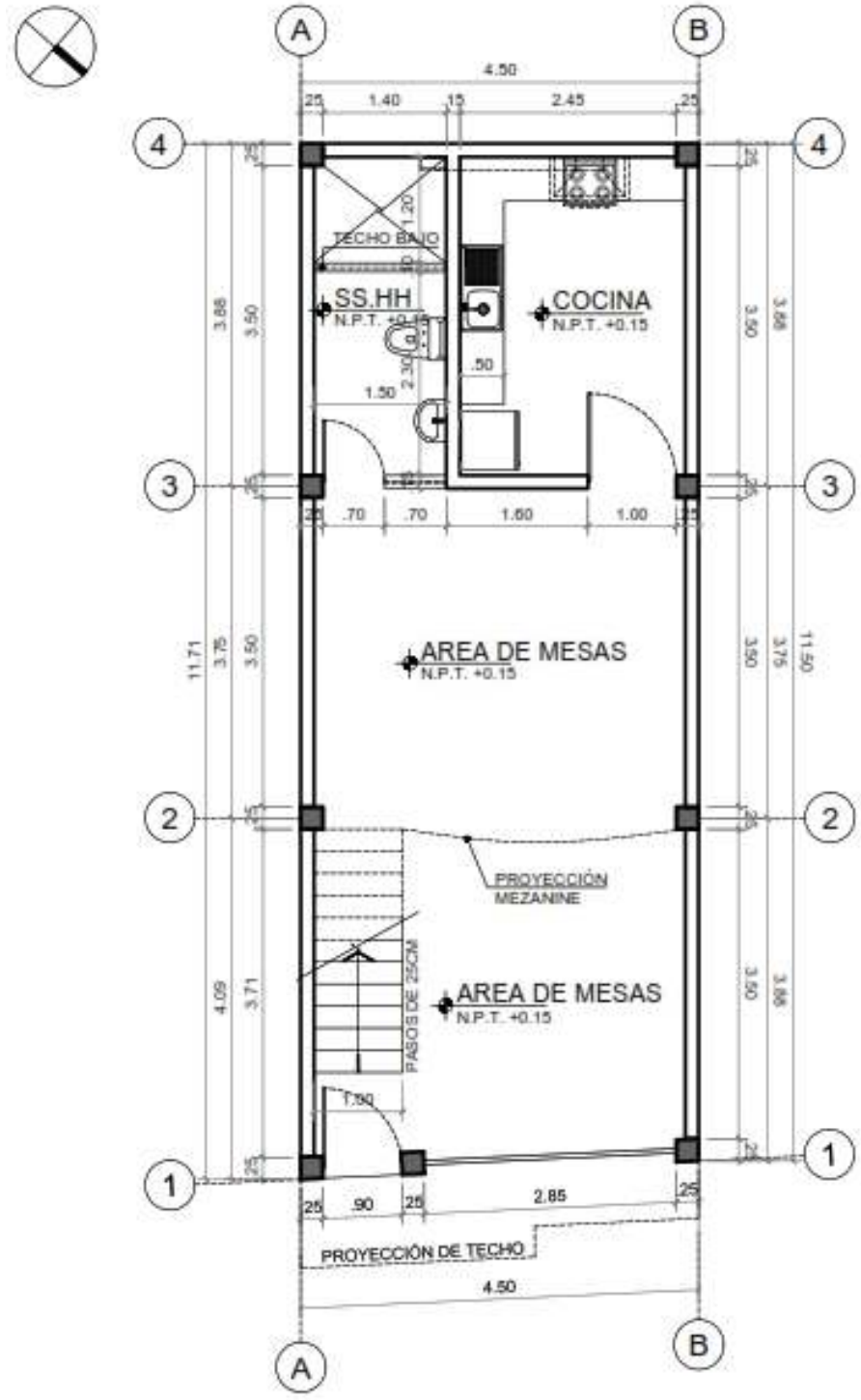
Distribución en Planta Vivienda 02-3er y 4to Nivel



Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

Figura 10

Distribución en Planta Vivienda 03 – 1er Nivel

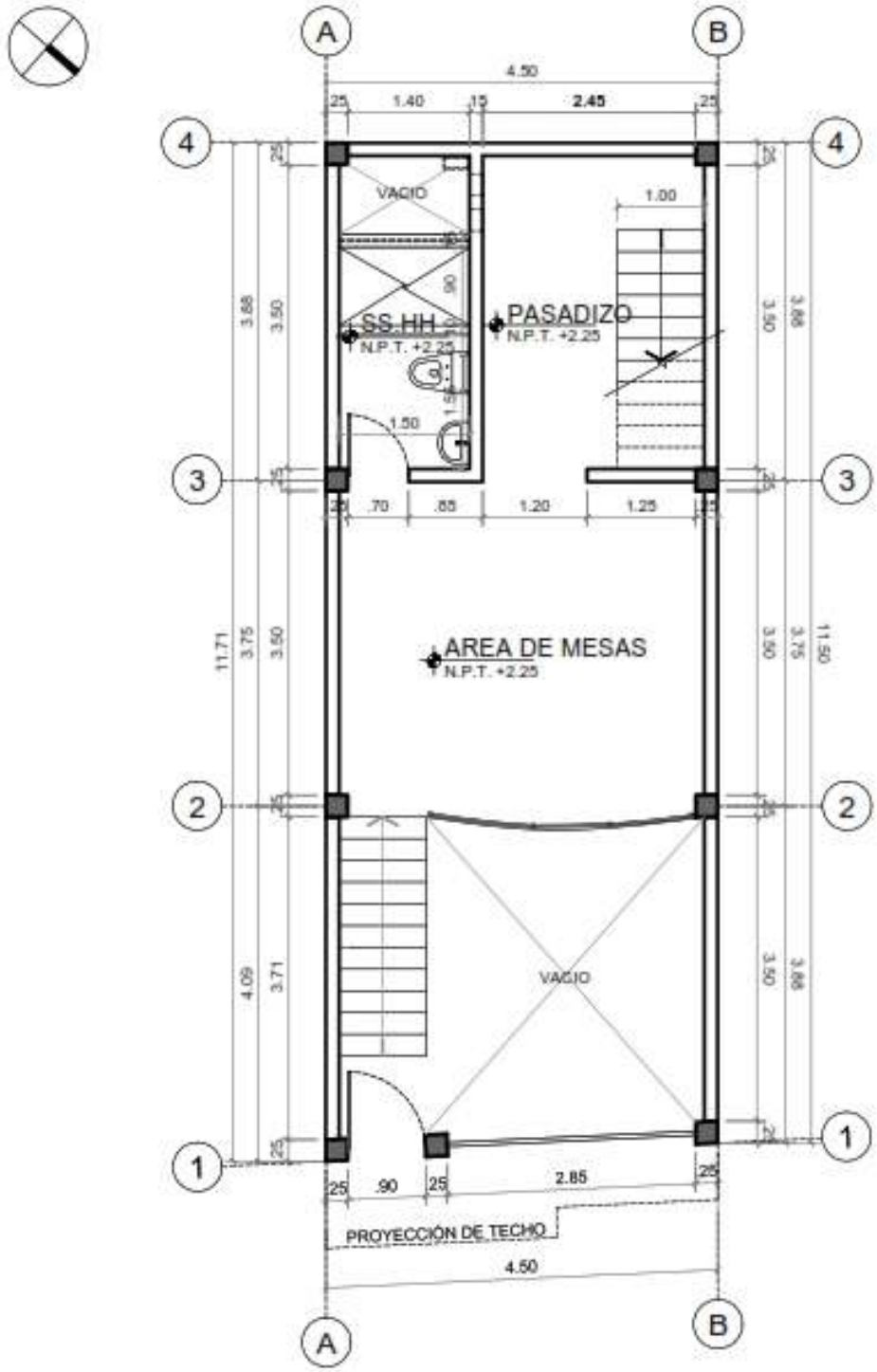


PLANO EN PLANTA - PRIMER PISO
ESC 1/75

Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

Figura 11

Distribución en Planta Vivienda 03 – 2do Nivel

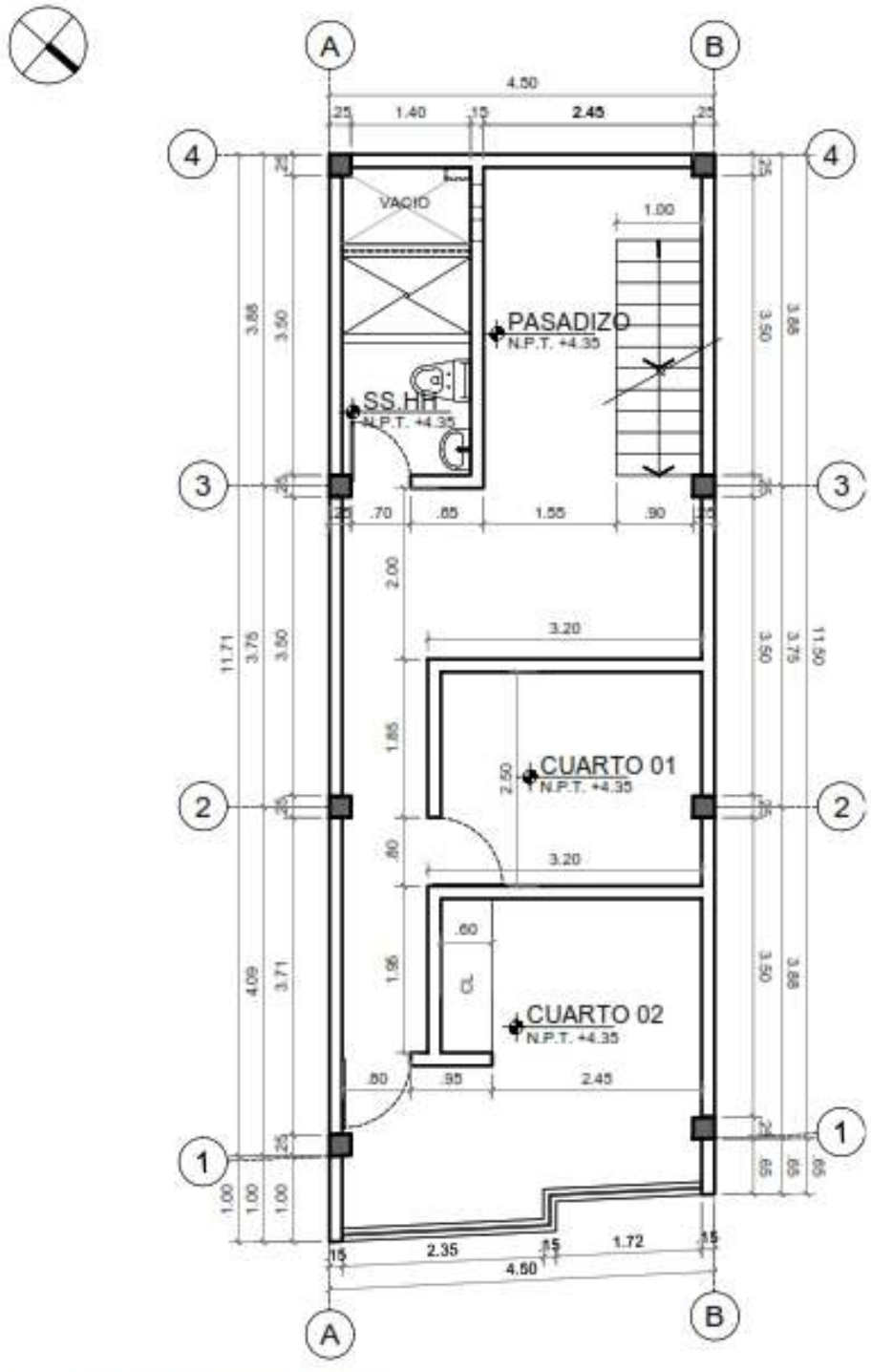


PLANO EN PLANTA - MEZANINE
ESC 1/75

Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

Figura 12

Distribución en Planta Vivienda 03 – 3er Nivel



PLANO EN PLANTA - SEGUNDO PISO
ESC 1/75

Fuente: Elaboración Propia, AutoCAD 2020.

4.5 Modelos matemáticos

Figura 13

Modelos Matemáticos de las Viviendas Analizadas

Fuente: Elaboración Propia.

4.6 Valores obtenidos

Periodos de los modelos y porcentaje de masa participativa

Tabla 5

Modos de Vibración y Masa Participativa de las Viviendas Analizadas

Vivienda Analizada 01							
Modo	**Periodo seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.484	67.29%	0.08%	15.01%	67.29%	0.08%	15.01%
2	0.169	4.87%	41.81%	39.37%	72.16%	41.89%	54.38%
3	0.150	17.32%	28.52%	27.37%	89.48%	70.41%	81.75%
4	0.142	5.24%	15.97%	9.90%	94.72%	86.38%	91.65%
5	0.081	2.42%	0.00%	0.56%	97.14%	86.38%	92.21%
6	0.060	0.40%	0.09%	0.35%	97.54%	86.47%	92.56%
7	0.056	1.97%	2.65%	4.23%	99.51%	89.12%	96.79%
8	0.049	0.13%	9.15%	2.08%	99.64%	98.27%	98.87%
9	0.034	0.30%	0.19%	0.80%	99.94%	98.46%	99.67%
Vivienda Analizada 02							
Modo	**Periodo seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.520	28.42%	14.26%	29.77%	28.42%	14.26%	29.77%
2	0.258	42.44%	33.78%	0.46%	70.86%	48.04%	30.23%
3	0.174	0.68%	5.05%	6.07%	71.54%	53.09%	36.30%
4	0.139	15.55%	23.74%	46.27%	87.09%	76.83%	82.57%
5	0.111	1.09%	0.79%	3.59%	88.18%	77.62%	86.16%
6	0.087	6.41%	0.16%	4.36%	94.59%	77.78%	90.52%
7	0.071	2.45%	13.44%	2.70%	97.04%	91.22%	93.22%
8	0.047	2.34%	1.52%	5.78%	99.38%	92.74%	99.00%
9	0.043	0.27%	5.87%	0.26%	99.65%	98.61%	99.26%
Vivienda Analizada 03							
Modo	**Periodo seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.316	68.50%	0.04%	16.20%	68.50%	0.04%	16.20%
2	0.118	20.85%	0.05%	67.21%	89.35%	0.09%	83.41%
3	0.102	2.49%	21.75%	7.12%	91.84%	21.84%	90.53%
4	0.094	1.02%	67.85%	1.25%	92.86%	89.69%	91.78%
5	0.051	6.94%	0.11%	0.09%	99.80%	89.80%	91.87%
6	0.037	0.00%	0.10%	5.68%	99.80%	89.90%	97.55%
7	0.032	0.09%	6.67%	0.00%	99.89%	96.57%	97.55%
8	0.026	0.01%	0.08%	0.20%	99.90%	96.65%	97.75%
9	0.026	0.07%	0.29%	2.20%	99.97%	96.94%	99.95%

Fuente: Elaboración Propia.

Tal como se observa en la Tabla 5 presentada se cumple lo especificado en el artículo 29.1.2 de la Norma E-030, el cual nos dice que en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se debe tomar en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. De esta manera también podemos apreciar que debido a este primer análisis las viviendas 01 y 02 presentan cierta flexibilidad ya que sus periodos son mayores a lo recomendado que sería T=0.10N, donde N es el número de pisos. Esto se comprobará mediante la verificación de las distorsiones.

Verificación de irregularidades

Las verificaciones de irregularidades se encuentran presentes en los anexos al final de este trabajo de investigación, de los cuales se ha obtenido los valores presentados en la Figura 4, Figura 5, Figura 6. En los datos mostrado en las hojas de cálculo se puede observar que la irregularidad que más presentan las viviendas es la de torsión extrema, y la Norma E-030 en la tabla 10 nos presenta lo siguiente.

Figura 14

Restricción de Irregularidades en Edificaciones

Tabla N° 10
CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

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

Fuente: Norma E-030 (2018).

Como se aprecia en la Figura 14, para una categoría "C" en una zona "2" no se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total, la altura de los edificios analizados es de 9.90m para las viviendas 01 y 02, 6.30m para la vivienda 03; por lo tanto, la vivienda 01 y 02 no cumplen con lo establecido en esta tabla.

Control de desplazamientos

La Norma E-030 (2018) en el artículo 31.1 nos indica que, para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Estos desplazamientos no deben de superar los límites establecidos en la Tabla N°11 de la Norma E-030 según el material predominante en el sistema estructural.

Figura 15

Límites para las Distorsiones de Entrepiso

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

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

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

Fuente: Norma E-030 (2018).

En este caso se tomará como límite los valores de 0.007 para concreto armado y de 0.005 para albañilería. En la Tabla 6, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 6

Distorsiones de las Viviendas Analizadas (Derivas)

Vivienda Analizada 01								
Piso	**Dirección X-X**				**Dirección Y-Y**			
	Sentido	**Deriva**	**Limite**	**Control**	**Sentido**	**Deriva**	**Limite**	**Control**
Piso4	X-X	0.00969	0.007	No cumple	Y-Y	0.00039	0.005	Cumple
Piso3	X-X	0.01155	0.007	No cumple	Y-Y	0.00048	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.01225	0.007	No cumple	Y-Y	0.00058	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00703	0.007	No cumple	Y-Y	0.00062	0.005	Cumple
Vivienda Analizada 02								
Piso	**Dirección X-X**				**Dirección Y-Y**			
	Sentido	**Deriva**	**Limite**	**Control**	**Sentido**	**Deriva**	**Limite**	**Control**
Piso4	X-X	0.00461	0.005	Cumple	Y-Y	0.00317	0.005	Cumple
Piso3	X-X	0.00839	0.005	No cumple	Y-Y	0.00499	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00905	0.005	No cumple	Y-Y	0.00505	0.005	No cumple
Piso1	X-X	0.00197	0.005	Cumple	Y-Y	0.00067	0.005	Cumple

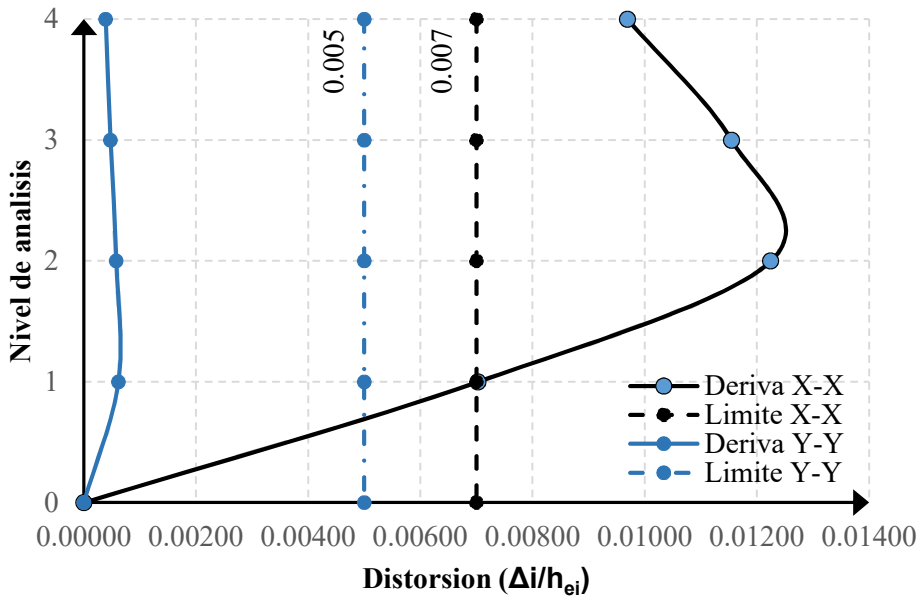
Vivienda Analizada 03								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Control
Piso3	X-X	0.00605	0.007	Cumple	Y-Y	0.00024	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00667	0.007	Cumple	Y-Y	0.00039	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00459	0.007	Cumple	Y-Y	0.00038	0.005	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 16, Figura 17 y Figura 18 se puede apreciar cómo se presentan las distorsiones en las viviendas. Se debe recalcar que para la vivienda 01 el sistema en X es de pórticos de concreto armado y en Y de albañilería; la vivienda 02 presenta un sistema de muros de albañilería en ambos sentidos, y la vivienda 03 presenta los mismos sistemas estructurales de la vivienda 01 (en X pórticos y en Y albañilería).

Figura 16

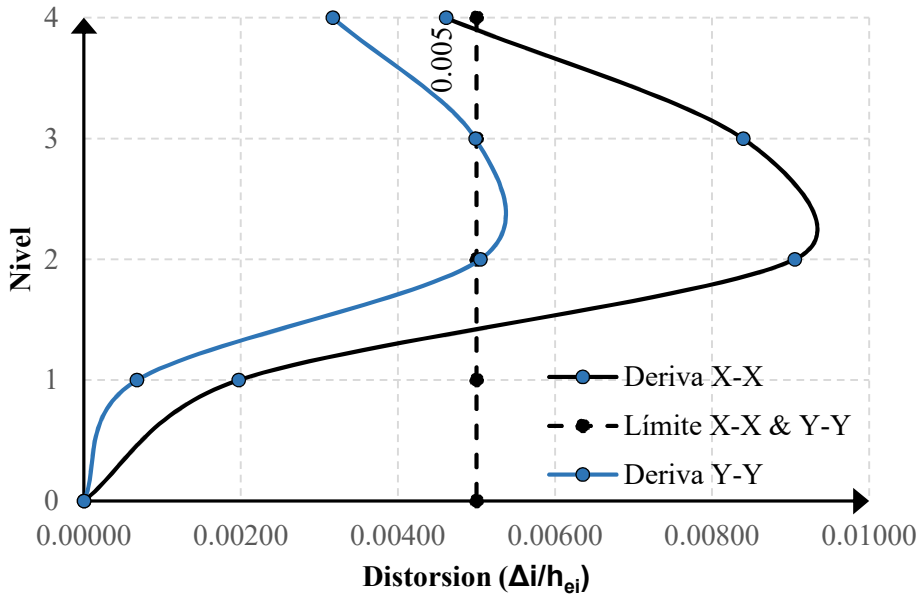
Distorsiones de la Vivienda 01



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 17

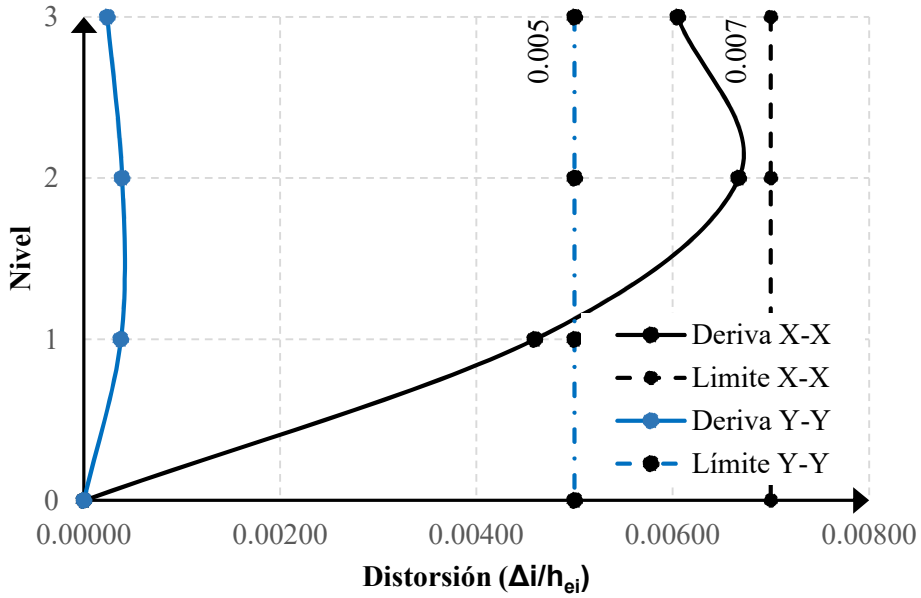
Distorsiones de la Vivienda 02



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 18

Distorsiones de la Vivienda 03



Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de la fuerza cortante mínima

Para la verificación de la fuerza cortante mínimo en el artículo 29.4.1 de la Norma E-030 nos indica para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Tabla 7

Verificación de la fuerza Cortante Mínima - Viviendas

Vivienda Analizada 01					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**90%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	30.60	Irregular	27.54	21.95	1.255
Vy	32.63	Irregular	29.37	22.99	1.277
Vivienda Analizada 02					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**90%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	34.06	Irregular	30.65	18.70	1.639
Vy	34.06	Irregular	30.65	16.38	1.871
Vivienda Analizada 03					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**90%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	19.00	Irregular	17.10	20.26	1.000
Vy	15.20	Irregular	13.68	18.78	1.000

Fuente: Elaboración Propia.

De la Tabla 7 se aprecia que es necesario incrementar los espectros de pseudo-aceleraciones usado para el análisis de las viviendas 01 y 02. Para esta investigación no se realizará dicha acción ya que las estructuras mencionadas han demostrado que no cumplen con lo establecido en la Norma E-030.

Junta de separación sísmica

De todas las viviendas analizadas ninguna presenta junta de separación sísmica.

4.7 Desarrollo de la propuesta

Generalidades

Para la propuesta planteada en la presente investigación se realizó la evaluación de modelos matemáticos con el fin de ver el comportamiento de los mismos y para posteriormente en base a los resultados obtenidos de dichos análisis podamos comprender el comportamiento de todos los elementos estructurales que conforman la estructura en sí.

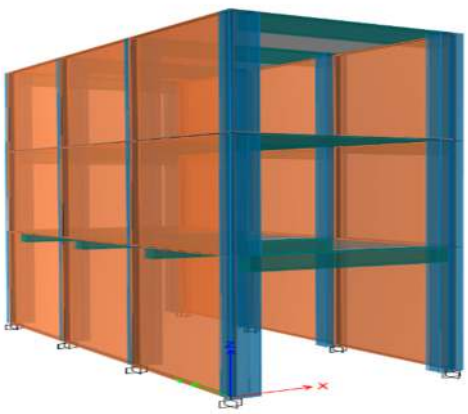
Se realizó la evaluación de modelos que concuerdan con el sistema estructural de la vivienda típica construida en la localidad, muros de albañilería confinada en un sentido y en el otro, pórticos de concreto.

Análisis

Se realizó el análisis de modelos de vivienda con una longitud máxima de 9.30m de largo y un ancho que varía desde los 3.50m (dimensión mínima de viviendas construidas en la zona), hasta un valor de 6.00m. La altura del primer piso en los modelos es de 3.50m y de 3.00m para los pisos consecuentes. El número de niveles considerados para el análisis es de 3.

Figura 19

Sistema Estructural Analizado



Fuente: Elaboración Propia en Software Etabs.

Cargas aplicadas

Para las cargas vivas aplicadas a los modelos matemáticos se tuvo en cuenta lo estipulado en la Tabla 2.

En cuanto a cargas muertas y debido a que no se conoce la ubicación de los muros divisorios en los siguientes niveles se tomó una carga equivalente de la misma, la cual se obtuvo siguiendo los siguientes parámetros. Primero se procedió a calcular el valor por metro lineal de la tabiquería obteniéndose los resultados presentados en la Tabla 8.

Tabla 8

Peso de Tabiques por Metro Lineal

Datos	Peso del muro por metro lineal	
	Entrepisos	Techos
Peso específico de la tabiquería	1350 kg/m³	1350 kg/m³
Peso específico del tarrajeo	2000 kg/m³	2000 kg/m³
Espesor de tarrajeo en muro	2.00 cm	0.00 cm
Ancho de ladrillo (asentado)	12.00 cm	12.00 cm
Peso específico inc. tarrajeo	1683 kg/m³	1350 kg/m³
Altura del muro	2.70 m	0.90 m
Peso del tabique por metro lineal	545.40 kg/m	145.80 kg/m

Fuente: Elaboración Propia.

Luego con los datos obtenidos se utilizó la siguiente tabla, la cual estaba presente en la anterior norma de cargas E-020, para obtener el peso equivalente de la tabiquería.

Tabla 9

Carga Equivalente de Tabiquería por m²

Pesos del tabique kg/m	Carga Equivalente (kg/m²) a ser añadida a la carga muerta
74 ó menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210

Pesos del tabique kg/m	Carga Equivalente (kg/m²) a ser añadida a la carga muerta
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: Análisis de Edificios (San Bartolomé, 1998).

Con los valores calculados de la tabiquería por metro lineal se puede apreciar en la tabla mostrada que tendríamos cargas equivalentes de muros de 210 kg/cm² para los entrepisos y 60 kg/cm² para techos. Con estos valores la carga permanente a aplicar para el análisis estructural es la que se muestra a continuación.

Tabla 10

Carga Permanente para los Modelos a Analizar

Descripción	Entrepisos	Techos
Peso equivalente de muros por m²	210.00 Kg/m²	60.00 Kg/m²
Peso de acabados por m²	100.00 Kg/m²	100.00 Kg/m²
Carga Permanente por m²	310.00 Kg/m²	160.00 Kg/m²

Fuente: Elaboración Propia.

Consideraciones según la Norma E-030 (2018)

Los parámetros para el análisis sísmico se consideraron teniendo en cuenta lo indicado en la Norma E-030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Para la zona de estudio se está considerando un tipo de suelo blando (S3), debido a que la capacidad portante del suelo en la localidad oscila entre los 0.86kg/cm² a 0.90kg/cm².

Para la elaboración de nuestra propuesta se considerará una capacidad portante de 0.85kg/cm² con la finalidad de ser conservadores durante el diseño de la misma.

Figura 20

Consideraciones para el Análisis de los Modelos según la E-030

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:	Cajamarca	
PROVINCIA :	Cutervo	
DISTRITO :	Cutervo	
ZONA 2		**Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO :	S3: Suelos Blandos	
S = 1.40 Tp = 1.00 TL = 1.60	Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.	

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF :	Edificacion Común	
CATEGORIA C		**U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada - (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Torsional EXtrema	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración Propia.

Se siguió las recomendaciones del ingeniero San Bartolomé (2008) en cuanto a la elección del factor R. Los espectros de pseudo-aceleraciones usados para los modelos se encuentran en los anexos.

Peso sísmico de la estructura para su análisis

Siguiendo lo mencionado en la Norma E-030 el porcentaje me cargas considerado para el análisis será la misma que se encuentra especificada en la Tabla 4.

Periodos de los modelos y porcentaje de masa participativa

El primer punto a evaluar en el análisis de un modelo estructural es el periodo y masa participativa presente en cada modo de vibración de la estructura ya que este nos dará un indicativo de que tan flexible o rígida es la misma. En cuanto a la masa participativa se tuvo en cuenta lo especificado en la Norma E-030.

En la Norma E-030 se menciona en el artículo 28.4.3 que cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales el periodo fundamental T deberá tomarse como 0.85 del valor obtenido a través del análisis, es por eso que en la Tabla 11 el valor del periodo ya ha sido reducido aplicando este factor.

Tabla 11

Modos de Vibración y Masa Participativa de los Modelos Analizadas

Modelo de 3.50m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.324	90.10%	0.00%	0.00%	90.10%	0.00%	0.00%
2	0.167	0.00%	0.00%	91.88%	90.10%	0.00%	91.88%
3	0.106	0.00%	91.15%	0.00%	90.10%	91.15%	91.88%
4	0.101	8.64%	0.00%	0.00%	98.74%	91.15%	91.88%
5	0.057	0.00%	0.00%	7.23%	98.74%	91.15%	99.10%
6	0.056	1.26%	0.00%	0.00%	100.00%	91.15%	99.10%
7	0.037	0.00%	8.09%	0.00%	100.00%	99.25%	99.10%
8	0.036	0.00%	0.00%	0.90%	100.00%	99.25%	100.00%
9	0.025	0.00%	0.75%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Modelo de 4.00m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.349	89.71%	0.00%	0.00%	89.71%	0.00%	0.00%
2	0.167	0.00%	0.00%	91.60%	89.71%	0.00%	91.60%
3	0.111	0.00%	91.12%	0.00%	89.71%	91.12%	91.60%
4	0.108	8.89%	0.00%	0.00%	98.61%	91.12%	91.60%
5	0.060	1.39%	0.00%	0.00%	100.00%	91.12%	91.60%
6	0.057	0.00%	0.00%	7.48%	100.00%	91.12%	99.08%
7	0.039	0.00%	8.11%	0.00%	100.00%	99.23%	99.08%
8	0.036	0.00%	0.00%	0.92%	100.00%	99.23%	100.00%
9	0.026	0.00%	0.77%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
Modelo de 4.50m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.316	89.29%	0.00%	0.00%	89.29%	0.00%	0.00%
2	0.161	0.00%	0.00%	91.45%	89.29%	0.00%	91.45%
3	0.116	0.00%	91.19%	0.00%	89.29%	91.19%	91.45%
4	0.097	9.21%	0.00%	0.00%	98.50%	91.19%	91.45%
5	0.054	0.00%	0.00%	7.55%	98.50%	91.19%	99.00%
6	0.052	1.50%	0.00%	0.00%	100.00%	91.19%	99.00%
7	0.041	0.00%	8.02%	0.00%	100.00%	99.20%	99.00%
8	0.034	0.00%	0.00%	1.00%	100.00%	99.20%	100.00%
9	0.026	0.00%	0.80%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
Modelo de 5.00m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.338	88.92%	0.00%	0.00%	88.92%	0.00%	0.00%
2	0.162	0.00%	0.00%	91.29%	88.92%	0.00%	91.29%
3	0.120	0.00%	91.16%	0.00%	88.92%	91.16%	91.29%
4	0.102	9.46%	0.00%	0.00%	98.38%	91.16%	91.29%
5	0.055	0.00%	0.00%	7.70%	98.38%	91.16%	98.99%
6	0.054	1.62%	0.00%	0.00%	100.00%	91.16%	98.99%
7	0.042	0.00%	8.03%	0.00%	100.00%	99.19%	98.99%
8	0.035	0.00%	0.00%	1.01%	100.00%	99.19%	100.00%
9	0.027	0.00%	0.81%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
Modelo de 5.50m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.309	88.57%	0.00%	0.00%	88.57%	0.00%	0.00%
2	0.159	0.00%	0.00%	91.17%	88.57%	0.00%	91.17%
3	0.124	0.00%	91.21%	0.00%	88.57%	91.21%	91.17%
4	0.093	9.72%	0.00%	0.00%	98.29%	91.21%	91.17%
5	0.054	0.00%	0.00%	7.75%	98.29%	91.21%	98.93%
6	0.048	1.71%	0.00%	0.00%	100.00%	91.21%	98.93%
7	0.043	0.00%	7.96%	0.00%	100.00%	99.16%	98.93%
8	0.034	0.00%	0.00%	1.07%	100.00%	99.16%	100.00%
9	0.028	0.00%	0.84%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Modelo de 6.00m							
Modo	**Period seg**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
1	0.328	88.24%	0.00%	0.00%	88.24%	0.00%	0.00%
2	0.161	0.00%	0.00%	91.08%	88.24%	0.00%	91.08%
3	0.128	0.00%	91.19%	0.00%	88.24%	91.19%	91.08%
4	0.098	9.96%	0.00%	0.00%	98.19%	91.19%	91.08%
5	0.054	0.00%	0.00%	7.84%	98.19%	91.19%	98.93%
6	0.051	1.81%	0.00%	0.00%	100.00%	91.19%	98.93%
7	0.045	0.00%	7.97%	0.00%	100.00%	99.16%	98.93%
8	0.034	0.00%	0.00%	1.07%	100.00%	99.16%	100.00%
9	0.029	0.00%	0.84%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de irregularidades

Las verificaciones de las irregularidades de los modelos usados se encuentran en los anexos y en la Figura 20 se aprecia el resumen de los mismos, clasificando de esta manera a todos los modelos como regulares.

Control de desplazamientos

La Norma E-030 en el artículo 31.1 nos indica que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Estos desplazamientos no deben de superar los límites establecidos según el material predominante en el sistema estructural, en este caso de 0.007 para concreto armado y de 0.005 para albañilería (Ver Figura 15).

Tabla 12

Distorsiones de los Modelos Analizadas (Derivas)

Modelo de 3.50m								
Piso	**Dirección X-X**				**Dirección Y-Y**			
	Sentido	**Deriva**	**Limite**	**Control**	**Sentido**	**Deriva**	**Limite**	**Control**
Piso3	X-X	0.00222	0.007	Cumple	Y-Y	0.00024	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00384	0.007	Cumple	Y-Y	0.00040	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00385	0.007	Cumple	Y-Y	0.00044	0.005	Cumple

Modelo de 4.00m								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Control
Piso3	X-X	0.00222	0.007	Cumple	Y-Y	0.00026	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00449	0.007	Cumple	Y-Y	0.00043	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00436	0.007	Cumple	Y-Y	0.00048	0.005	Cumple
Modelo de 4.50m								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Control
Piso3	X-X	0.00222	0.007	Cumple	Y-Y	0.00028	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00374	0.007	Cumple	Y-Y	0.00047	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00352	0.007	Cumple	Y-Y	0.00053	0.005	Cumple
Modelo de 5.00m								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Control
Piso3	X-X	0.00260	0.007	Cumple	Y-Y	0.00031	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00428	0.007	Cumple	Y-Y	0.00051	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00392	0.007	Cumple	Y-Y	0.00057	0.005	Cumple
Modelo de 5.50m								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Verificación
Piso3	X-X	0.00222	0.007	Cumple	Y-Y	0.00033	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00362	0.007	Cumple	Y-Y	0.00055	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00324	0.007	Cumple	Y-Y	0.00061	0.005	Cumple
Modelo de 6.00m								
Piso	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Sentido	Deriva	Limite	Control	Sentido	Deriva	Limite	Control
Piso3	X-X	0.00222	0.007	Cumple	Y-Y	0.00035	0.005	Cumple
Piso2	X-X	0.00407	0.007	Cumple	Y-Y	0.00058	0.005	Cumple
Piso1	X-X	0.00356	0.007	Cumple	Y-Y	0.00065	0.005	Cumple

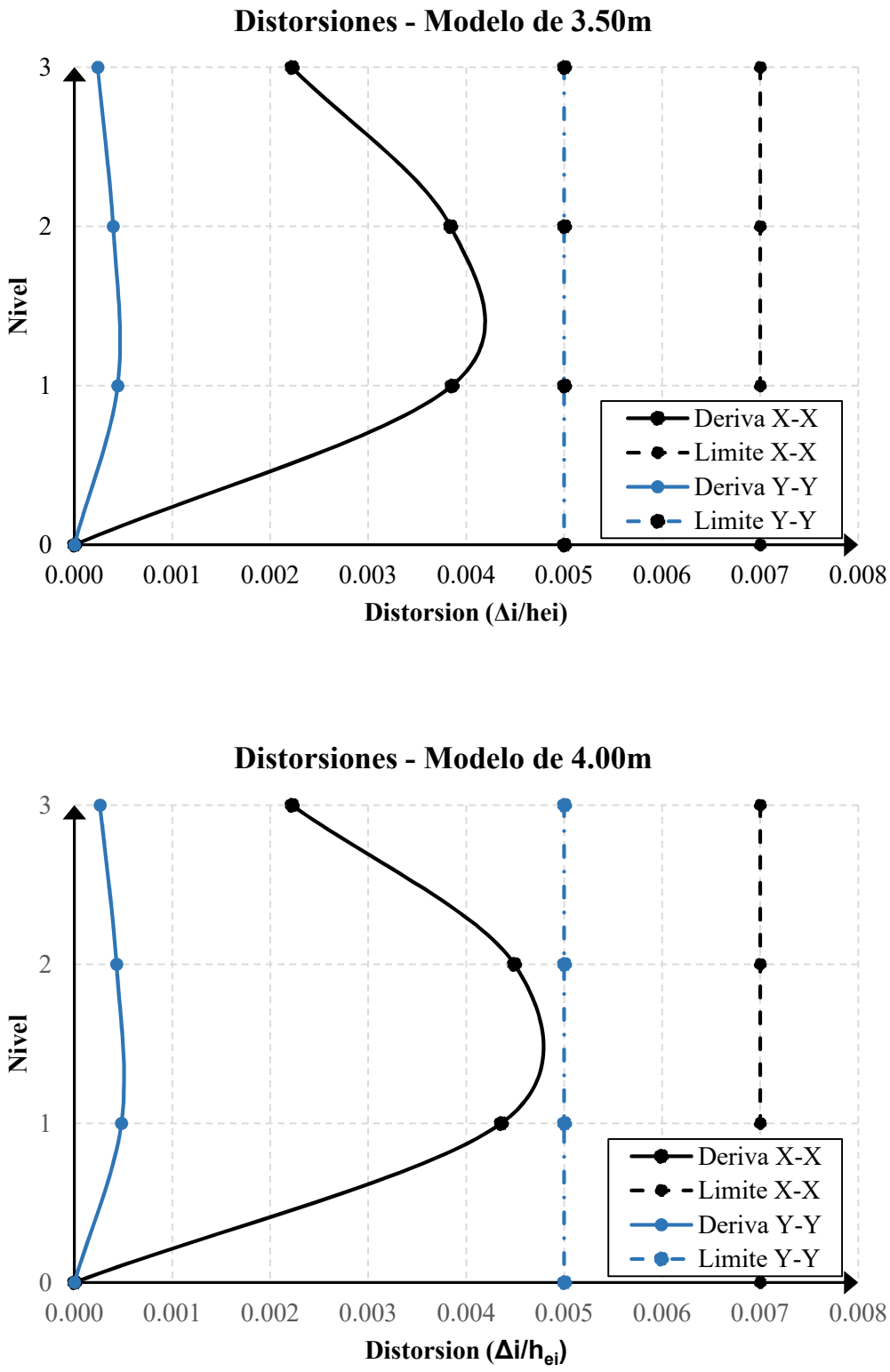
Fuente: Elaboración Propia.

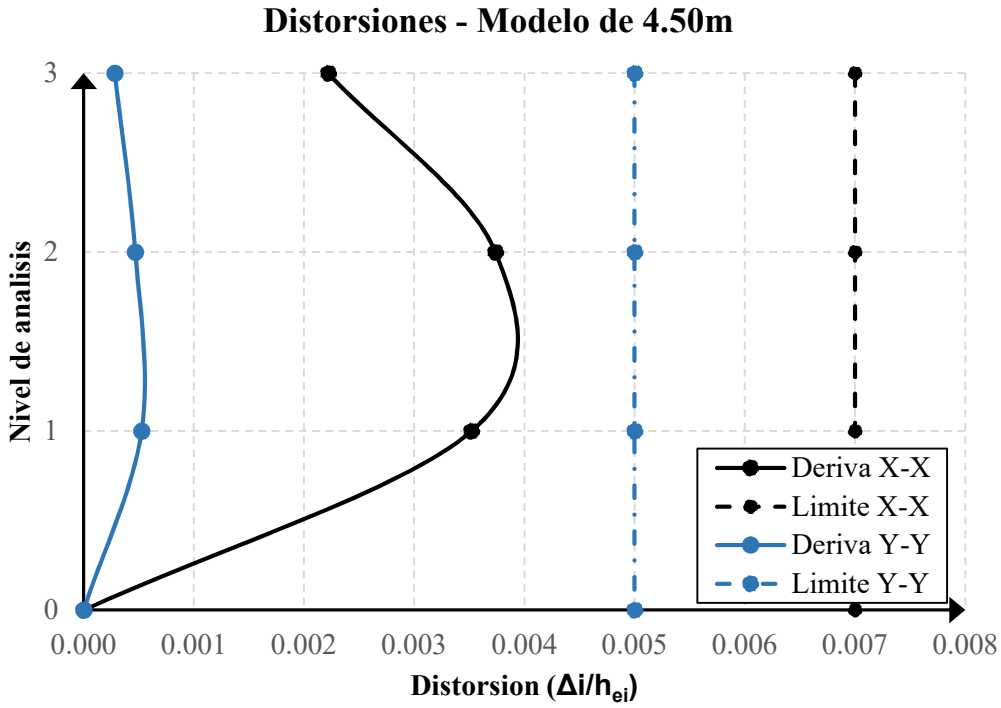
Se puede apreciar que en ningún caso se está sobrepasando la deriva máxima permitida para el sistema de albañilería, sentido Y-Y, el cual es de 0.005, también se aprecia que en el sentido X-X conformado por pórticos de concreto no se sobrepasa el 0.005 de deriva que es lo recomendado por el Ingeniero Ángel San Bartolomé (Comentarios a la Norma Técnica de edificacion E.070 "Albañileria", 2008, pág. 70) ni del 0.007 que es lo permitido por la actual Norma E-030.

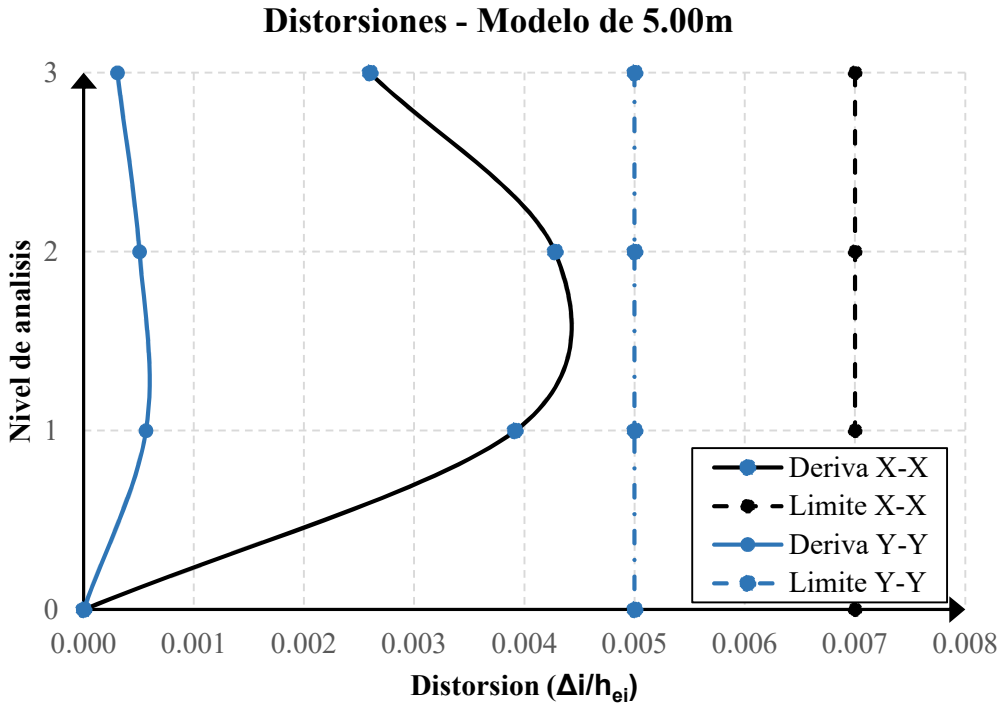
Para entender cómo se presentan las distorsiones en los modelos analizados, en la Figura 21 se presenta de manera gráfica los resultados de la Tabla 12.

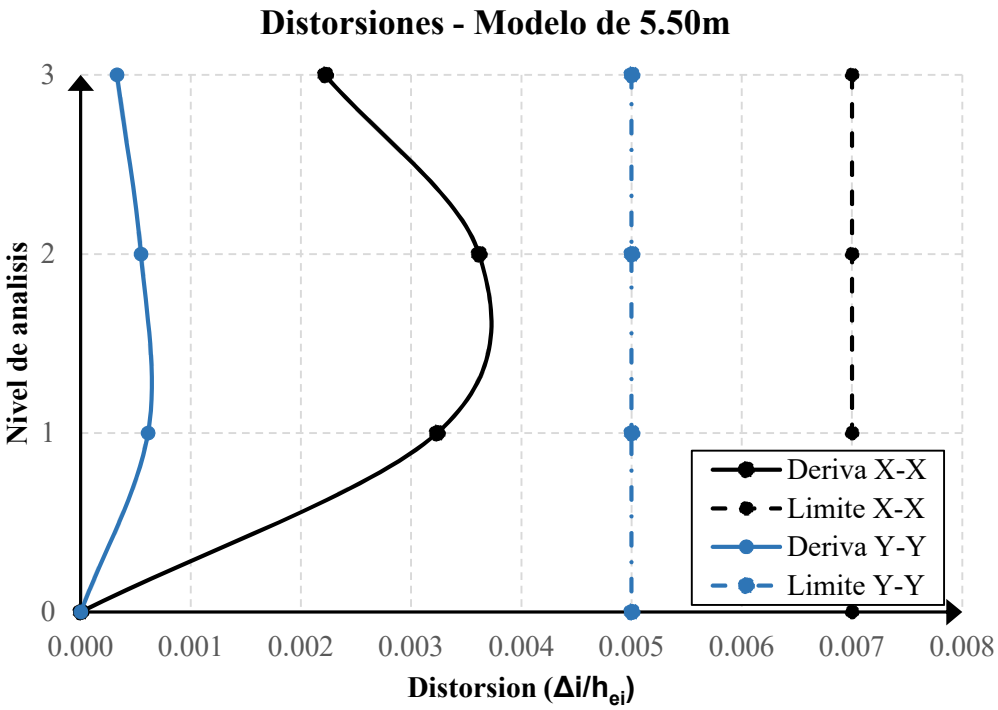
Figura 21

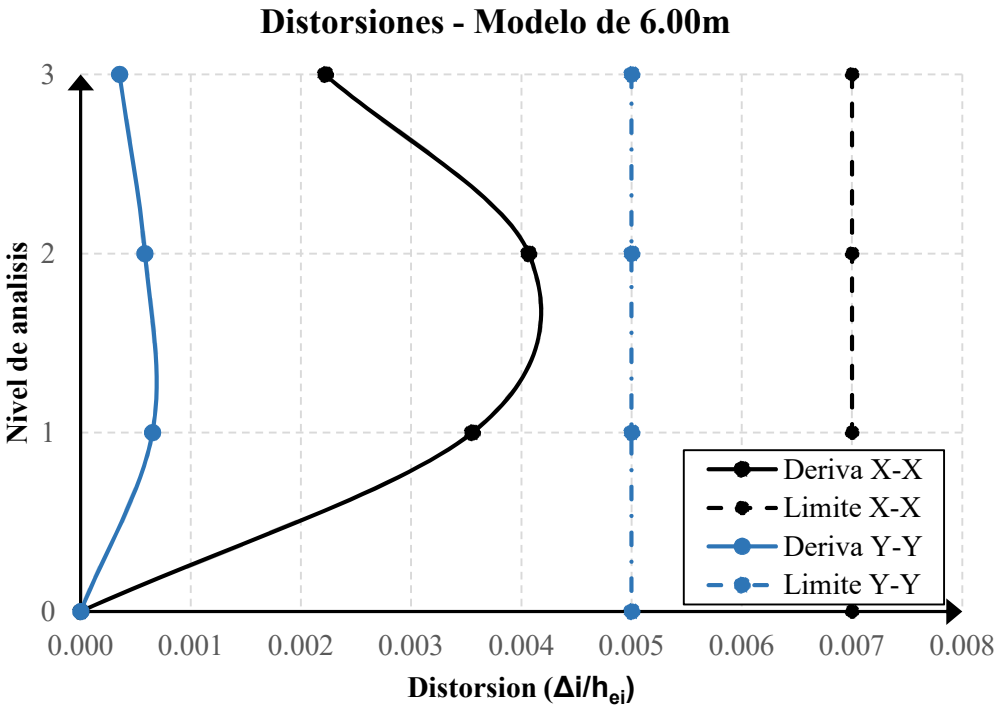
Distorsiones de los Modelos Analizados




Distorsiones - Modelo de 4.50m
Nivel de analisis
3
2
1
0
0.000
0.001
0.002
0.003
0.004
0.005
0.006
0.007
0.008
Distorsion (Δi/hei)
Deriva X-X
Limite X-X
Deriva Y-Y
Limite Y-Y


Distorsiones - Modelo de 5.00m
Nivel de analisis
3
2
1
0
0.000
0.001
0.002
0.003
0.004
0.005
0.006
0.007
0.008
Distorsion (Δi/hei)
Deriva X-X
Limite X-X
Deriva Y-Y
Limite Y-Y





Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de la fuerza cortante mínima

Para la verificación del cortante mínimo en el artículo 29.4.1 de la Norma E-030 nos indica para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Al ser regulares el cortante dinámico debe ser mayor que el 80% del cortante estático.

Tabla 13

Verificación de la Fuerza Cortante Mínima - Modelos

Modelo de 3.50m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	13.115	Regular	10.492	11.881	1.000
Vy	17.479	Regular	13.983	16.016	1.000
Modelo de 4.00m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	14.193	Regular	11.354	12.806	1.000
Vy	18.915	Regular	15.132	17.326	1.000
Modelo de 4.50m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	15.687	Regular	12.550	14.094	1.000
Vy	20.907	Regular	16.725	19.162	1.000
Modelo de 5.00m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	16.789	Regular	13.431	15.027	1.000
Vy	22.375	Regular	17.900	20.502	1.000
Modelo de 5.50m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	18.349	Regular	14.679	16.364	1.000
Vy	24.454	Regular	19.563	22.418	1.000
Modelo de 6.00m					
Cortante	**Vest**	**Irregularidad**	**80%Vest**	**Vdin**	**Factor**
Vx	19.474	Regular	15.579	17.309	1.000
Vy	25.953	Regular	20.763	23.787	1.000

Fuente: Elaboración Propia.

En nuestro caso todos los modelos cumplen con esta condición ya que el cortante dinámico obtenido es mayor al 80% del cortante del análisis estático. La normativa actual menciona que en caso que no se cumpla con esta condición se deberá escalar

la cortante dinámica para cumplir con lo especificado en el reglamento. Tal como se aprecia en la Tabla 13 no es necesario amplificar ninguna de las cortantes.

Junta de separación sísmica

La norma E-030 en su artículo 33, no indica que las estructuras deben estar separadas de las estructuras vecinas una distancia mínima ***S*** con la finalidad de evitar el contacto entre las mismas durante un movimiento sísmico.

Para tal fin la norma nos recomienda adoptar un valor mínimo el cual será mayor de 3.00cm ó 0.006 veces la altura de la estructura medida desde el suelo. En caso de conocer los desplazamientos del edificio se considerará los 2/3 del desplazamiento máximo del mismo.

Tabla 14

Determinación de la Junta Sísmica (S)

Modelo	Altura (h) cm	$\Delta_{máx}$ (cm)	$S1_{min}$ (cm)	$S2_{min}$ =0.006h (cm)	$S3_{min}$ =2$\Delta_{máx}$/3 (cm)	S_{min} máx(S1,S2,S3)	$S_{asumida}$ (cm)
3.50m	950	3.05	3.00	5.70	2.03	5.70	6.00
4.00m	950	3.54	3.00	5.70	2.36	5.70	6.00
4.50m	950	2.92	3.00	5.70	1.95	5.70	6.00
5.00m	950	3.33	3.00	5.70	2.22	5.70	6.00
5.50m	950	2.80	3.00	5.70	1.87	5.70	6.00
6.00m	950	3.15	3.00	5.70	2.10	5.70	6.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tal como se aprecia en la Tabla 14 el valor máximo de ***S*** es de 6cm para todos los modelos analizados.

De no contar la edificación vecina con junta de separación sísmica, se duplicará el valor aquí obtenido (12.00cm).

Diseño

Como se pudo apreciar a través de estos análisis se pudo comprobar que los modelos matemáticos presentan una estructuración óptima que permiten que estas cumplan con la normativa de Diseño Sismorresiste, es por eso que con los valores obtenidos se procederá al diseño de las mismas.

Diseño de vigas de concreto armado

El diseño de secciones que se encuentran a flexión se realiza teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$Mu = Ø.As.fy.(d - a/2)$$

De la formula anterior se pude deducir la cantidad de acero necesario para soportar un determinado momento, esto se realiza mediante la siguiente ecuación.

$$As = \frac{0.85\,.f'c.b.d}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{Ø0.85f'cbd^2}}\right)$$

La Norma de Diseño en Concreto E-060 (2009) y el ACI (2019) consideran un valor mínimo el cual obedece a la siguientes ecuaciones.

$a).\ As_{min} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{fy}bd$ (E-060) b) $As_{min} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{fy}bd$ (A.C.I)

c) $As_{min} = \frac{14}{fy}bd$ (ACI)

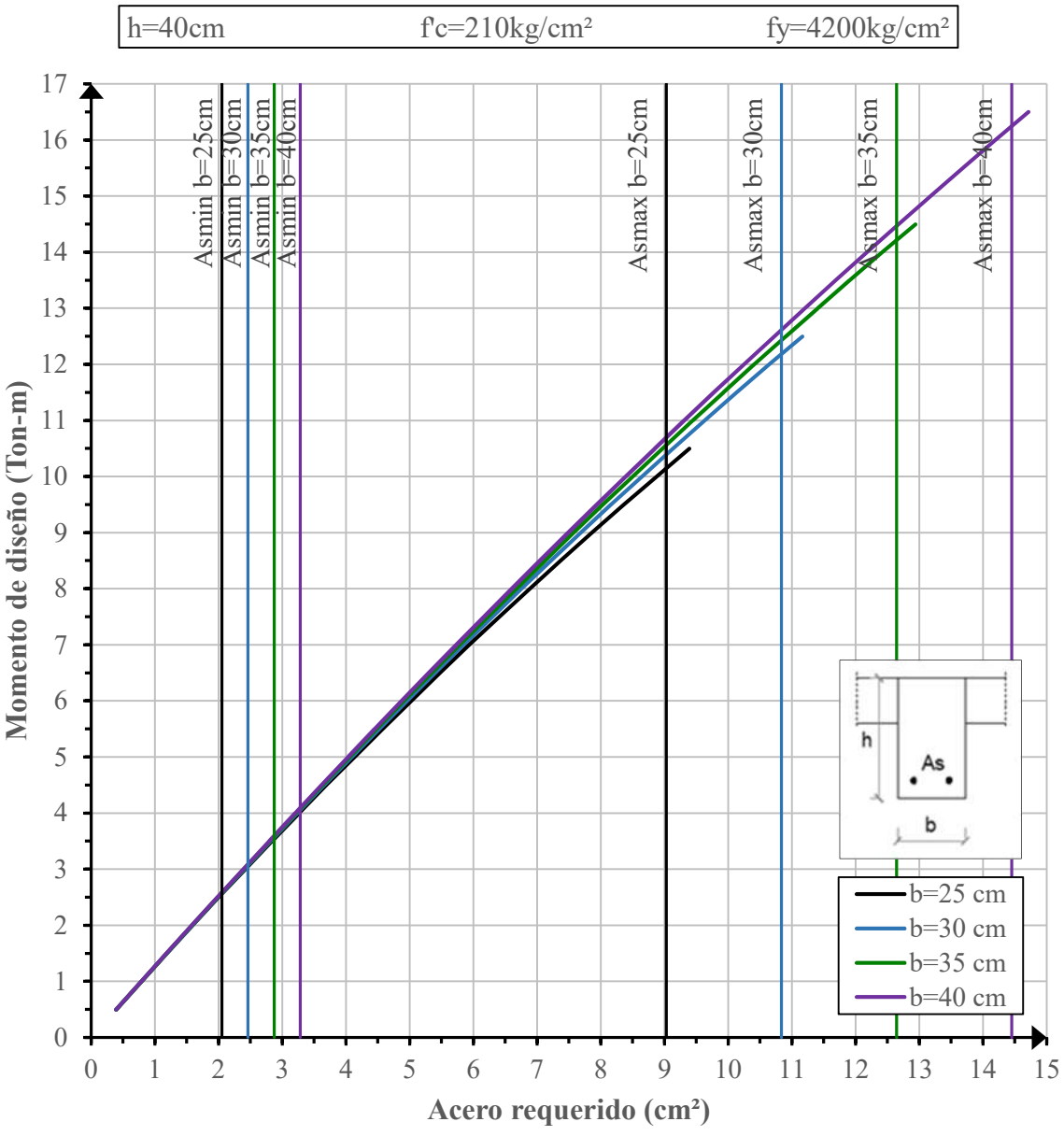
Por otro lado, el acero máximo obedece a la cuantía balanceada de la sección, ya que este es un porcentaje de la misma, para nuestro caso tomaremos un valor del 50% de la misma ya que este valor ofrece una mayor ductilidad en los elementos sometidos a flexión.

$$As_{máx} = 0.50\left[\frac{0.85\ B_1}{fy}\left(\frac{6000}{6000 + fy}\right)\right] bd$$

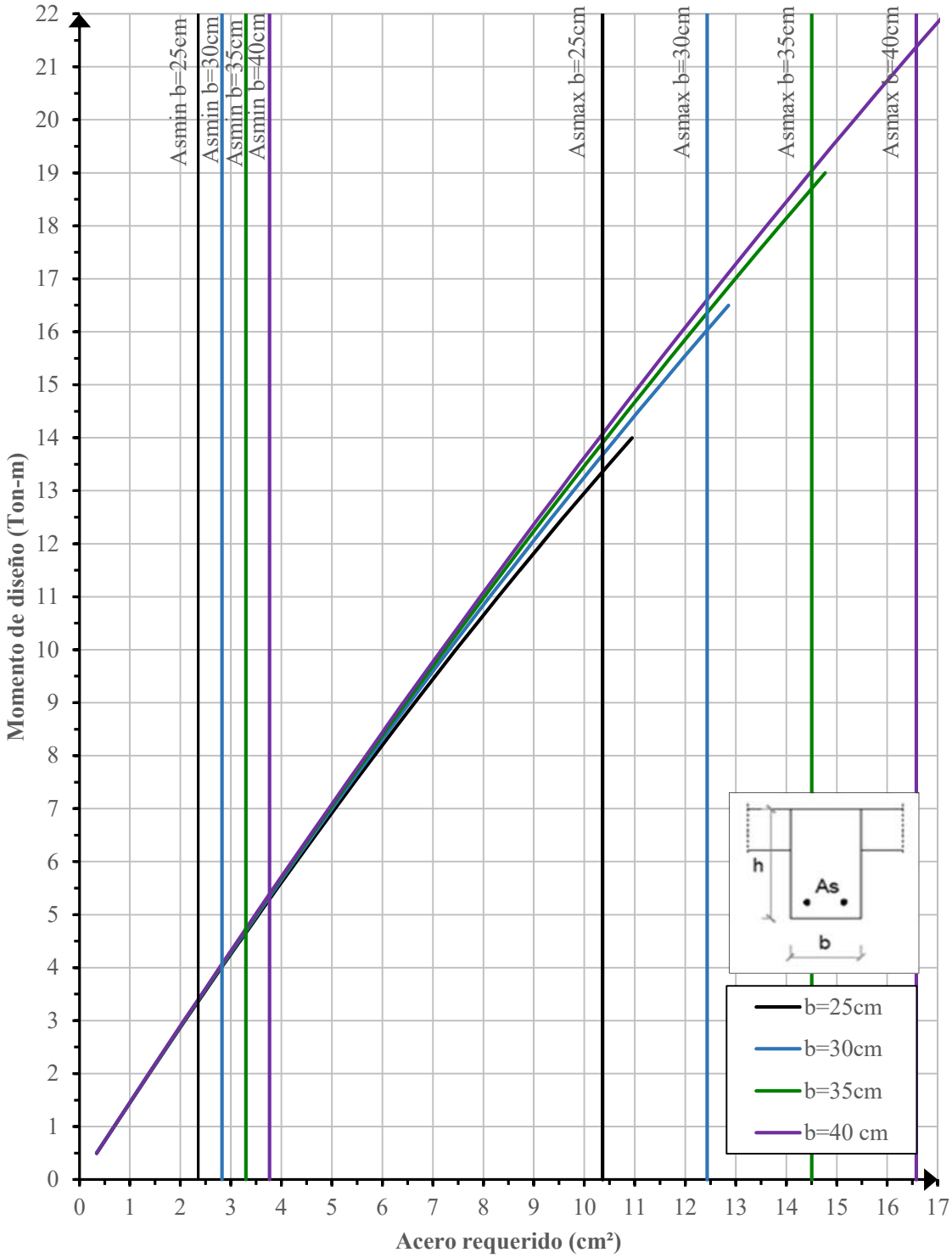
En base a los antes mencionado se pueden elaborar ábacos como los que se encuentran en la Figura 22, los cuales fueron creados usando la ecuación de la norma E-060 para el acero mínimo y del 50% de la cuantía balanceada para la ecuación del acero máximo.

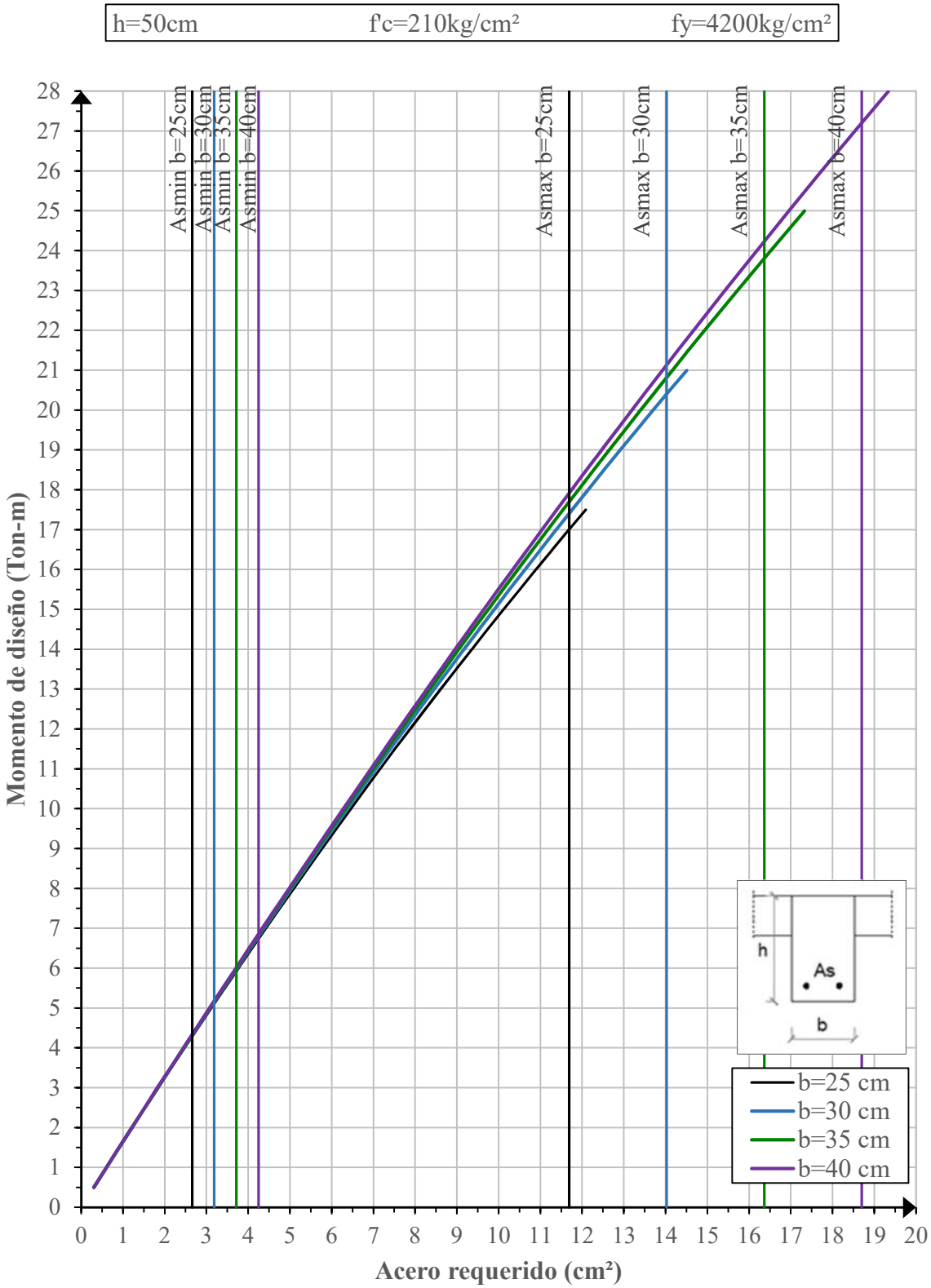
Figura 22

Ábacos para el Cálculo de Acero según Peralte de Viga



h=45cm	f'c=210kg/cm²	fy=4200kg/cm²





Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto a los modelos analizados se procedió a realizar el diseño de las vigas, las memorias de cálculo de las mismas se anexan al final de esta investigación. En la Tabla 15 se presenta el resultado final del diseño realizado.

Tabla 15

Tabla para la Construcción de Vigas

Modelo	Dimensiones	Nivel	Tipo de viga	Armado	As Continuo	Estribos
Modelo de 3.50m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8"	
				Inferior	2 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.00m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.50m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	

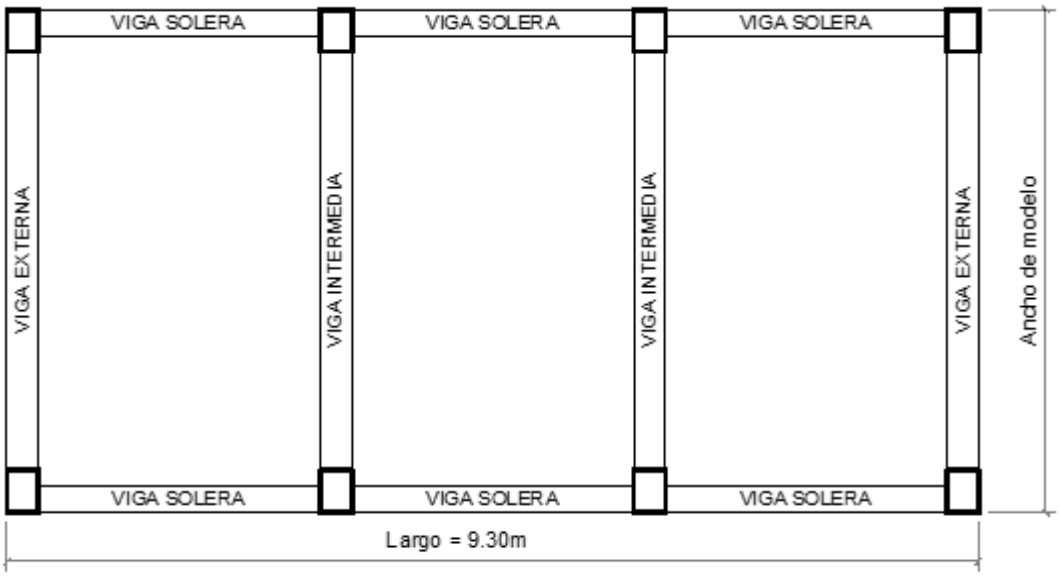
Modelo	Dimensiones	Nivel	Tipo de viga	Armado	As Continuo	Estribos
Modelo de 5.00m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 5.50m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
Modelo de 6.00m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	3 Ø 5/8"	
				Inferior	3 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	

Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto al armado de vigas soleras (25x20) se usará un armado de 4 varillas de 1/2" y estribos de Ø 3/8” 1@.05, 4@.10,R@.20m .Para las vigas de borde (15x20) se usará 2 varillas de 3/8” y estribos tipo S @ .10m. Esta disposición se da debido al cálculo de elementos de borde de muros confinados. En la Figura 23 se muestra la ubicación de los elementos estructurales diseñados.

Figura 23

Apoyo para el Uso de la Tabla para la Construcción de Vigas



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de columnas de concreto armado

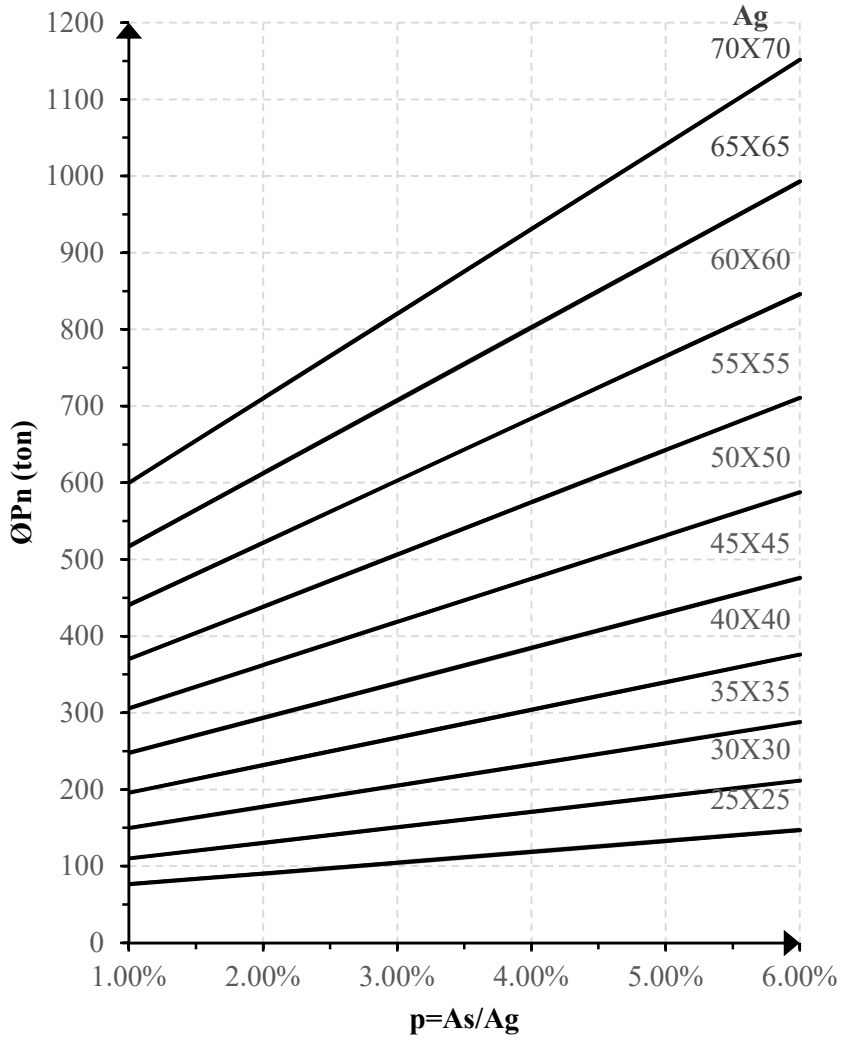
La norma E-060 (2009), nos dice que para elementos no preesforzados con estribos, la resistencia de diseño (ØPn) se podrá calcular mediante la siguiente expresión.

$$\emptyset Pn = 0.80\ \emptyset\ [0.85\ f'c(Ag - Ast) + fy\ Ast] \qquad \rightarrow \emptyset{=}0.70 \text{ (E-060)}$$

Si aplicamos esta ecuación considerando diversas secciones de columnas y distintas cuantías de acero se obtiene los valores que se presentan de manera resumida en la Figura 24.

Figura 24

Abaco para Calculo de Dimensiones y Acero en Columnas



Fuente: Elaboración Propia.

Con el Abaco presentado en la Figura 24 podremos determinar la sección de cualquier columna con solo saber la carga nominal que esta presenta, resultando útil para estimar secciones (pre-dimensionamiento), en el análisis de una estructura. El ábaco fue diseñado considerando un concreto con resistencia a la compresión de 210kg/cm² y acero con resistencia a la fluencia igual a 4200Kg/cm².

De los modelos analizados se procedió a realizar el diseño de las columnas, las memorias de cálculo de las mismas se anexan al final de esta investigación. En la Tabla 16 se presenta el resultado final del diseño realizado.

Tabla 16

Tabla para la Construcción de Columnas

Modelo	Dimensiones	Refuerzo	Cuantía	Estribos
3.50m	h=30cm / b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
4.00m	h=30cm / b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
4.50m	h=30cm / b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
5.00m	h=30cm / b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
5.50m	h=30cm / b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
6.00m	h=30cm / b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm

Fuente: Elaboración Propia.

Todas las columnas usadas en la construcción de este tipo de viviendas llevarán el mismo armado según el ancho del modelo, ya que como se demostró mediante el diseño de los elementos, estos deben llevar una cuantía del 1% como mínimo.

Diseño de cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones se optó por el uso de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación y se verificó que los esfuerzos de las estructuras no sobrepasaran la capacidad portante asumida, la cual es de 0.85kg/cm². La norma E-060 nos indica en el artículo 15.2.4 que cuando se consideren cargas temporales como viento o sismo se podrá considerar un incremento del 30% de la capacidad portante del terreno, por lo que para el análisis de la cimentación considerando sismo se usó 1.11kg/cm² como capacidad portante. Los resultados de los cálculos realizados se encuentran en la Tabla 17 y las memorias de cálculo se presentan en los anexos.

Tabla 17

Tabla para la Construcción de Cimientos

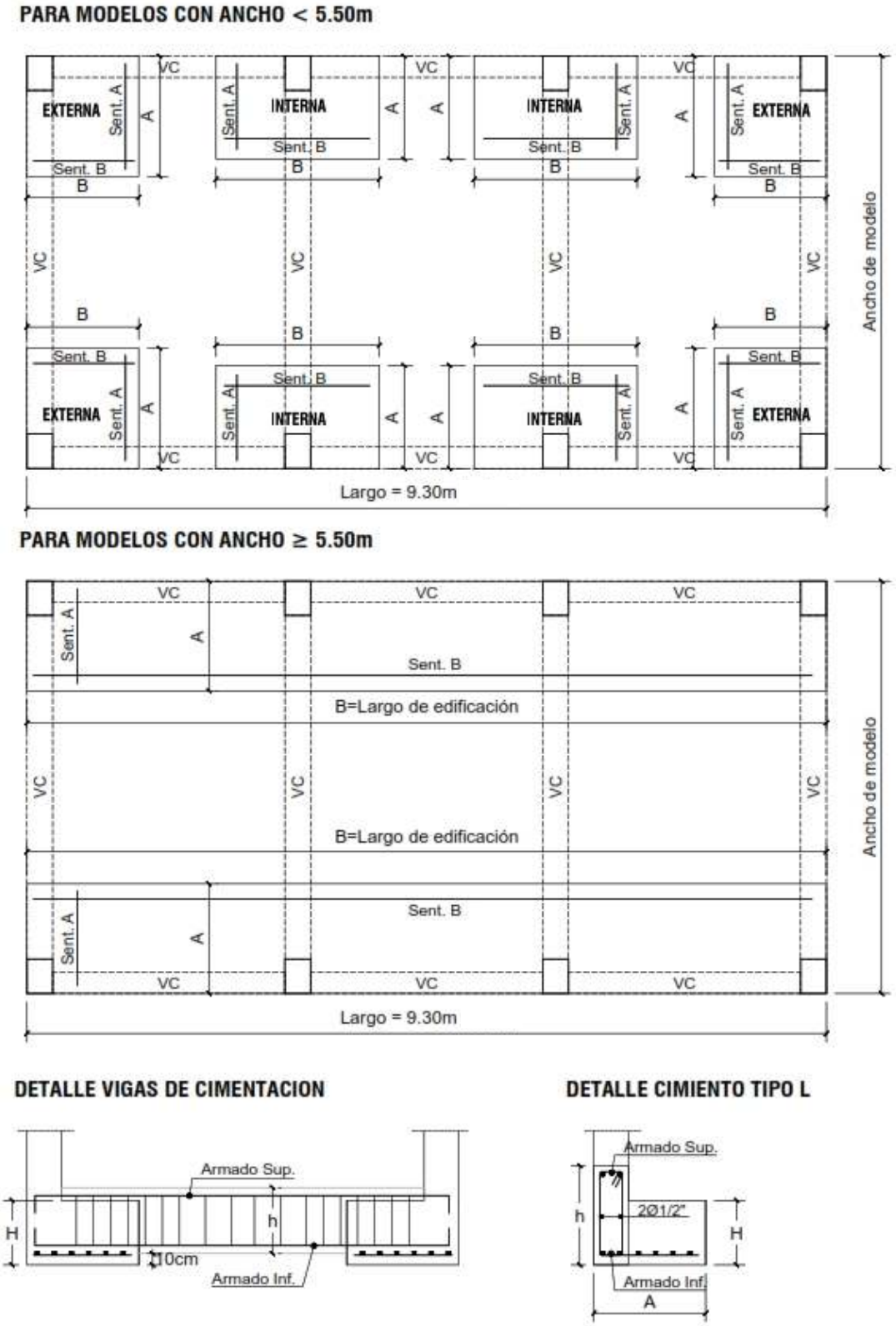
Modelo	Tipo de cimentación	Dimensiones A	Dimensiones B	Dimensiones H	Refuerzo	Viga de Cimentación	Armado	As Continuo	Estribos
3.50m	Internas	1.20	1.90	0.60	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=55cm	Superior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05,
	Externas	1.40	1.30		Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=30cm	Inferior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	8@0.10, R@0.20 A/E
4.50m	Internas	1.30	2.10	0.60	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.15	b=30cm	Superior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05,
	Externas	1.50	1.40		Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=55cm	Inferior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	8@0.10, R@0.20 A/E
4.50m	Internas	1.40	2.20	0.60	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05,
	Externas	1.60	1.50		Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	8@0.10, R@0.20 A/E
5.00m	Internas	1.50	2.40	0.60	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05,
	Externas	1.70	1.65		Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	8@0.10, R@0.20 A/E
5.50m	Zapata corrida tipo L	1.40	Largo de edificación	0.50	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05,
					Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	4 Ø 5/8"	8@0.10, R@0.20 A/E
6.00m	Zapata corrida tipo L	1.60	Largo de edificación	0.50	Sent. A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05,
					Sent. B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	8@0.10, R@0.20 A/E

Fuente: Elaboración Propia.

Se debe recordar que en las zapatas de esquina (externas), se producen mayores esfuerzos por lo que se recomienda, de ser posible, mejorar el terreno con una capa de over (2”- 4”) de espesor 30cm debidamente compactado y luego con una capa de 10cm de material granular.

Figura 25

Apoyo para el Uso de la Tabla para la Construcción de Cimientos



Diseño de muros

Para el diseño de los muros se realizó las verificaciones que se presentan en el artículo 26 y 27 de la norma E-070 "Albañilería" (2006). Los resultados se presentan en la Tabla 18 .

Tabla 18

Tabla para la Construcción de Muros Confinados

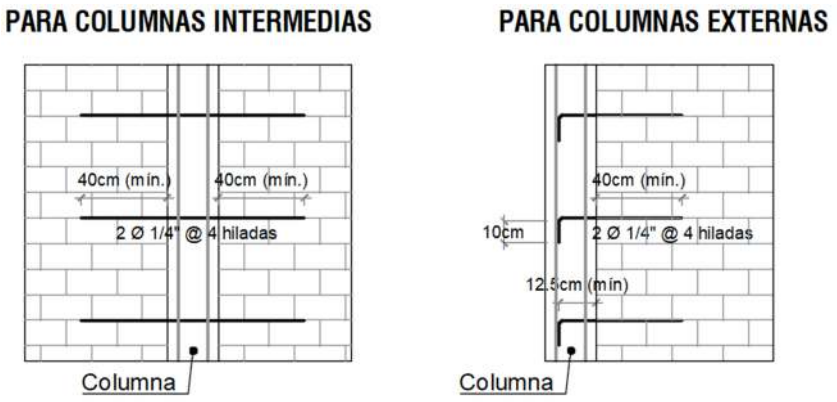
Modelo	Altura de muro (m)	Espesor (cm)	Niveles	Refuerzo	Viga de confinamiento (cm)
3.50m	3.00 - 3.50	15	3	No requiere	25X20
4.00m	3.00 - 3.51	15	3	No requiere	25X20
4.50m	3.00 - 3.52	15	3	No requiere	25X20
5.00m	3.00 - 3.53	15	3	No requiere	25X20
5.50m	3.00 - 3.54	15	3	No requiere	25X20
6.00m	3.00 - 3.55	15	3	No requiere	25X20

Fuente: Elaboración Propia.

La norma E-070 también nos indica que en caso de que la estructura presente más de 3 pisos será obligatorio colocar refuerzo horizontal en los muros del primer nivel, en nuestro caso solo será necesario anclar los muros a las columnas con 2 varillas de acero de 1/4" una longitud de 40cm embebidos en el muro y de 12.5cm en las columnas terminando en doblez de 90° con una longitud de 10cm, este refuerzo se realizará cada 4 hiladas de ladrillo.

Figura 26

Unión entre Muros y Columnas



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de losas aligeradas de 20cm (Típico)

Para el diseño de las losas aligeradas se analizaron modelos matemáticos con diferentes luces y diferentes números de paños, y además se contempló un voladizo de 80cm (Típico). Para el diseño se usó un concreto de f'c=210kg/cm² y un acero fy=4200kg/cm² (Ver anexos).

Tabla 19

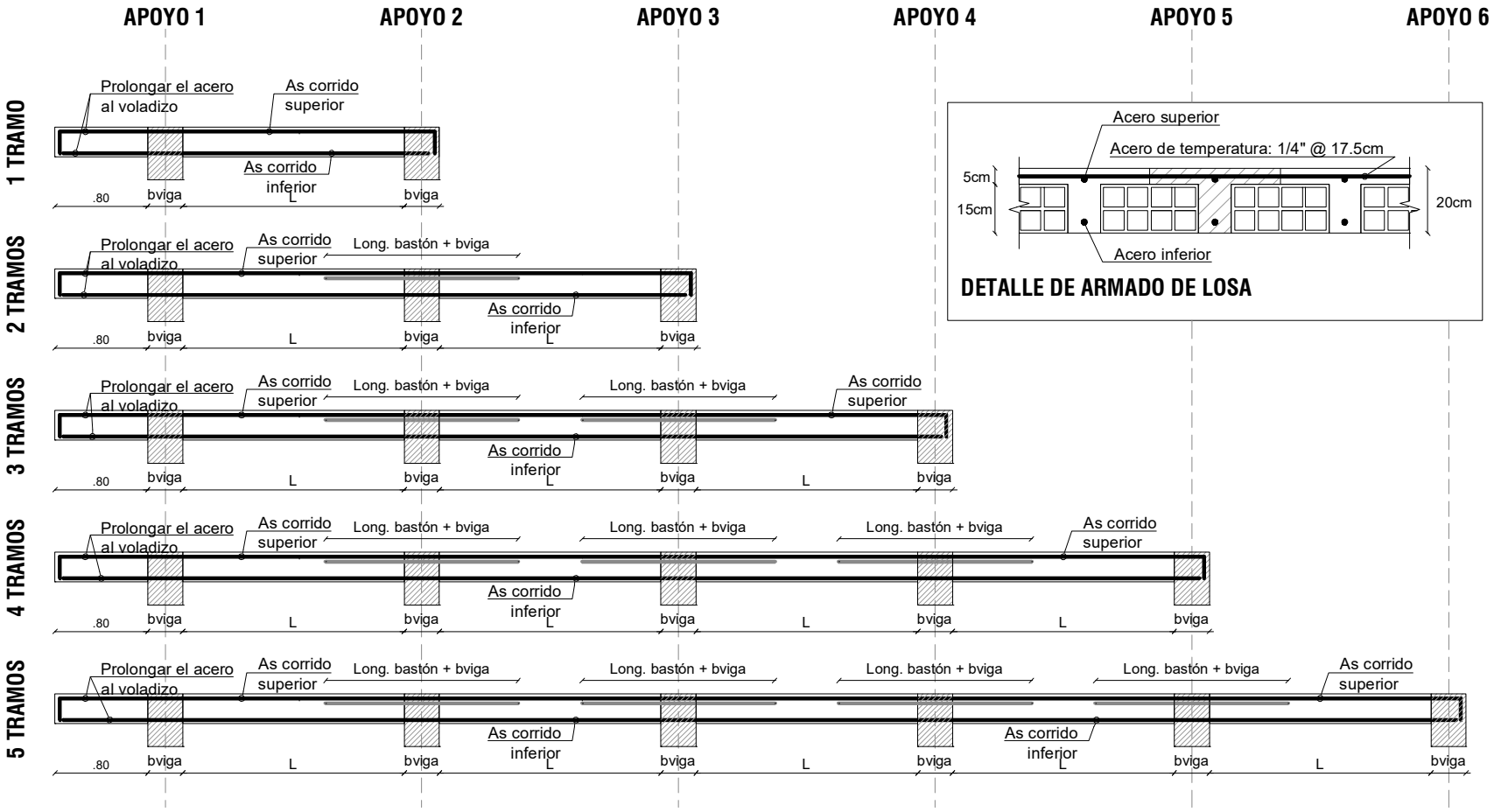
Tabla para la Construcción de Losas Aligeradas

Luz "L" (m)	Espesor de losa (cm)	N° de tramos	Volado (m)	Acero Corrido		Bastón (ref. superior)			Acero por Temperatura
				Inferior	Superior	Øbast.	N" de Apoyo	Longitud (m)	
2.00	20.00	1.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
3.00	20.00	1.00	0.80	1/2''	3/8''	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,3°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,4°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,5°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
4.00	20.00	1.00	0.80	1/2" +3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	1/2''	3/8''	1/2''	2°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	1/2''	3/8''	1/2''	2°,3°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	1/2''	1/2''	3/8''	2°,4°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	1/2''	1/2''	3/8''	2°,3°,4°,5°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 27

Apoyo para el Uso de la Tabla para Construcción de Losas



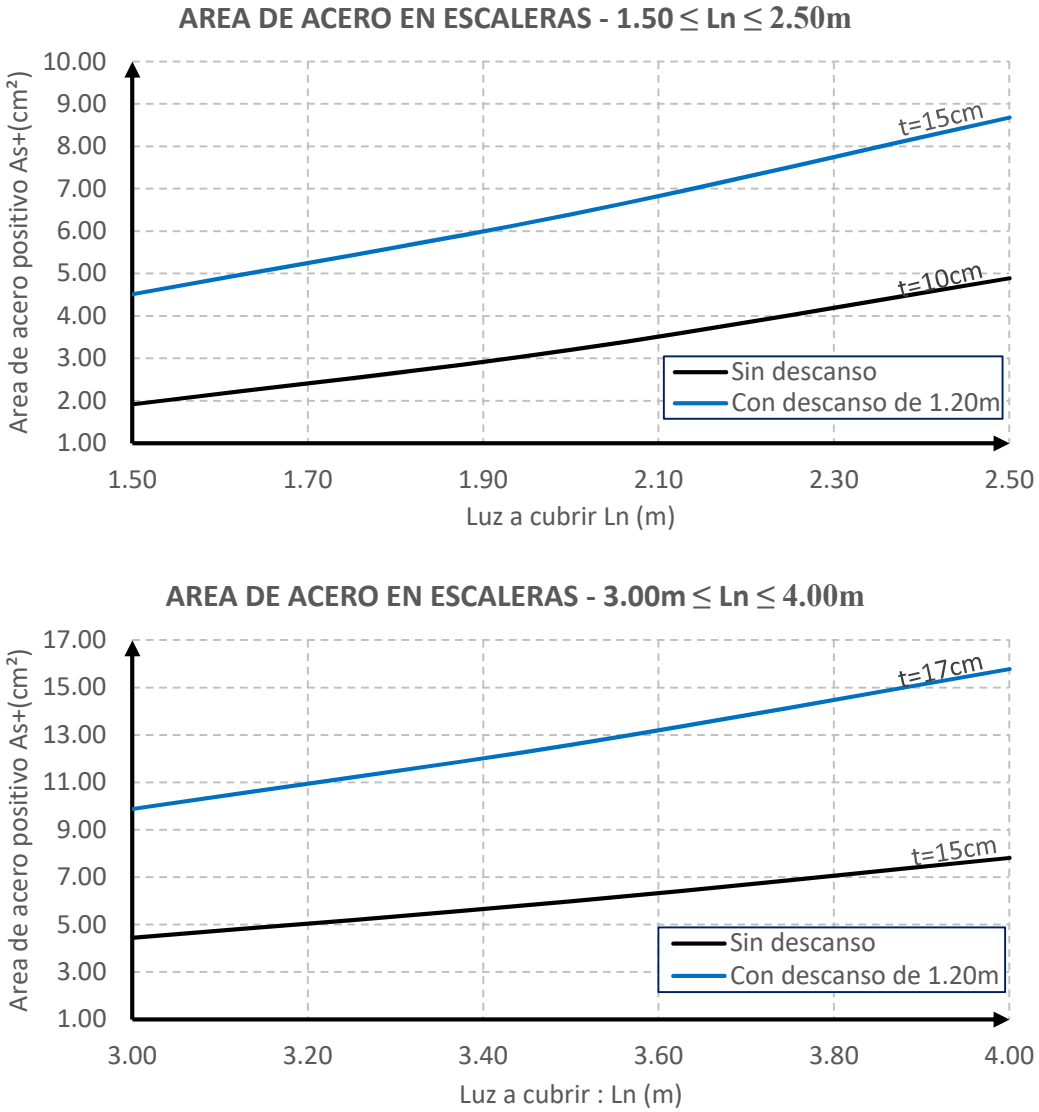
Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de escaleras

Las escaleras son una parte esencial de cualquier edificio, ya que conducen de un piso a otro y conectan diferentes niveles (Sharifah Maszura, s.f.). Para nuestra propuesta se realizó el diseño de dos tipos de escalera una de un solo tramo y la otra con un descanso de 1.20m, las fórmulas usadas para el diseño de las escaleras se encuentran en los anexos. De los cálculos realizados se pudo elaborar los ábacos presentados en la Figura 28.

Figura 28

Ábacos para Determinar Acero en Escaleras



Fuente: Elaboración Propia.

Con los ábacos presentados en la Figura 28 podremos calcular de manera rápida la cantidad de acero necesario para el diseño de una escalera, ya sea de un tramo o de una escalera con descanso. Además, se debe señalar que las medidas de contrapaso y paso de la escalera usados para la creación de los ábacos fueron de 17cm y 25cm respectivamente.

También se pudo obtener los datos necesarios para la construcción de las escaleras antes mencionadas, datos que se presentan de manera resumida en la Tabla 20.

Tabla 20

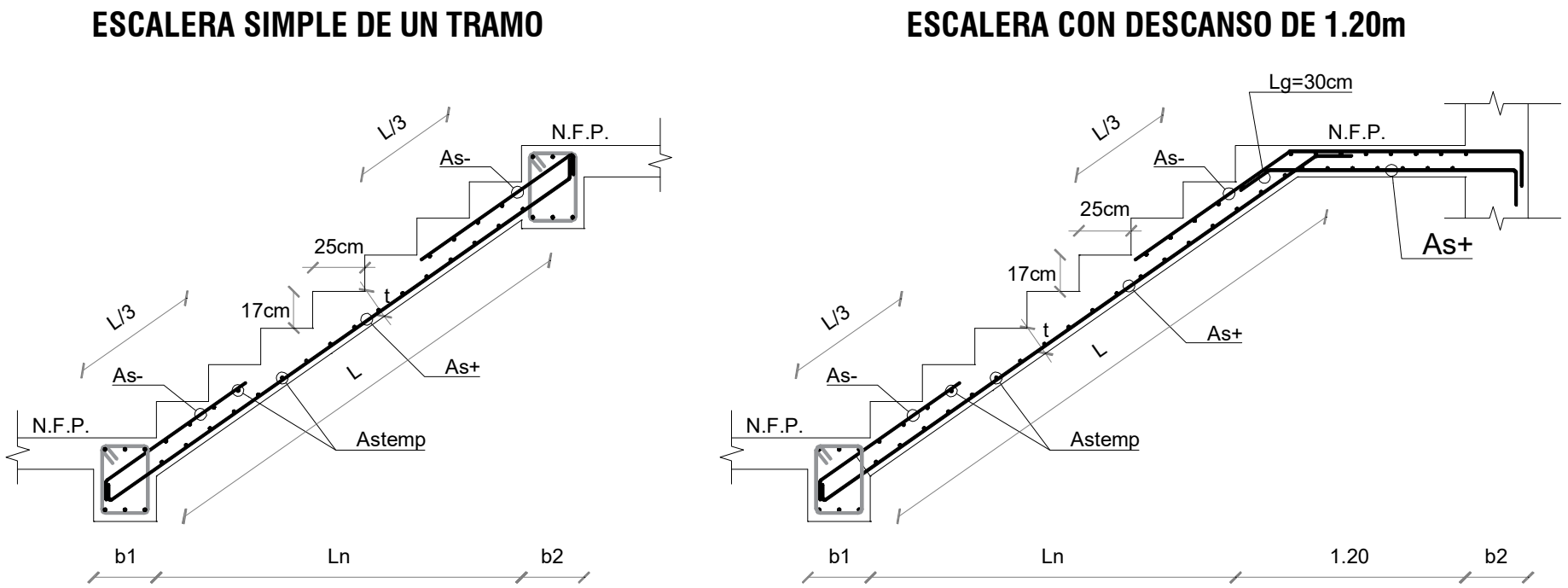
Tabla para Construcción de escaleras

Escaleras simples de un tramo							
Ln	**t (m)**	**ØAs+**	**ØAs-**	**ØAs$_{temp}$**	**Sep. As+ (cm)**	**Sep. As- (cm)**	**Sep. As$_{temp}$ (cm)**
1.50	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	30.00	30.00	37.50
2.00	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	20.00	30.00	37.50
2.50	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	12.50	30.00	37.50
3.00	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	32.50	25.00
3.50	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00
4.00	0.15	1/2"	3/8"	3/8"	15.00	17.50	25.00
Escaleras con descanso de 1.20m							
Ln	**t (m)**	**ØAs+**	**ØAs-**	**ØAs$_{temp}$**	**Sep. As+ (cm)**	**Sep. As- (cm)**	**Sep. As$_{temp}$ (cm)**
1.50	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	30.00	25.00
2.00	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00
2.50	0.15	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	25.00
3.00	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	20.00
3.50	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	10.00	10.00	20.00
4.00	0.17	5/8"	1/2"	3/8"	12.50	15.00	20.00

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 29

Apoyo para el Uso de la Tabla Construcción de Escaleras



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de sobrecimientos

Al ser la capacidad portante del suelo baja la opción más recomendable para los sobre cimientos es el uso de acero para su construcción, esto ayudará a controlar el asentamiento de los muros evitando la futura aparición de fisuras en los mismos. El diseño de las vigas de cimentación presentadas en esta investigación contempla el peso de este tipo de sobrecimientos.

La norma E-060 en su artículo 14.3 nos indica que para muros reforzados la cuantía mínima de acero para el refuerzo horizontal no será menor que 0.002, ni de 0.0015 para la cuantía del refuerzo vertical.

Tabla 21

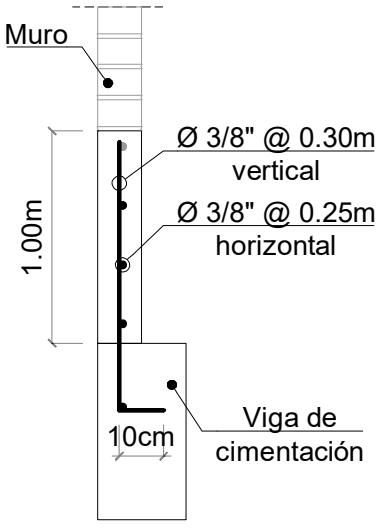
Calculo de Acero en Sobrecimientos

Altura muro (m)	Ancho (cm)	Cuantía horizontal	Cuantía vertical	As horizontal (cm²)	As vertical (cm²)	ØAs vertical y horizontal	Sep. As horizontal (cm)	Sep. As vertical (cm)
1.00	15.00	0.0020	0.0015	2.82	2.12	3/8"	25.00	30.00

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 30

Armado para Sobrecimientos



Fuente: Elaboración Propia.

V. DISCUSIÓN

Para el análisis de las viviendas se está contemplando el uso de un concreto estructural con resistencia a la compresión de f'c=210kg/cm² con la finalidad de ser conservadores durante el análisis, ya que como se ha demostrado en otras investigaciones, en construcciones informales, este no alcanza la resistencia necesaria para elementos estructurales que se indica en la Norma E-060 (Quiroz Peche & Vidal Abelino, 2014).

Los coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas (Ro) usados fueron de 8.00 para sistemas conformados por pórticos, los cuales mayormente se presentan en la dirección X-X de la vivienda, y de 6.00 para los sistemas estructurales conformados por albañilería, este valor se adoptó basado en lo mencionado por el ingeniero San Bartolomé en Comentarios a la Norma Técnica de edificacion E.070 "Albañileria" (2008, pág. 109), esta recomendación también nos lo menciona el ingeniero Erly Marvin Enriquez Quispe en la publicación "Análisis sísmico de un edificio de Albañilería Confinada" (s.f, pág. 1).

Del análisis realizado se obtuvieron los periodos fundamentales de las estructuras los cuales están expresados en la Tabla 5, obteniéndose para la vivienda 01 un periodo fundamental en X de 0.484s con el 67.29% de masa participativa, y en Y de 0.169s con el 41.81% de participación de masa; para la vivienda 02 se obtuvo un primer modo de vibración rotacional con un periodo de 0.520s, no obstante, el periodo fundamental en X fue de 0.258s con un porcentaje de masa participativa del 42.44% y en Y el periodo fundamental también es de 0.258s y presenta un 33.78% de masa participativa en la dirección de análisis; para la vivienda 03 se obtuvo el valor en X de 0.316s con participación de masa del 68.50% y en Y un periodo de 0.094s presentando un 67.85% de participación de masa.

De los modelos analizados se puede observar que todas presentan irregularidad torsional en planta lo cual es muy común en este tipo de estructuras denominadas "mixtas". En el artículo 32.2 de la Norma E-070 (2006) también se nos presenta los

problemas que ocasionan la interacción entre tabique y pórtico, en este caso solo se presenta torsión en planta. Se debe recalcar que las viviendas 01 y 02 presentan una irregularidad extrema y su altura es mayor a los 8.00m de altura, no cumpliendo con lo establecido en la Tabla 10 de la normativa E-030.

Las distorsiones (derivas) que presentan la viviendas analizadas se encuentran en la Tabla 6**,** en donde se puede apreciar que para la vivienda 01 en el sentido X se presenta una distorsión máxima de 0.01225 y en el sentido Y de 0.00058; para la vivienda 02 la máxima distorsión en el sentido X fue de 0.00905 y en Y de 0.00505; para la vivienda 03 se presentó una distorsión en X de 0.00667 y en Y de 0.00039. De estos valores se puede apreciar que las viviendas 01 y 02 no cumplen con las distorsiones máximas permitidas según la Figura 15 de la Norma E-030, y solo la numero 03 cumple con las distorsiones permisibles, no obstante, lo recomendado por el Ingeniero Ángel San Bartolomé (Comentarios a la Norma Técnica de edificacion E.070 "Albañileria", 2008, pág. 70), es que para sistemas mixtos se debe considerar en ambos sentidos como deriva limite 0.005 con la finalidad de controlar la flexibilidad de los pórticos y evitar daños futuros.

Según Guevara (2017), nos menciona que uno de los factores fundamentales que se presentan en la autoconstrucción es la falta de un profesional ya sea arquitecto o ingeniero que asesore a las familias a la hora de construir sus viviendas, ocasionando como resultado estructuras frágiles mal estructuradas. En nuestra investigación también se muestra como el no contar con un profesional idóneo puede llevar a la construcción de viviendas que tal como se mostrado a través de análisis estructurales realizados a tres modelos de viviendas típicas de la zona, no cumplen con los requisitos de las Norma Técnica de Edificaciones, esto se debe principalmente al uso de columnas con secciones mínimas, además de contar con muros portantes realizados de ladrillo pandereta los cuales presentan una resistencia variable, siendo impredecibles y no confiables para su uso en muros portantes (Sáenz Tenorio, 2016).

En la investigación de Valverde (2017), nos menciona que una manera de evitar que se sigan construyendo viviendas vulnerables es que las municipalidades se encarguen

de realizar supervisiones y capacitaciones a los pobladores que edifican sus viviendas por sus propios medios. Esto se puede apreciar en el lugar de estudio ya que la municipalidad no brinda una supervisión de las construcciones que se vienen ejecutando, sino que solo piden que estas presenten los documentos respectivos para su obtención de la licencia de construcción, mas no verifican que lo que se construye sea lo que se presenta ante la entidad correspondiente, es por eso que las viviendas durante el proceso constructivo presentan variaciones con respecto al proyecto original, ocasionando de esta manera que sean vulnerables ante sismos a pesar de haber sido diseño por los profesionales correspondientes.

Rangel (2018), nos menciona que debido al aumento poblacional y a la falta de asesoría en construcción de viviendas es necesario realizar la implementación de herramientas que ayuden al autoconstructor, por lo tanto en esta investigación también se realizara una propuesta que sea de fácil entendimiento y de uso práctico, con la finalidad de que las personas que deseen construir su vivienda y no logren contar con asesoría de un profesional, puedan realizar la construcción de una vivienda segura que cumpla con los requisitos mínimos que nos brindan las normativas actuales de edificaciones.

VI. CONCLUSIONES

1. Se analizaron tres viviendas informales que han sido construidas sin control técnico.

2. Posteriormente se realizó su respectivo modelo matemático en un software estructural con la finalidad de observar el comportamiento que presentan ante acciones sísmicas propias de la zona en donde se encuentran edificadas.

3. Para el análisis de las viviendas se consideró las normas establecidas en el Reglamento Nacional de edificaciones, concluyendo que todas presentan una gran flexibilidad y una mala estructuración siendo la vivienda 01 y la vivienda 02 las cuales no presentarían una estructuración optima, por lo tanto, no ofrecen la seguridad necesaria para sus ocupantes.

4. La vivienda 03 a pesar de cumplir con lo especificado en la normativa, no cumple con la recomendación del ingeniero San Bartolomé, la cual consiste en limitar las distorsiones de los pórticos a 0.005, por lo tanto, la vivienda 03 también se encontraría vulnerable ante futuras acciones sísmicas.

5. El análisis de diversos modelos matemáticos fue útil ya que permitió el desarrollo de una propuesta que permitirá solucionar la problemática que se viene presentando en la localidad de estudio.

6. Se logró el desarrollo de tablas y ábacos para uso tanto de estudiantes, así como para personas que se dedican al rubro de la construcción. Estas son de fácil entendimiento y brindarán ayuda a los autoconstructores.

7. En los anexos de esta investigación se desarrolla un ejemplo mediante el uso de la propuesta aquí planteado concluyendo en la confiabilidad de la propuesta y su facilidad de uso.

8. Los diseños aquí presentados no remplazan ni eliminan el criterio de un ingeniero, ya que este puede brindar soluciones diferentes a las aquí propuestas.

VII. RECOMENDACIONES

1. Para iniciar una construcción se debe de consultar, en la medida posible, a un profesional que se encargue de asesorar al constructor y brindarle soluciones óptimas para que la edificación sea segura y brinde comodidad a sus ocupantes.

2. Se deberá concientizar a la población sobre el autoconstrucción y los peligros que esta genera, ya que como resultado se demostró que este tipo de estructuras son flexibles ante fuerzas de sismo.

3. De la investigación realizada se pudo constatar que las viviendas aquí presentadas y analizadas no cumplen con los parámetros mínimos de la normativa vigente, por lo que se recomienda realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica en la zona.

4. La propuesta presentada en este trabajo de investigación solo es aplicable a la localidad de Cutervo, también podrá ser usada en lugares donde las condiciones sean similares a las descritas durante el desarrollo de la propuesta, por lo que se recomienda ser cautelosos al momento de su uso.

5. Se recomienda que los resultados de esta investigación sean usados para comprobar el comportamiento de los mismos en edificaciones irregulares con el fin de constatar que estos sean útiles para ese tipo de estructuras.

6. Se podría ampliar los diseños de las propuestas considerando cambiar los parámetros de análisis, así como la ubicación y el tipo de estructura a construir.

7. En el ejemplo de aplicación, se puede apreciar que uno de los paños es mayor a los 3.00m, no obstante, los resultados son óptimos por lo que se recomienda que en caso de presentar variaciones en las dimensiones de los paños de albañilería estas sean menores a 1.00m.

VIII. PROPUESTA

8.1 Generalidades

La investigación se realiza con el fin de demostrar que las viviendas producto de la autoconstrucción son vulnerables ante eventos sísmicos y que es necesario implementar una propuesta que ayude a controlar la misma.

Para proponer una solución se analizaron 6 modelos matemáticos que son similares a las viviendas típicas construidas en la zona, posteriormente se realizó la comprobación de los mismas mediante las normativas vigentes. Posteriormente se generaron tablas y ábacos que pueden ser usados para el diseño y la construcción de viviendas en la zona.

8.2 Análisis.

Los modelos propuestos contemplan estructuras de pórticos de concreto separados por paños de 3.00m de albañilería, también se varió el ancho de la edificación desde un mínimo de 3.00m hasta llegar a los 6.00m (medida máxima que alcanzan este tipo de construcciones en la zona). En base a los resultados obtenidos se procedió al diseño de los elementos estructurales, así como sus verificaciones respetando la norma técnica de edificaciones.

8.3 Diseño

El diseño de la propuesta planteada se realizó contemplando un concreto con resistencia a la compresión igual a 210kg/cm² y acero con resistencia a la fluencia igual a 4200kg/cm². Las tablas realizadas están acompañadas de imágenes que permiten su fácil entendimiento e interpretación. El diseño comprende tablas para vigas, columnas y cimentaciones, además también se elaboraron tablas para losas y escaleras. Los formatos finales de presentación se presentan en los anexos. Para el diseño de la propuesta también se tuvo en cuenta lo recomendado en la Norma Peruana para detalle de refuerzo, así como el libro “Guide to Presenting Reinforcing Steel Design Details” (2018). En los anexos se presentan el resultado y aplicación de las tablas propuesta.

La zona de estudio que se tomo fue la ciudad de Cutervo en Cajamarca, por lo que la información que se presenta solo aplica a la zona mencionada o aquellas con condiciones similares a las descritas durante el desarrollo de esta investigación.

8.4 Implementación

La implementación de la propuesta se podría realizar con los documentos obtenidos de cálculos sustentados en normativas vigentes y difundiendo la información a nivel local mediante capacitaciones y folletos. Esto ser realizara con la finalidad de controlar el autoconstrucción y generar edificaciones que sean resistentes y cumplan con parámetros mínimos especificados en el reglamento nacional de edificaciones.

8.5 Costo y presupuesto

Tabla 22

Costo y presupuesto para Implementación

N°	Bienes	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1.00	Papel Bond	3 Millares	22.00	66.00
2.00	Lapiceros	3 Cajas	16.00	48.00
	Total			114.00
N°	**Servicios**	**Cantidad**	**P. Unitario**	**P. Total**
1.00	Diseño gráfico de propuesta	Global	120.00	120.00
2.00	Impresiones	2 Millares	100.00	200.00
3.00	Internet	1.00	75.00	75.00
4.00	Capacitación (inc. Local y equipo audiovisual)	2.00	500.00	1000.00
	Total			1395.00
	Total : Bienes y Servicios			**1509.00**

Fuente: Elaboración Propia.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abanto Castillo, F. (2017). *Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. Segunda Edición Actualizada.* Lima: Editorial San Marcos.
2. Aceros Arequipa. (2014). *Manual del maestro de obra* .
3. América Noticias. (27 de septiembre de 2017). *América Noticias*. Obtenido de https://www.americatv.com.pe/noticias/actualidad/lima-construcciones-mal-hechas-invaden-ciudad-y-son-peligro-ante-sismos-n293507
4. American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete.*
5. Araujo Cruz. (2017). *Diseño arquitectónico de viviendas progresivas de interés social para el barrio Menfis bajo, en la ciudad de Loja.* Ecuador: Universidad Internacional del Ecuador.
6. Arias Odòn, F. (2016). *El Proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica, Séptima Edición.* Caracas: Editorial Episteme.
7. Arnold, C., & Reitherman, R. (1987). *Configuración y diseño sísmico de edificios.* México: Editorial Limusa S.A.
8. Azam, A., Franco, M., & Fountain, H. (25 de septiembre de 2017). *The New York Times*. Obtenido de https://www.nytimes.com/es/2017/09/25/ciudad-de-mexico-sismo-terremoto-codigos-construccion/
9. Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios.* México: Editorial Limusa S.A.
10. Blanco Blasco, A. (1990). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.* Lima: Fondo editoral PUCP.
11. Cegarra Sánchez, J. (2004). *Metodología de la investigación científica y tecnológica.* Madrid: Ediciones Díaz de Santos.
12. Constructora Concreto. (10 de noviembre de 2016). *Vivienda de interés social*. Obtenido de http://viviendaconconcreto.com/que-es-vivienda-interes-social-vis/
13. *Designing Buildings Wiki.* (21 de Octubre de 2020). Obtenido de https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Stiffness#:~:text=In%20structural%20engineering%2C%20the%20term,action%20of%20an%20applied%20force.
14. Diario Oficial El Peruano. (2006). *Norma Técnica E.070 "Albañileria".* Lima-Perú.

15. Diario Oficial El Peruano. (2009). *Norma Técnica E.060 "Concreto Armado".* Lima-Perú.
16. Diario Oficial El Peruano. (2018). *Norma Técnica E.020 "Cargas".* Lima-Perú.
17. Diario Oficial El Peruano. (2018). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".* Lima-Perú.
18. El Comercio. (26 de febrero de 2018). *El Comercio*. Obtenido de https://elcomercio.pe/especial/construyebien/noticias/alto-riesgo-viviendas-informales-noticia-1993016?datasection=customURL2
19. Enríquez Pinedo, J. E. (2017). *Influencia de la malla metálica en muros confinados de ladrillo pandereta en edificaciones de la provincia de Huancayo.* Huancayo-Perú: Universidad Peruana Los Andes.
20. Gestión. (17 de marzo de 2017). *Gestión*. Obtenido de https://gestion.pe/tu-dinero/inmobiliarias/viviendas-son-producto-autoconstruccion-riesgos-enfrentan-131042
21. Gonzales Utiel. (2017). *Autoconstrucción y participación en el diseño de la vivienda colectiva, la experiencia madrileña.* Madrid: Universidad CEU San Pablo.
22. Gonzáles, P., & Chata, M. (2017). *Propuesta arquitectónica de viviendas progresivas a través del emprendimiento inmobiliaria, frente al crecimiento urbano marginal en la ciudad de Puno.* Puno: Universidad del Altiplano.
23. Guevara Pinedo. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en el sector los Aromos, Jaén- Cajamarca.* Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.
24. Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado.* Lima: Fondo editorial PUCP.
25. Hernández y otros. (2010). *Metodología de la investigación.* México D.F.: Mc Graw Hill Education.
26. Instituto Geofísico del Perú. (2017). *Estudio de estimación por exposición a partir de mapa de isosistas en Perú.*
27. International Stategy for Disaster Reduction. (2009). *Notas de orientación pra la contrucción de escuelas más seguras.*
28. Joint ACI-CRSI Committee 315. (2018). *Guide to Presenting Reinforcing Steel Design Details.*

29. Landero Herrera, A. (2015). *Construcciones antisísmicas: seguridad ante terremotos*. Obtenido de https://www.monografias.com/trabajos106/construcciones-antisismicas-seguridad-terremotos/construcciones-antisismicas-seguridad-terremotos.shtml
30. Naciones Unidas, Comisión Económica para Europa. (2009). *Cómo hacer comprensible los datos Parte II.* Ginebra.
31. Nomograma. (s.f). *En Wikipedia*. Recuperado el 03 de diciembre de 2019, de https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Nomograma&oldid=119583360
32. Palomino Encinas, A. H. (s.f). *Albañileria confinada, Etabs & Safe.*
33. Peru21. (15 de agosto de 2018). *Peru 21*. Obtenido de https://peru21.pe/peru/cumplen-11-anos-tragico-terremoto-ica-enluto-pais-fotos-video-421309
34. Prensa Libre. (7 de septiembre de 2017). *Prensa Libre*. Obtenido de https://www.prensalibre.com/guatemala/comunitario/fuerte-sismo-sacude-guatemala
35. Quiroz Peche, L. R., & Vidal Abelino, L. (2014). *Evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica estructural en edificaciones conformadas por sistemas aporticados y de albañilería confinada en el Sector de la Esperanza parte baja – Trujillo. 2014.* Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
36. Quispe Enriquez, E. M. (s.f). *Análisis sísmico de un edificio de Albañilería Confinada.*
37. Rangel Cahue, F. (2018). *Propuesta de un proyecto de casa habitación unifamiliar y la presupuestación de su autoconstrucción.* Ciudad de México.
38. Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios Segunda Edición.* Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
39. Rodríguez Jiménez, A., & Pérez Jacinto, A. (2017). Métodos científicos de indagación y de construcción del conocimiento. *Revista EAN*, 82.
40. Sáenz Tenorio, L. E. (2016). *Comportamiento sísmico de tabiques construidos con ladrillo pandereta.* Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
41. San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios.* Lima: Fondo editorial PUCP.
42. San Bartolomé, A. (2008). *Comentarios a la Norma Técnica de edificacion E.070 "Albañileria".* Lima: SENCICO.

43. Sharifah Maszura, S. M. (s.f.). *Design of Staircase (Examples and Tutorials).* Malasia - Pahang: Universiti Malaysia Pahang.
44. Sociedad Mexicana de Ingenieria Estructural A.C. (1984). *Ayudas de diseño de concreto reforzado.* México: Universidad Nacional Autónoma de México.
45. Ugaz Medina, G. R. (2019). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio en suelos intermedios, según factores de zona.* Chiclayo: Universidad Particular de Chiclayo.
46. Valverde, C. (2017). *Riesgo sísmico de las viviendas autoconstruidas del distrito de Pueblo Nuevo – Lambayeque en el 2017.* Lima: Universidad Cesar Vallejo.
47. Vizueta, V. (23 de abril de 2016). *El Comercio*. Obtenido de https://www.elcomercio.com/tendencias/malaconstruccion-agravante-sismo-ecuador-pedernales.html

X. ANEXOS

1. Matriz de consistencia
2. Realidad situacional
3. Estudios de mecánica de suelos usados
4. Toma de datos de las viviendas analizadas
5. Planos de las viviendas analizadas
6. Espectros de pseudo-aceleraciones usados para las viviendas analizadas
7. Verificación de irregularidades en viviendas analizadas
8. Espectros de pseudo-aceleraciones usados para los modelos
9. Verificación de irregularidades en modelos analizados
10. Hojas de cálculo y diseño de los modelos matemáticos
11. Ábacos Diseñados
12. Propuesta
13. Ejemplo Aplicativo

Anexo 01: Matriz de consistencia.

<table>
<tr><th>Titulo</th><th>Realidad problemática</th><th>Objetivos</th><th>Población y muestra</th><th>Resultados</th><th>Conclusión</th></tr>
<tr><td rowspan="8">“Propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales que puedan ser usados para la construcción de viviendas seguras de interés social”</td><td>Construcción informal de viviendas inseguras y sin la supervisión de personal técnico o profesionales como ingenieros o arquitectos.</td><td>1) Analizar modelos matemáticos de las viviendas típicas
2) Aplicar normatividad (R.N.E)
3) Proponer tablas y ábacos de elementos estructurales basados en los resultados obtenidos.</td><td>Para el presente proyecto se tomará en cuenta solo 03 viviendas a analizar las cuales presentan características repetitivas en la zona de estudio siendo las mismas modelos de diseño típicos</td><td rowspan="8">Se analizaron 03 viviendas existentes en la zona con la finalidad de observar el comportamiento de las mismas ante sismos, posteriormente se realizó el análisis estructural y diseño de 06 modelos de viviendas típicas de la zona, los valores obtenidos se contrastaron con las normativas vigentes y con los resultados obtenidos se procedió a la elaboración de una propuesta para la solución de la problemática existente.</td><td>Las viviendas de la zona son vulnerables y es necesario la implementación de la propuesta planteada durante el desarrollo de la investigación</td></tr>
<tr><td>Formulación del problemas</td><td>Diseño de investigación</td><td>Técnicas e instrumentos de recolección de dato, validez y confiabilidad</td><td>Recomendación</td></tr>
<tr><td>¿Ayudará una propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales a realizar la construcción de viviendas seguras?</td><td rowspan="2">Experimental- debido a que se recurrirá a la manipulación de factores pertenecientes a la variable independiente con la finalidad de observar sus efectos sobre la variable dependiente.</td><td rowspan="2">La técnica usada en la investigación es la observación directa no experimental, técnica de recolección de información orientada a registrar aspectos relacionados a las variables de investigación, así como el análisis estructural de las viviendas que han sido objeto de estudio</td><td>Contar con la asesoría de profesionales durante la ejecución de un proyecto de edificación</td></tr>
<tr><td>Justificación del estudio</td><td>Propuesta</td></tr>
<tr><td>El proyecto se justifica en la necesidad de implementar de una propuesta que ayude a la construcción de viviendas seguras en lugares donde no se pueda contar con asesoría profesional o los recursos para contratar a uno.</td><td>Tablas y ábacos que permiten la construcción de viviendas típicas de la zona que son de fácil uso tanto para la población y estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil.</td></tr>
<tr><td>Hipótesis</td><td>Variables</td><td>Aspectos éticos</td><td>Prioridad</td></tr>
<tr><td>La propuesta de tablas y ábacos de elementos estructurales contribuirá a realizar la construcción de viviendas seguras de interés social</td><td>Variable dependiente: Construcción de viviendas seguras
Variable independiente: Tablas y ábacos de elementos estructurales</td><td>Honestidad, Respeto por la propiedad intelectual, Creatividad, Humildad.</td><td>Es relevante la implementación de la propuesta ya que beneficiara a la población de la zona de estudio..</td></tr>
</table>

Fuente: Elaboración Propia

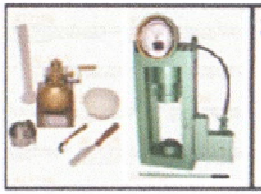
Anexo 02: Realidad Situacional

UTM 17M 9294385N 740798E	UTM 17M 9294549N 742167E	UTM 17M 9293161N 741201E
UTM 17M 9294851N 741330E	UTM 17M 9293757N 741503E	UTM 17M 9294917N 742387E
UTM 17M 9294643N 742143E	UTM 17M 9294765N 741870E	UTM 17M 9294739N 741396E

Nota: Las viviendas mostradas han sido construidas en la zona de estudio con secciones mínimas presentando una mala estructuración, y mal uso de los materiales de construcción.

Anexo 03: Estudios de mecánica de suelos usados

Como se indicó en el Capítulo IV para obtener los parámetros del suelo de zona se usó los resultados presentados en el expediente técnico: “Creación del Centro Cultural Municipal en la ciudad de Cutervo, Distrito de Cutervo, Provincia De Cutervo – Cajamarca”, en las imágenes siguientes se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.



SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASPALTO Y ENSAYO DE MATERIALES

Ca. BRITALDO GUNZALES Nº 183 – PUEBLO NUEVO - FERREÑAFE

Email: leonidasmvas@hotmail.com RPM #94/0098// TELEF. 074-456484

CODIGO OSCE Nº 50090112

LABORATORIO SEGENMA

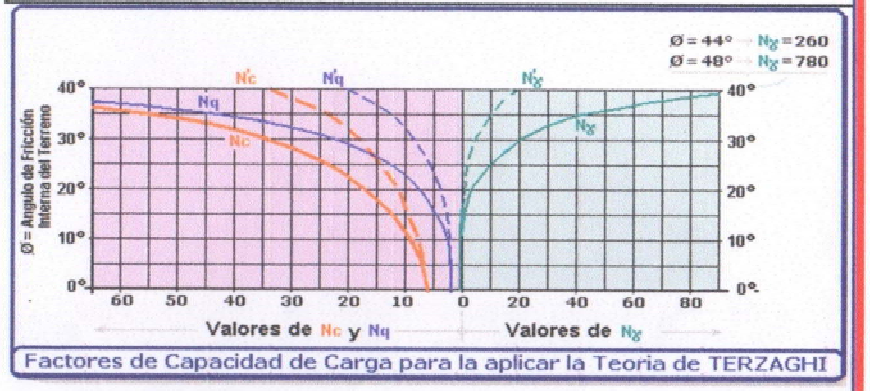
PROYECTO: "CREACIÓN DEL CENTRO CULTURAL EN LA CIUDAD DE CUTERVO, DISTRITO DE CUTERVO, PROVINCIA DE CUTERVO – CAJAMARCA"

CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de falla	Local	
Denominacion	C1-M2	
Ubicación		
Tipo de cimentacion		
Estado del suelo	SATURADA	
DETERMINACIÓN	**UNIDAD**	**VALOR**
Cohesion	kg/cm²	0.40
Ángulo de fricción interna	Grado sexag.	11.00°
Peso volumetrico seco #1	gr/cm³	1.567
Contenido de humedad #1, estado: saturada	porcentaje	25.92%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.973
Peso volumetrico seco #2	gr/cm³	1.581
Contenido de humedad #2, estado: saturada	porcentaje	26.95%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	2.007
Peso volumetrico seco #3	gr/cm³	1.595
Contenido de humedad #3, estado: saturada	porcentaje	25.15%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.996
Peso volumetrico promedio: saturada	gr/cm³	1.992
Peso volumetrico (γ1) saturado y sumergido	kg/m³	992
Profundidad del cimiento (Df)	metros	1.50
Ancho de cimiento (B) o diametro en caso circular (D)	metros	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA O CARGA LIMITE qu	kg/cm²	**2.57**
Factor de seguridad	adimensional	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE qadm	kg/cm²	**0.86**

CUADRADA, CIRCULAR O CORRIDO
NATURAL O SATURADA

INGRESAR DATOS



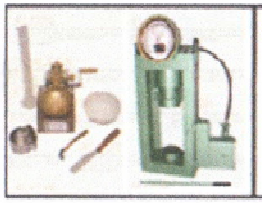
Factores de Capacidad de Carga para la aplicar la Teoria de TERZAGHI

Contenido de humedad natural #1 =	13.28%	Peso volumetrico natural #1 =	1.775 gr/cm3
Contenido de humedad natural #2 =	12.25%	Peso volumetrico natural #2 =	1.775 gr/cm3
Contenido de humedad natural #3 =	11.27%	Peso volumetrico natural #3 =	1.775 gr/cm3
PESO VOLUMETRICO NATURAL =		1.775	gr/cm3
PESO VOLUMETRICO SATURADO =		1.992	gr/cm3

SERVICIO DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES
SEGENMA

Leonidas Murga Vasquez
TÉCNICO LABORATORISTA

LUISMER FLORES A.
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 155089



SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES

Ca. BRITALDO GUNZALES Nº 183 – PUEBLO NUEVO - FERREÑAFE

Email: leonidasmvas@hotmail.com RPM #94/0098// TELEF. 074-456484

CODIGO OSCE Nº 50090112

LABORATORIO SEGENMA

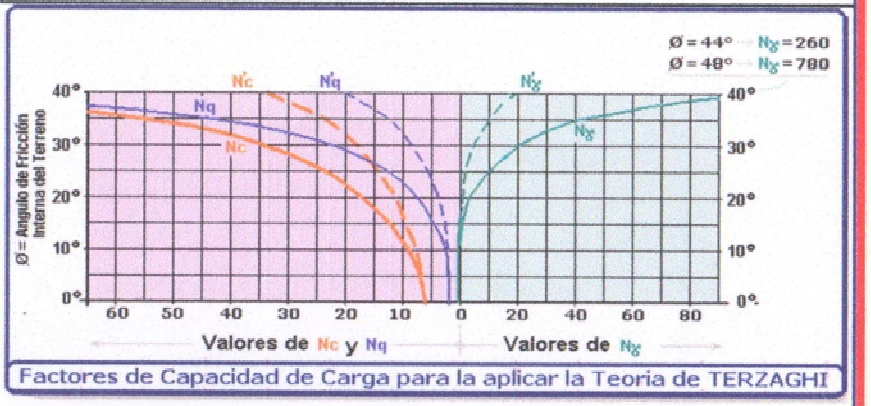
PROYECTO: CREACIÓN DEL CENTRO CULTURAL EN LA CIUDAD DE CUTERVO, DISTRITO DE CUTERVO, PROVINCIA DE CUTERVO – CAJAMARCA"

CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de falla	Local	
Denominacion	C2-M2	
Ubicación		
Tipo de cimentacion		
Estado del suelo	SATURADA	
DETERMINACIÓN	**UNIDAD**	**VALOR**
Cohesion	kg/cm²	0.41
Ángulo de fricción interna	Grado sexag.	11.50°
Peso volumetrico seco #1	gr/cm³	1.565
Contenido de humedad #1, estado: saturada	porcentaje	26.38%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.978
Peso volumetrico seco #2	gr/cm³	1.593
Contenido de humedad #2, estado: saturada	porcentaje	27.52%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	2.031
Peso volumetrico seco #3	gr/cm³	1.572
Contenido de humedad #3, estado: saturada	porcentaje	25.44%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.972
Peso volumetrico promedio: saturada	gr/cm³	1.994
Peso volumetrico (γ1) saturado y sumergido	kg/m³	994
Profundidad del cimiento (Df)	metros	1.50
Ancho de cimiento (B) o diametro en caso circular (D)	metros	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA O CARGA LIMITE qu	kg/cm²	**2.63**
Factor de seguridad	adimensional	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE qadm	kg/cm²	**0.88**

CUADRADA, CIRCULAR O CORRIDO
NATURAL O SATURADA

INGRESAR DATOS



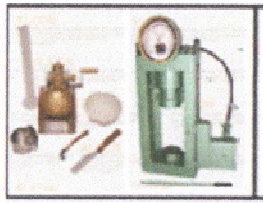
Factores de Capacidad de Carga para la aplicar la Teoria de TERZAGHI

Contenido de humedad natural #1 =	16.58%	Peso volumetrico natural #1 =	1.824 gr/cm3
Contenido de humedad natural #2 =	14.52%	Peso volumetrico natural #2 =	1.824 gr/cm3
Contenido de humedad natural #3 =	16.02%	Peso volumetrico natural #3 =	1.824 gr/cm3
PESO VOLUMETRICO NATURAL =		1.824	gr/cm3
PESO VOLUMETRICO SATURADO =		1.994	gr/cm3

SERVICIO DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES
SEGENMA

Leonidas Murga Vasquez
TÉCNICO LABORATORISTA

EUSEBIO FLORES P.
ING. CIVIL
C.I.P. 155085



SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASPALTO Y ENSAYO DE MATERIALES

Ca. BRITALDO GONZALES Nº 183 – PUEBLO NUEVO - FERREÑAFE

Email: leonidasmvas@hotmail.com RPM #94/009877 TELEF. 074-456484

CODIGO OSCE Nº 50090112

LABORATORIO SEGENMA

PROYECTO: CREACIÓN DEL CENTRO CULTURAL EN LA CIUDAD DE CUTERVO, DISTRITO DE CUTERVO, PROVINCIA DE CUTERVO – CAJAMARCA"

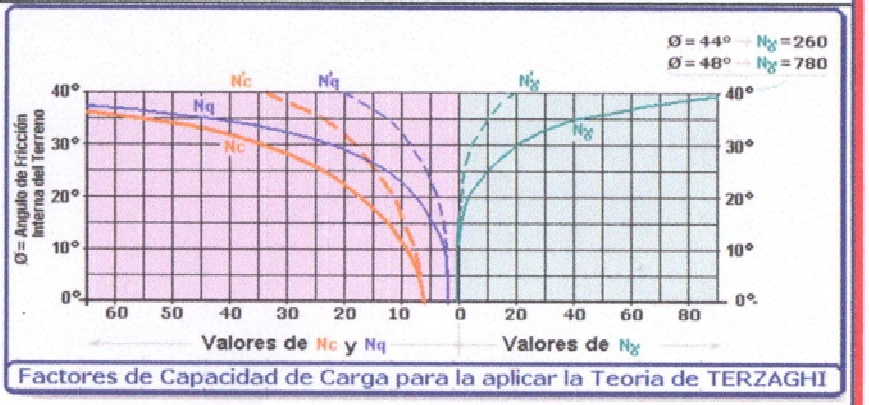
CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de falla	Local	
Denominacion	C3-M2	
Ubicación		
Tipo de cimentacion		
Estado del suelo	SATURADA	
DETERMINACIÓN	**UNIDAD**	**VALOR**
Cohesion	kg/cm²	0.40
Ángulo de fricción interna	Grado sexag.	12.00°
Peso volumetrico seco #1	gr/cm³	1.591
Contenido de humedad #1, estado: saturada	porcentaje	25.62%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.999
Peso volumetrico seco #2	gr/cm³	1.576
Contenido de humedad #2, estado: saturada	porcentaje	24.57%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.963
Peso volumetrico seco #3	gr/cm³	1.595
Contenido de humedad #3, estado: saturada	porcentaje	23.28%
Peso volumetrico saturada en el anillo	gr/cm³	1.966
Peso volumetrico promedio: saturada	gr/cm³	1.976
Peso volumetrico (γ1) saturado y sumergido	kg/m³	976
Profundidad del cimiento (Df)	metros	1.50
Ancho de cimiento (B) o diametro en caso circular (D)	metros	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA O CARGA LIMITE qu	kg/cm²	2.68
Factor de seguridad	adimensional	3.00
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE qadm	kg/cm²	**0.89**

CUADRADA, CIRCULAR O CORRIDO

NATURAL O SATURADA

INGRESAR DATOS



Factores de Capacidad de Carga para la aplicar la Teoria de TERZAGHI

Contenido de humedad natural #1 =	15.24%	Peso volumetrico natural #1 =	1.833 gr/cm3
Contenido de humedad natural #2 =	16.35%	Peso volumetrico natural #2 =	1.834 gr/cm3
Contenido de humedad natural #3 =	14.95%	Peso volumetrico natural #3 =	1.833 gr/cm3
PESO VOLUMETRICO NATURAL =		1.834	gr/cm3
PESO VOLUMETRICO SATURADO =		1.976	gr/cm3

SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES SEGENMA

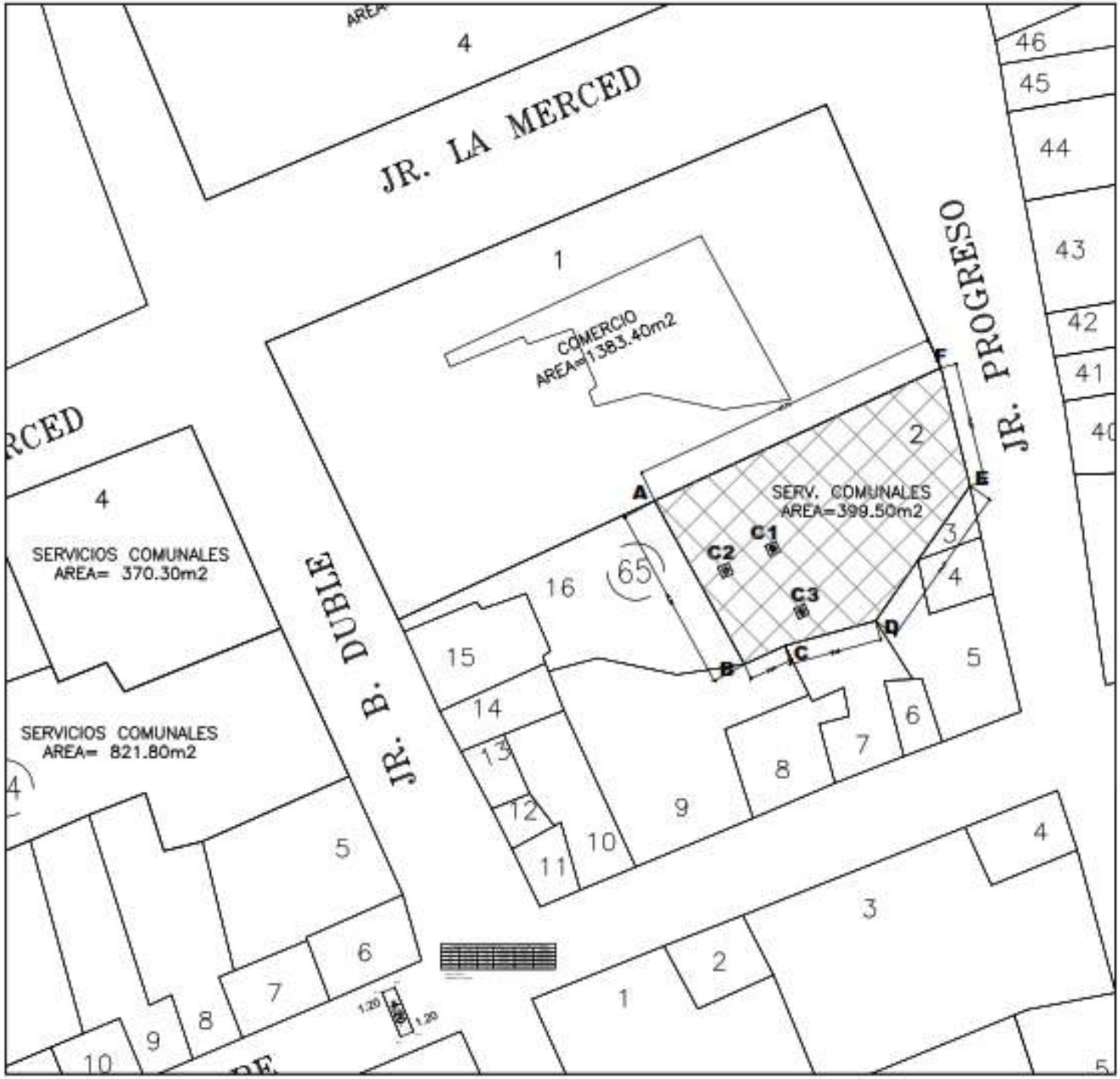
Leonidas Murga Vasquez

TÉCNICO LABORATORISTA

LUISMER FLORES A.

ING. CIVIL

C.I.P. 155089



CUADRO DE COORDENADAS DE CALICATAS

N°	PUNTO	NORTE	ESTE	COTA TERRENO	PROFUNDIDAD
2	C1	9294999.039	741722.361	-	1.00
3	C2	9294987.126	741718.189	-	1.00
4	C3	9294983.539	741724.882	-	2.00

CUADRO DE TÉCNICO

VERTICE	LADO	DISTANCIA	ESTE (X)	NORTE (Y)
A	A–B	16.39	741711.959	9294973.258
B	B–C	3.94	741719.848	9294958.889
C	C–D	8.25	741723.429	9294960.527
D	D–E	14.47	741731.291	9294962.695
E	E–F	10.67	741739.676	9294974.560
F	F–A	27.73	741737.118	9294984.918

CUADRO TÉCNICO

AREA TOTAL	399.50 m2
PERIMETRO	81.45 m

LEYENDA

- C — CALICATA
- HT — HITO DE CONTROL TOPOGRÁFICO
- 10 — CURVAS DE NIVEL SUPERFICIE TERRENO NATURAL
- AREA DEL PREDIO
- CARRETERA

Escala Gráfica

0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 m

Escala 1:100 A1

Escala 1:200 A3

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CUTERVO

EXPEDIENTE TÉCNICO-CREACIÓN DEL CENTRO CULTURAL EN LA CIUDAD DE CUTERVO, DISTRITO DE CUTERVO, PROVINCIA DE CUTERVO-CAJAMARCA

UBICACIÓN CALICATAS

DEPARTAMENTO: CAJAMARCA PROVINCIA: CUTERVO
DISTRITO: CUTERVO LOCALIDAD: CUTERVO

AGOSTO 2018

P-01

Anexo 04: Toma de datos de las viviendas analizadas

Imagen 01. Recolección de datos de la vivienda analizada 01

Imagen 02. Medición de la fachada de la vivienda analizada 01

Imagen 03. Medición del primer nivel de la vivienda analizada 01

Imagen 04. Medición de la longitud del paño de albañilería de la vivienda analizada 01

Imagen 05. Recolección de datos de la vivienda analizada 02

Imagen 06. Medición de la fachada de la vivienda analizada 02

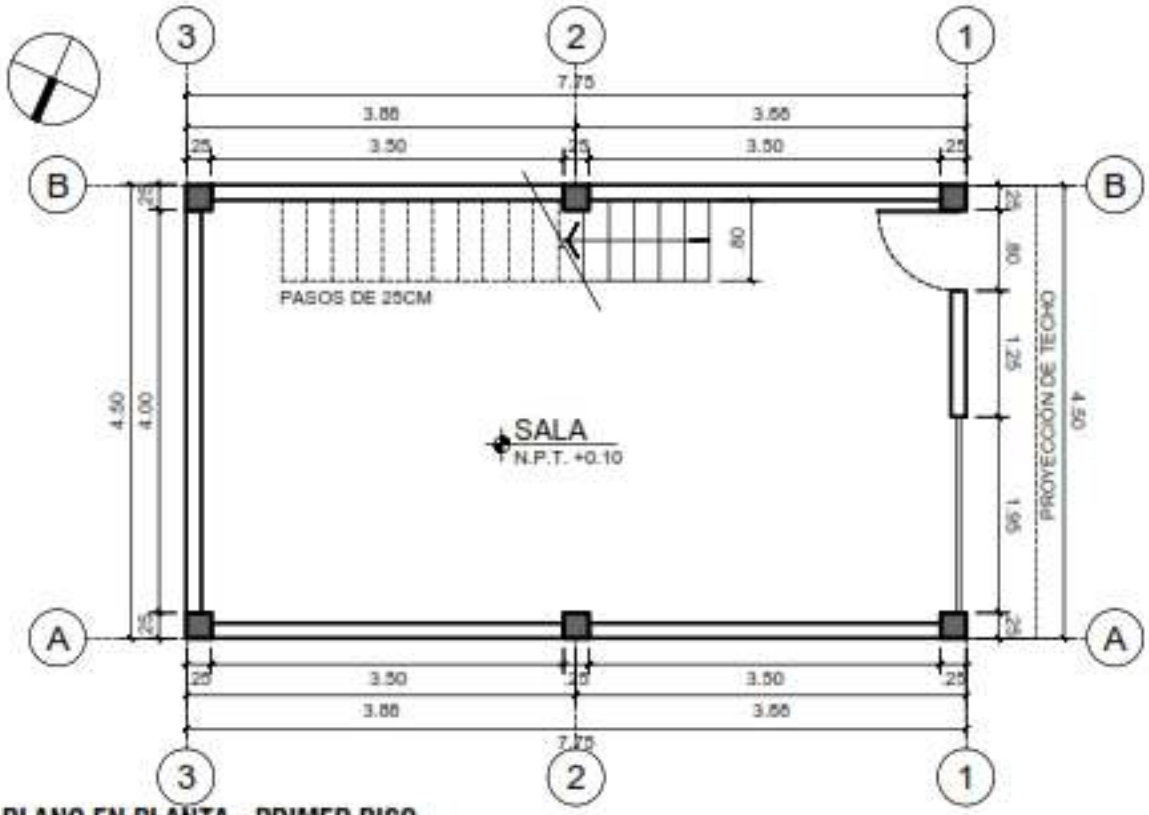
Imagen 07. Medición del segundo nivel de la vivienda analizada 02

Imagen 08. Medición del ancho de la vivienda analizada 03

Imagen 09. Medición del segundo nivel de la vivienda analizada 03

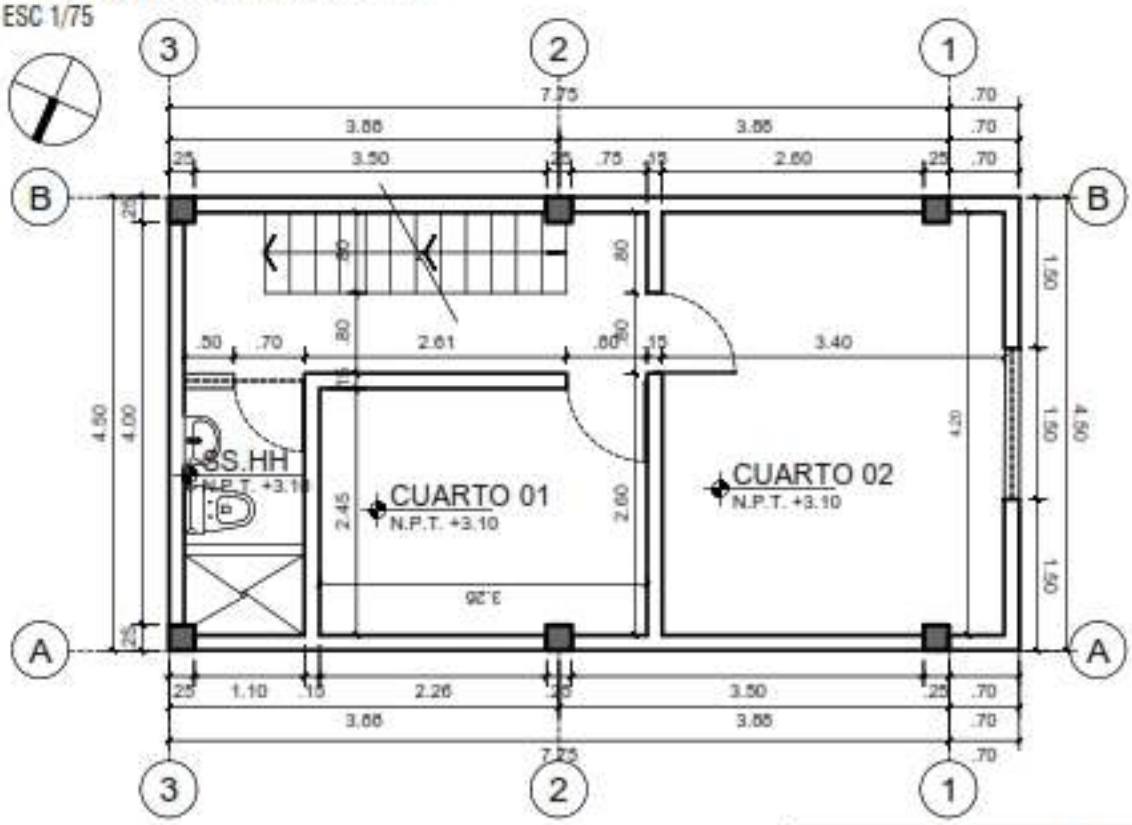
Imagen 10. Medición del espesor de garganta de escaleras de la vivienda analizada 03, el cual apenas logra medir 6cm. Las demás viviendas analizadas también presentaban escaleras con un espesor de garganta que no alcanzaba los 10cm.

Anexo 05: Planos de las viviendas analizadas



PLANO EN PLANTA - PRIMER PISO

ESC 1/75



PLANO EN PLANTA - 2DO, 3ER, 4TO PISO (TIPICO)

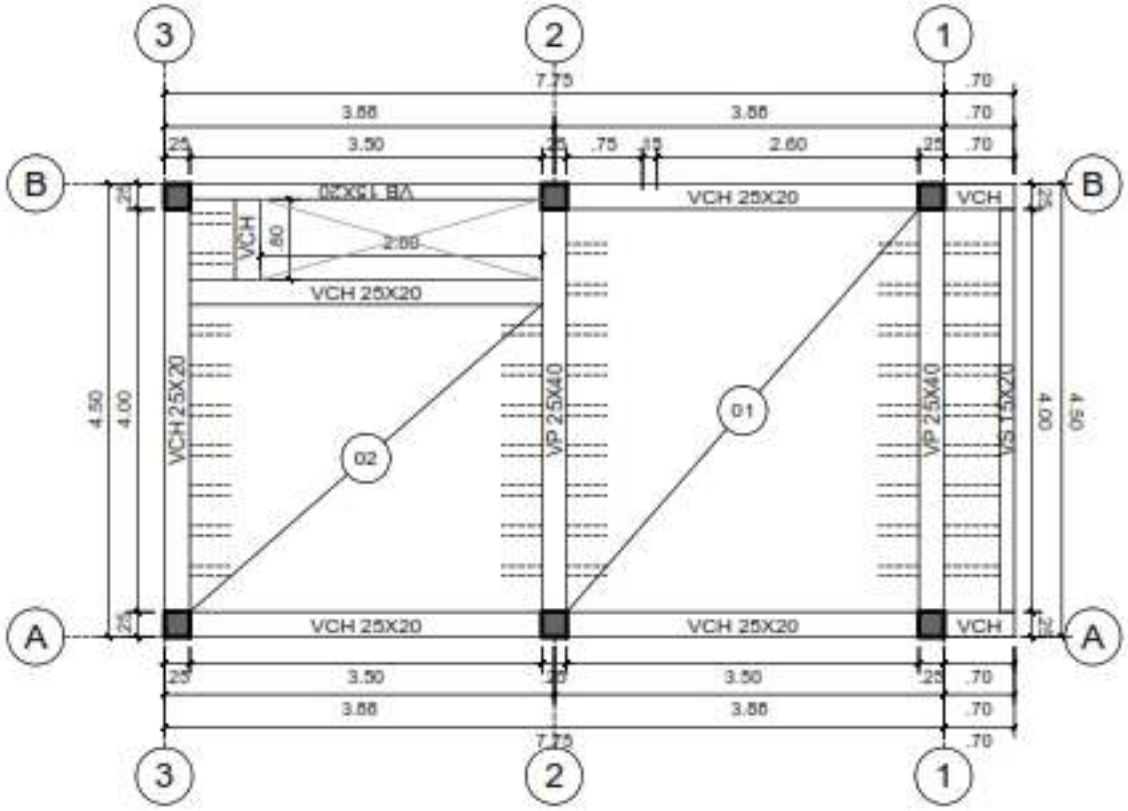
ESC 1/75

Nota: La altura del primer nivel es de 3.00m y del resto de niveles es de 2.30m.
El primer piso presenta ladrillo solido y los siguientes son de ladrillo pandereta.

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 01 - DISTRIBUCIÓN
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

A-01

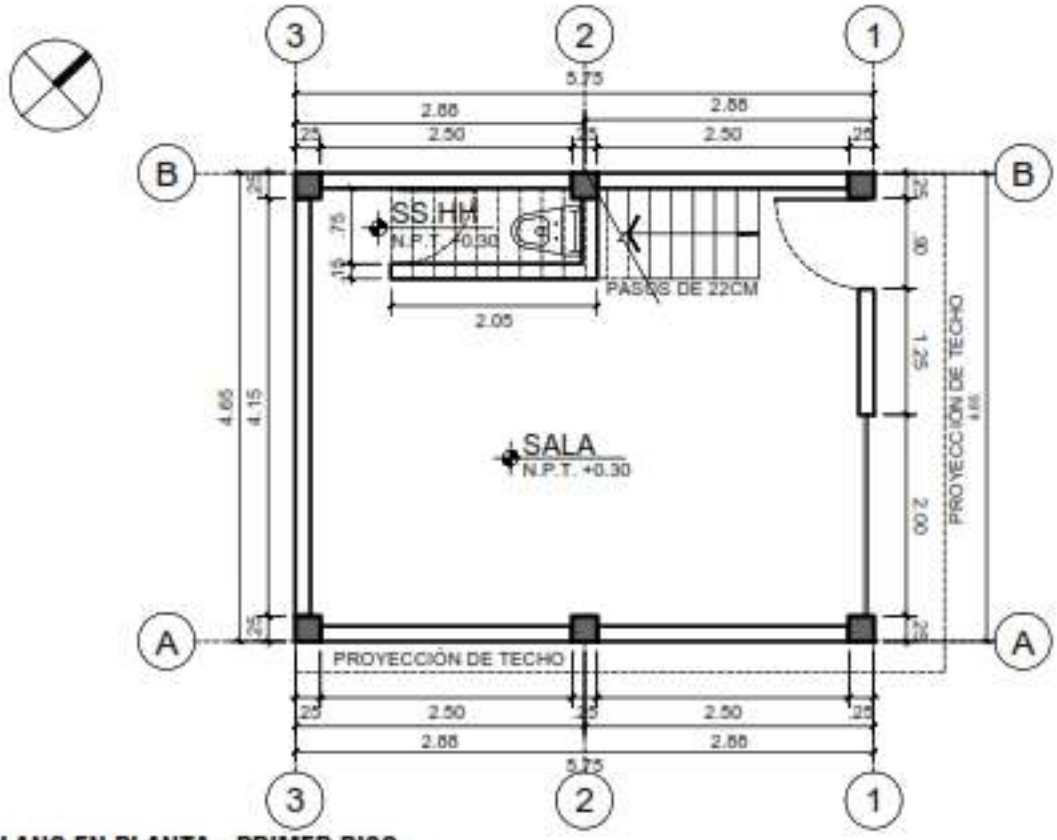


ALIGERADO TIPICO
ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

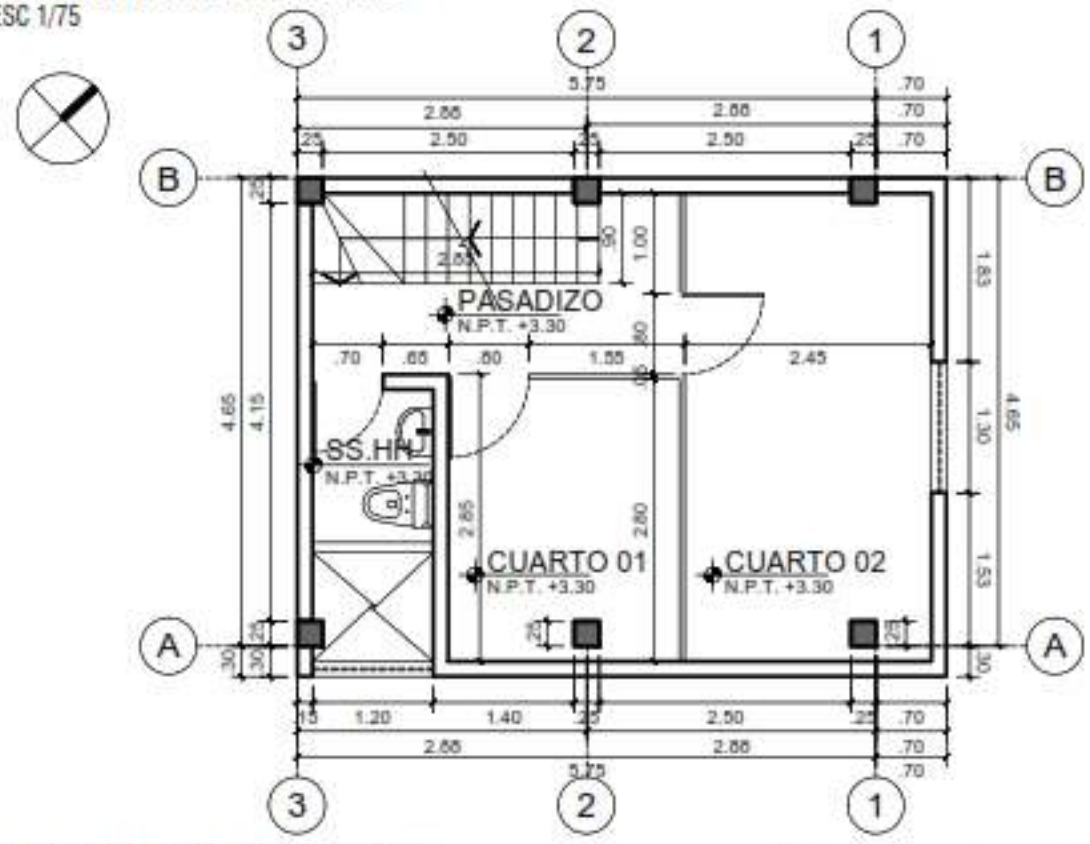
PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 01 - ALIGERADO
ESP:	ESTRUCTURAS
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

E-01



PLANO EN PLANTA - PRIMER PISO

ESC 1/75



PLANO EN PLANTA - SEGUNDO PISO

ESC 1/75

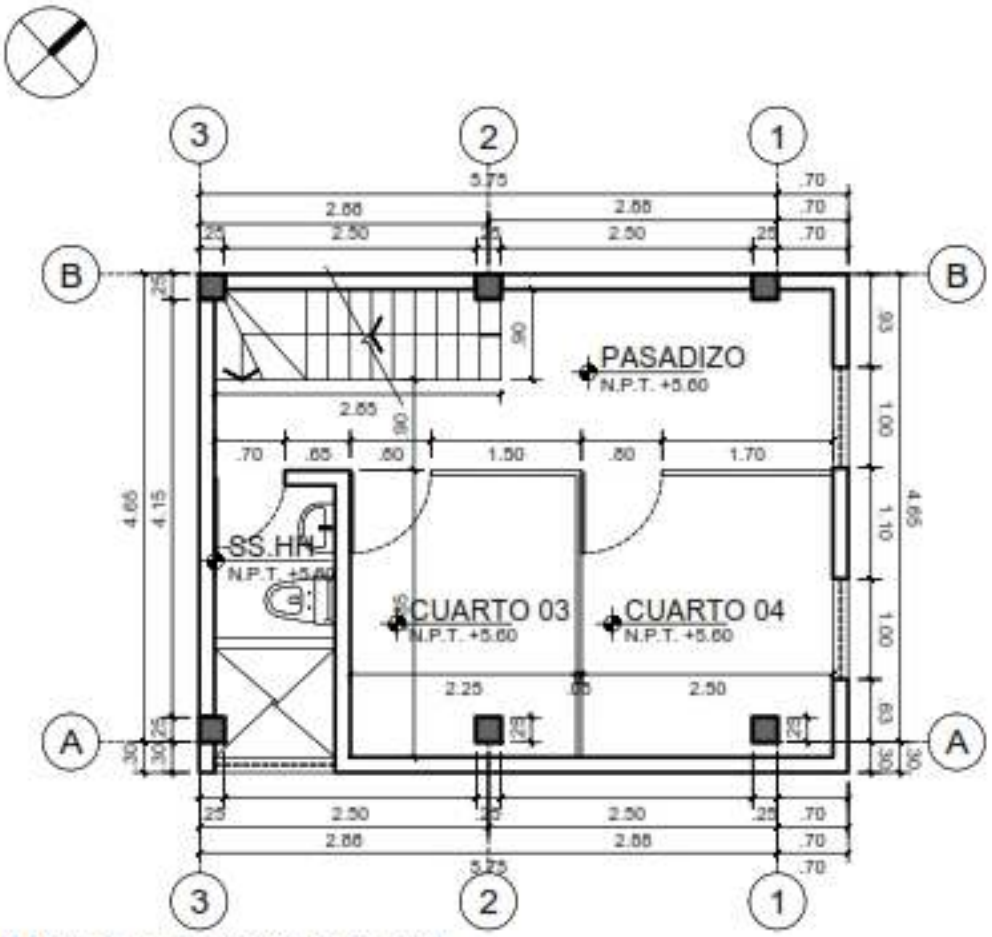
Nota: El primer piso presenta ladrillo solido y los siguientes son de ladrillo pandereta.

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 02 - DISTRIBUCIÓN
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75
	A-01



PLANO EN PLANTA - TERCER Y CUARTO PISO

ESC 1/75

Nota: El primer piso presenta ladrillo solido y los siguientes son de ladrillo pandereta.

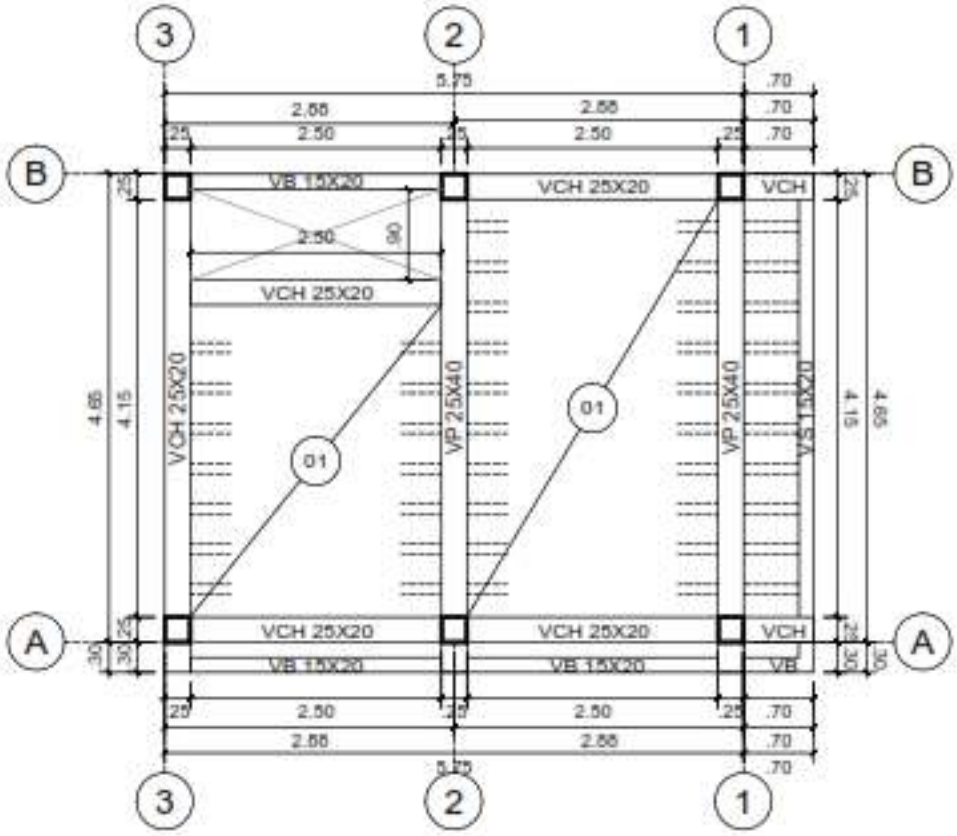
UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 02 - DISTRIBUCIÓN
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

A-02



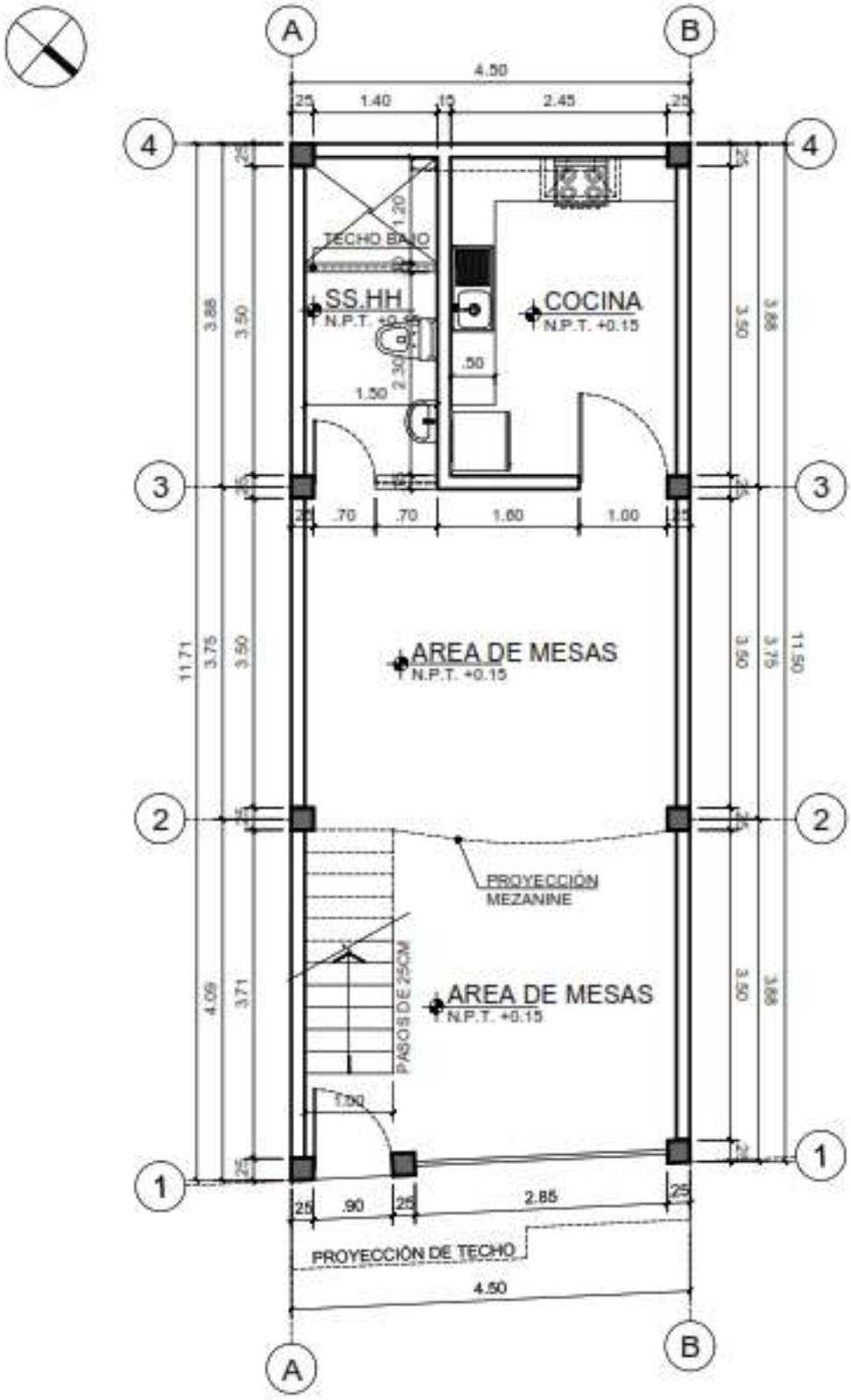
ALIGERADO TIPICO
ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

FAUIA

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 02 - ALIGERADO
ESP:	ESTRUCTURAS
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

E-01



PLANO EN PLANTA - PRIMER PISO

ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

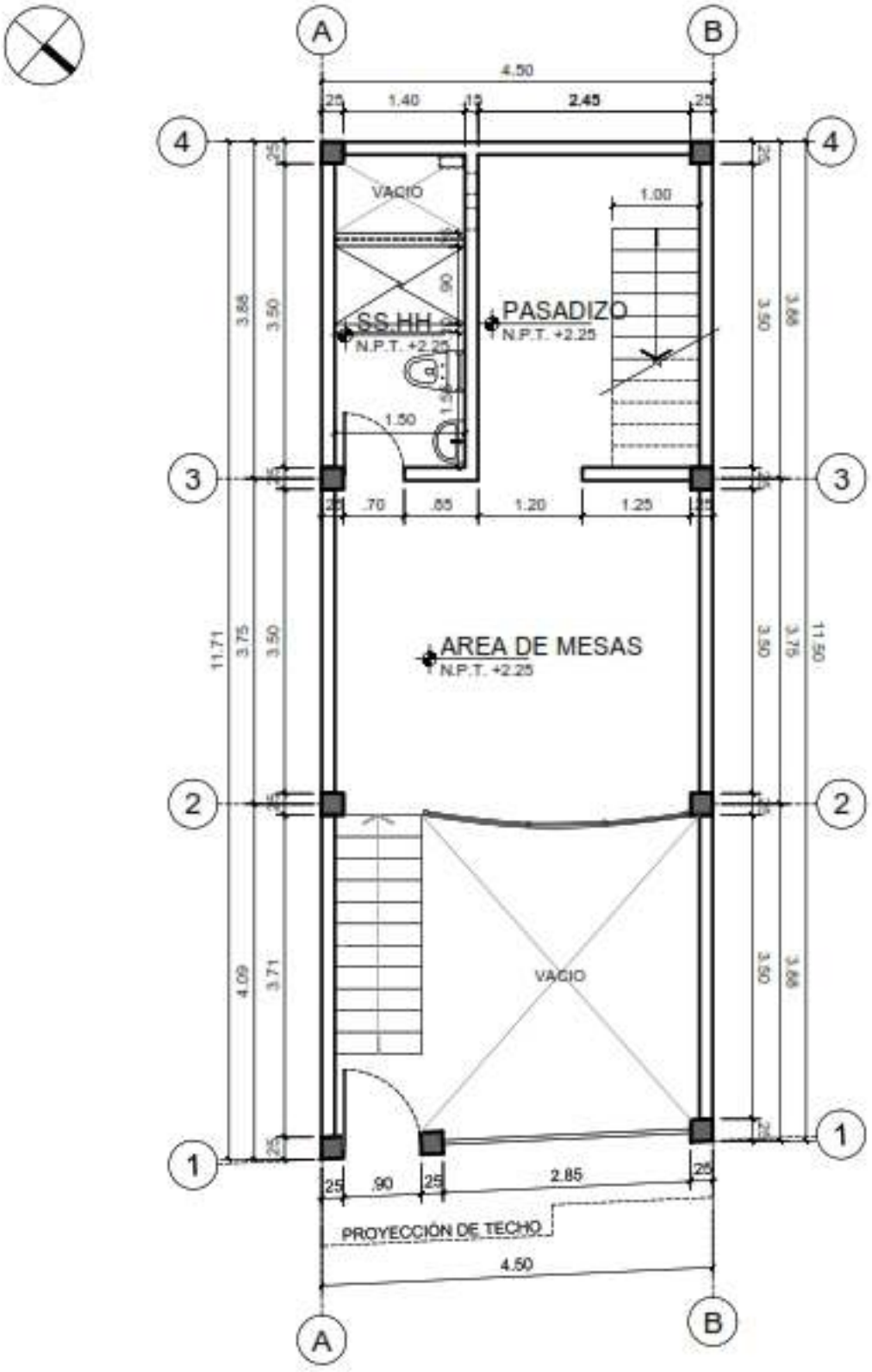
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

FAUIA

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 03 - PRIMER PISO
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

A-01



PLANO EN PLANTA - MEZANINE

ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

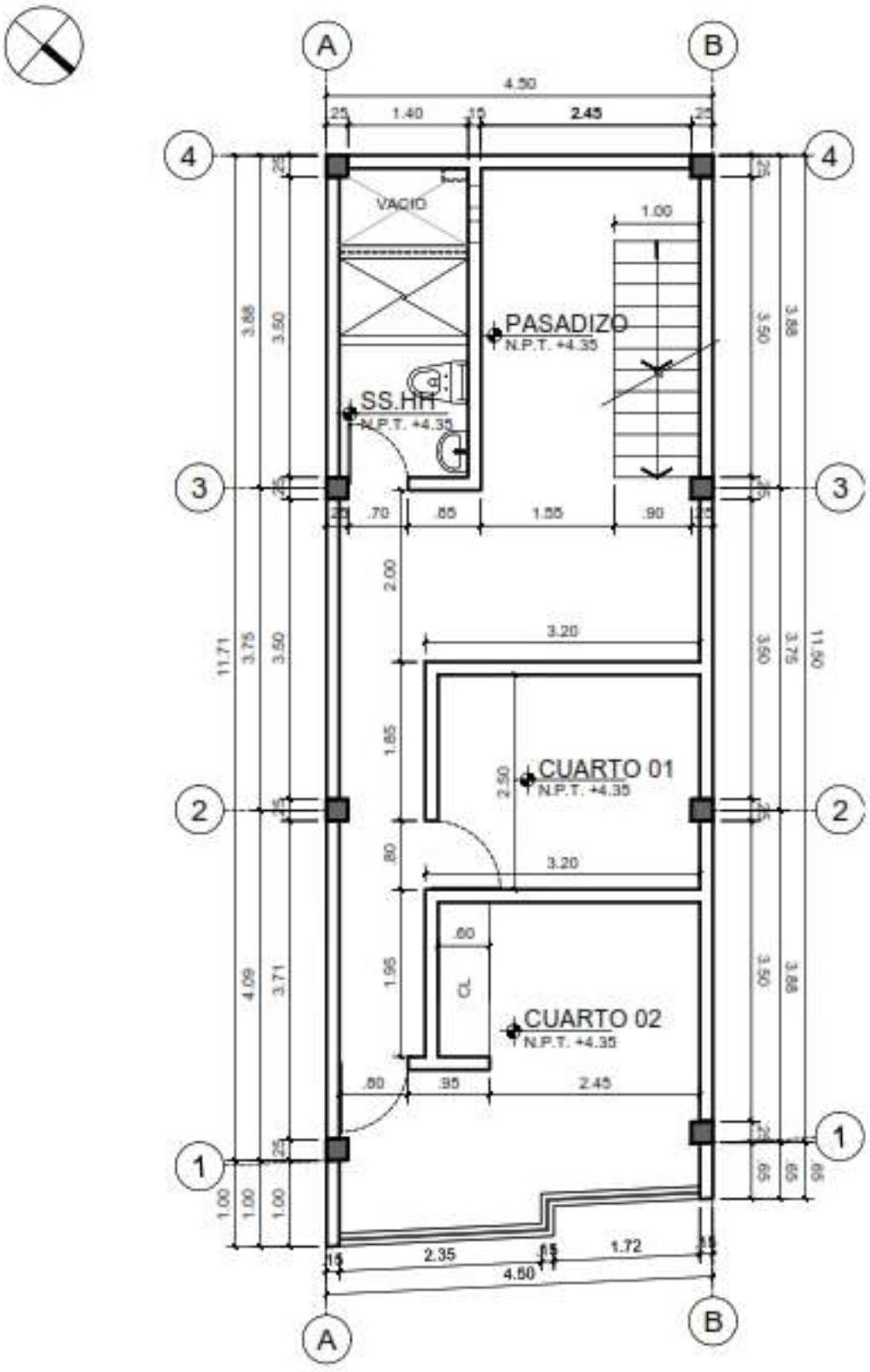
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

FAUIA

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 03 - MEZANINE
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

A-02



PLANO EN PLANTA - SEGUNDO PISO

ESC 1/75

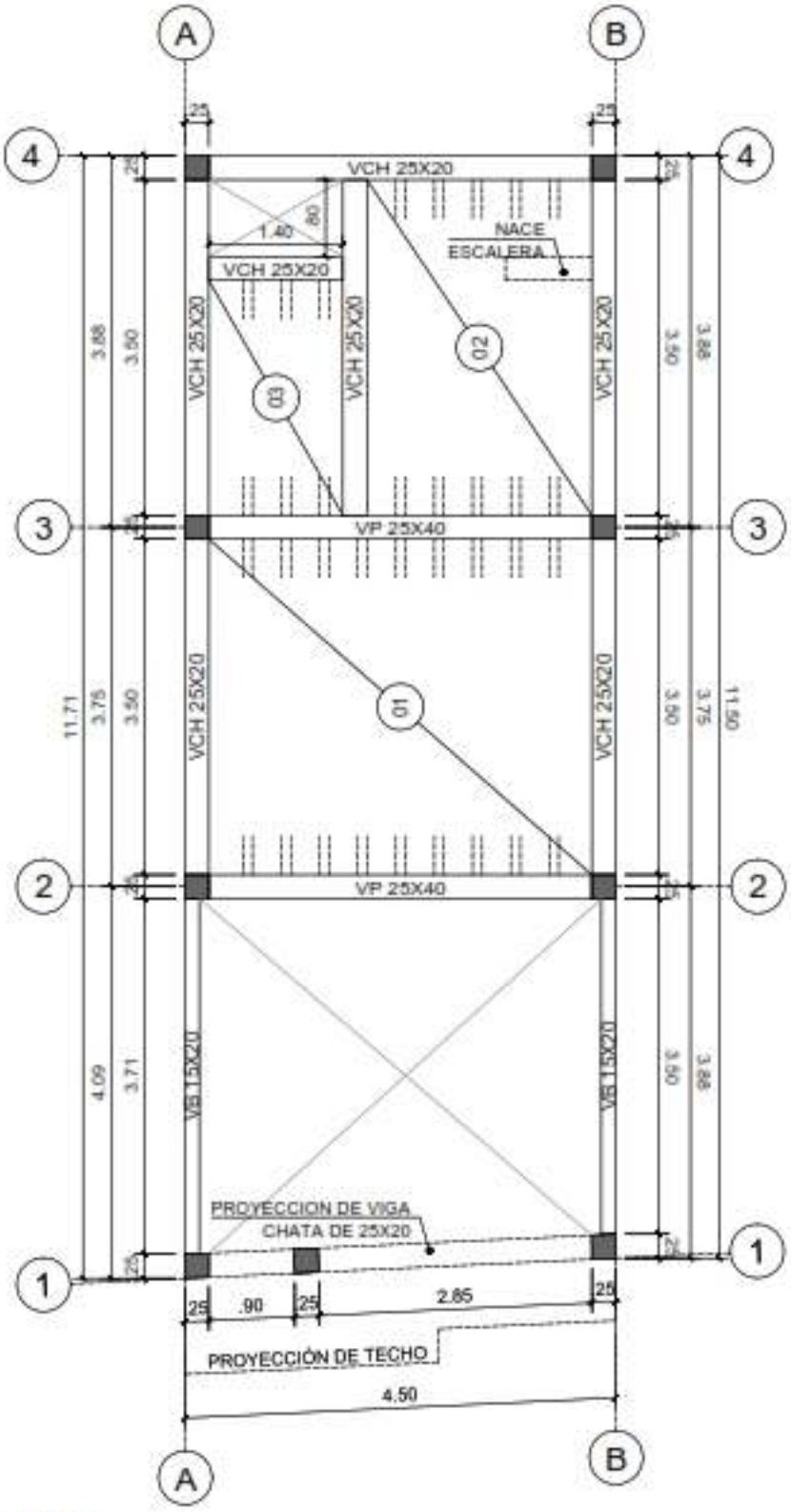
UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 03 - SEGUNDO PISO
ESP:	ARQUITECTURA
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75

A-03



ALIGERADO MEZANINE

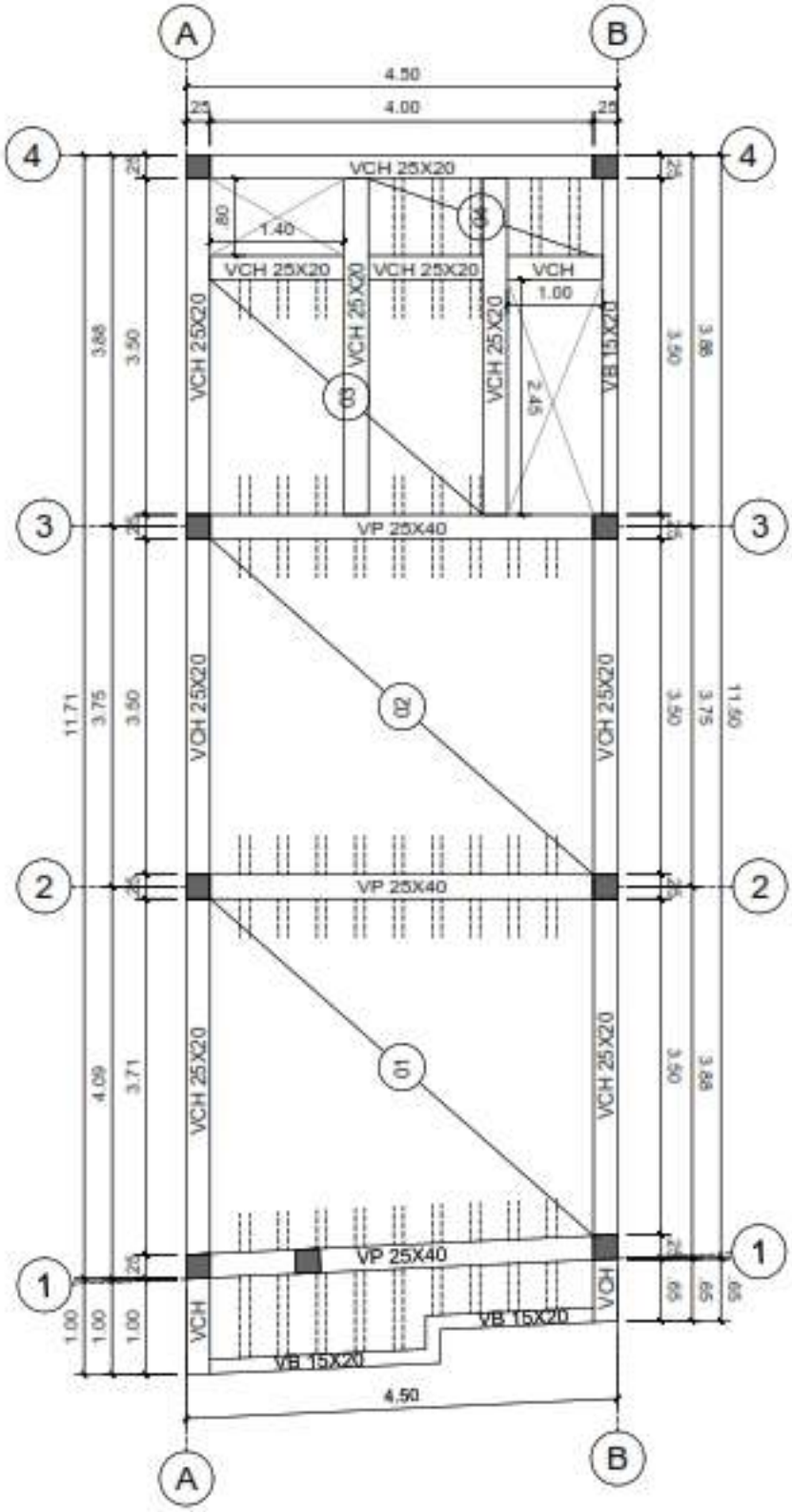
ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 03 - ALIGERADO MEZANINE
ESP:	ESTRUCTURAS
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75
	E-01



ALIGERADO TIPICO - NIVELES SUPERIORES

ESC 1/75

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE CHICLAYO

FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO, INGENIERÍAS, ARTE & DISEÑO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:	PROPUESTA DE TABLAS Y ÁBACOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE PUEDAN SER USADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS SEGURAS DE INTERÉS SOCIAL
AUTOR:	SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO
PLANO:	VIVIENDA ANALIZADA 03 - ALIGERADO TIPICO
ESP:	ESTRUCTURAS
LUGAR:	CUTERVO, CUTERVO , CAJAMARCA
FECHA:	ABRIL 2021
ESCALA:	1/75
	E-02

Anexo 06: Espectros de pseudo-aceleraciones usados para las viviendas analizadas

ESPECTRO PARA VIVIENDA ANALIZADA 01

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:		Cajamarca
PROVINCIA	:	Cutervo
DISTRITO	:	Cutervo

ZONA 2 — **Z = 0.25**

MAPA DE ZONA SISMICA

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO : S3: Suelos Blandos

S = 1.40
Tp = 1.00
TL = 1.60

Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF : Edificacion Comun

CATEGORIA C — **U = 1.00**

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada - (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

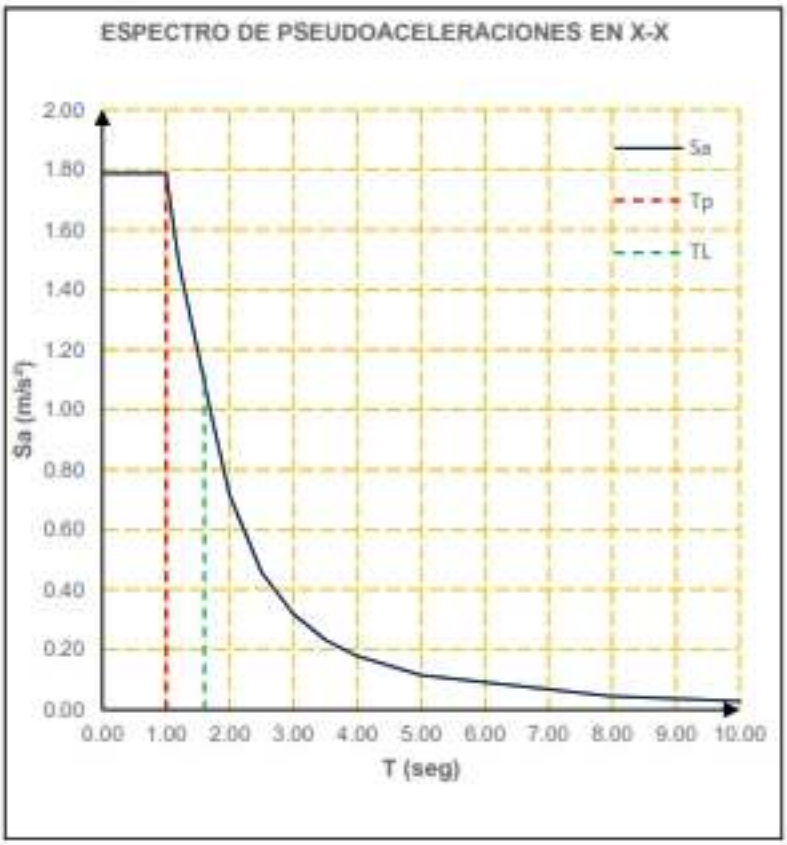
			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

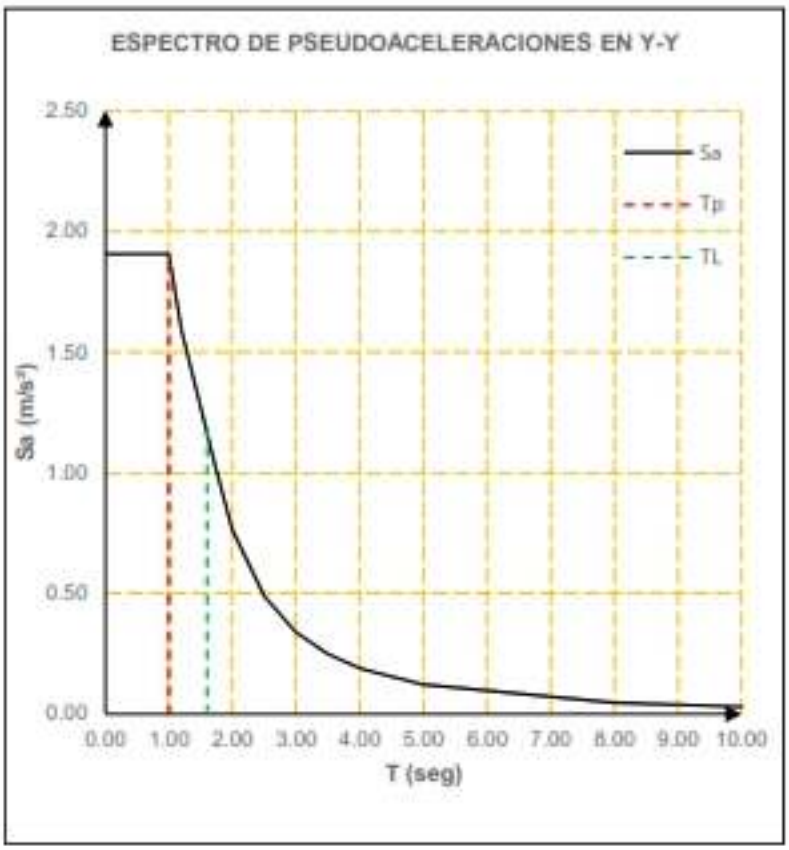
			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☑ DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☐ DIR X-X	0.60	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**0.75**

ESPECTROS DE DISEÑO

g : 9.81 m/s²



C	T	Sa X-X
2.50	0.00	1.7877
2.50	0.10	1.7877
2.50	0.20	1.7877
2.50	0.30	1.7877
2.50	0.40	1.7877
2.50	0.50	1.7877
2.50	0.60	1.7877
2.50	0.70	1.7877
2.50	0.80	1.7877
2.50	0.90	1.7877
2.50	1.00	1.7877
2.08	1.20	1.4897
1.67	1.50	1.1918
1.38	1.70	0.9897
1.00	2.00	0.7151
0.64	2.50	0.4576
0.44	3.00	0.3178
0.33	3.50	0.2335
0.25	4.00	0.1788
0.16	5.00	0.1144
0.06	8.00	0.0447
0.04	10.00	0.0286



C	T	Sa Y-Y
2.50	0.00	1.9068
2.50	0.10	1.9068
2.50	0.20	1.9068
2.50	0.30	1.9068
2.50	0.40	1.9068
2.50	0.50	1.9068
2.50	0.60	1.9068
2.50	0.70	1.9068
2.50	0.80	1.9068
2.50	0.90	1.9068
2.50	1.00	1.9068
2.08	1.20	1.5890
1.67	1.50	1.2712
1.38	1.70	1.0557
1.00	2.00	0.7627
0.64	2.50	0.4882
0.44	3.00	0.3390
0.33	3.50	0.2491
0.25	4.00	0.1907
0.16	5.00	0.1220
0.06	8.00	0.0477
0.04	10.00	0.0305

ESPECTRO PARA VIVIENDA ANALIZADA 02

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO: Cajamarca
PROVINCIA : Cutervo
DISTRITO : Cutervo

ZONA 2 | **Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO : S3: Suelos Blandos

S = 1.40
Tp = 1.00
TL = 1.60

Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF : Edificacion Comùn

CATEGORIA C | **U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Albañileria Confinada - (Sismo Moderado)	**Rox = 6.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada - (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

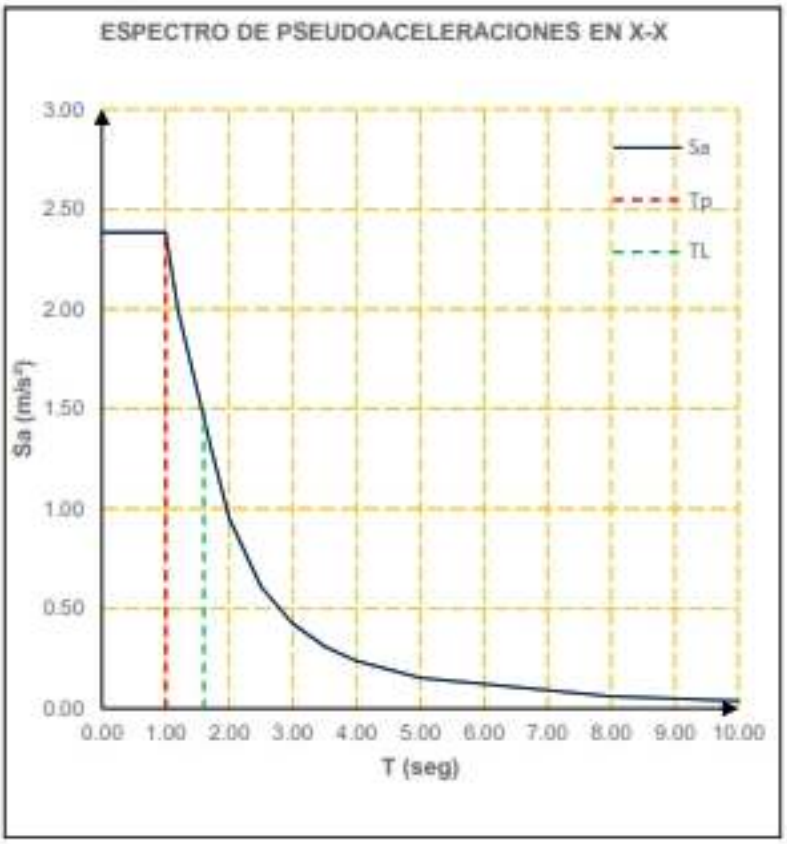
			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

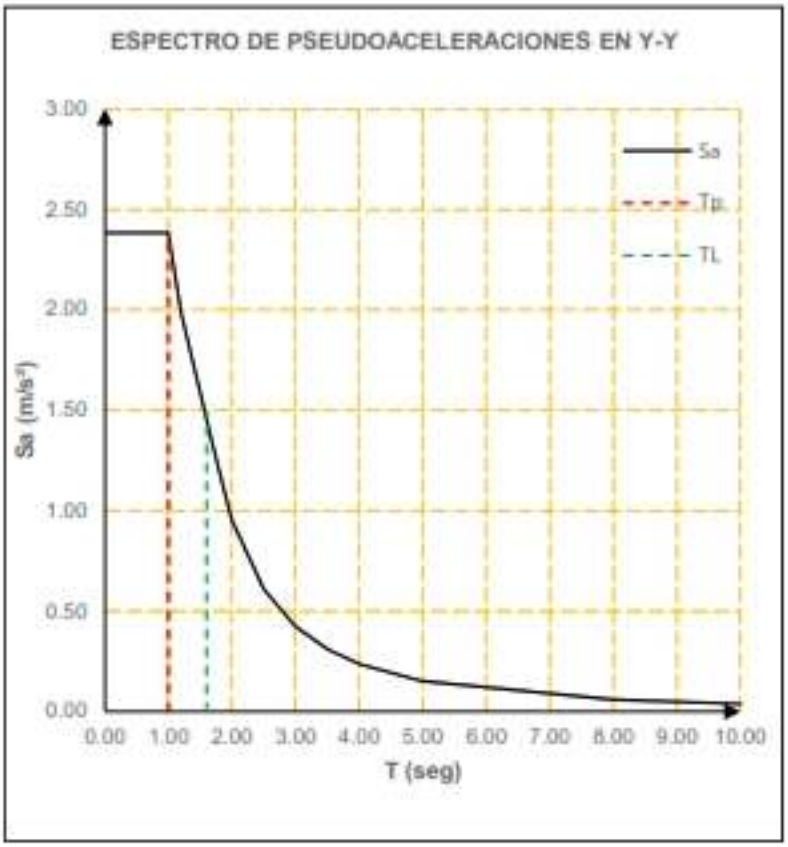
			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☑ DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☑ DIR X-X	0.60	0.60
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**0.60**

ESPECTROS DE DISEÑO

g : 9.81 m/s²



C	T	Sa X-X
2.50	0.00	2.3836
2.50	0.10	2.3836
2.50	0.20	2.3836
2.50	0.30	2.3836
2.50	0.40	2.3836
2.50	0.50	2.3836
2.50	0.60	2.3836
2.50	0.70	2.3836
2.50	0.80	2.3836
2.50	0.90	2.3836
2.50	1.00	2.3836
2.08	1.20	1.9863
1.67	1.50	1.5890
1.38	1.70	1.3196
1.00	2.00	0.9534
0.64	2.50	0.6102
0.44	3.00	0.4237
0.33	3.50	0.3113
0.25	4.00	0.2384
0.16	5.00	0.1525
0.06	8.00	0.0596
0.04	10.00	0.0381



C	T	Sa Y-Y
2.50	0.00	2.3836
2.50	0.10	2.3836
2.50	0.20	2.3836
2.50	0.30	2.3836
2.50	0.40	2.3836
2.50	0.50	2.3836
2.50	0.60	2.3836
2.50	0.70	2.3836
2.50	0.80	2.3836
2.50	0.90	2.3836
2.50	1.00	2.3836
2.08	1.20	1.9863
1.67	1.50	1.5890
1.38	1.70	1.3196
1.00	2.00	0.9534
0.64	2.50	0.6102
0.44	3.00	0.4237
0.33	3.50	0.3113
0.25	4.00	0.2384
0.16	5.00	0.1525
0.06	8.00	0.0596
0.04	10.00	0.0381

ESPECTRO PARA VIVIENDA ANALIZADA 03

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO: Cajamarca
PROVINCIA : Cutervo
DISTRITO : Cutervo

ZONA 2 — **Z = 0.25**

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO : S3: Suelos Blandos

S = 1.40
Tp = 1.00
TL = 1.60

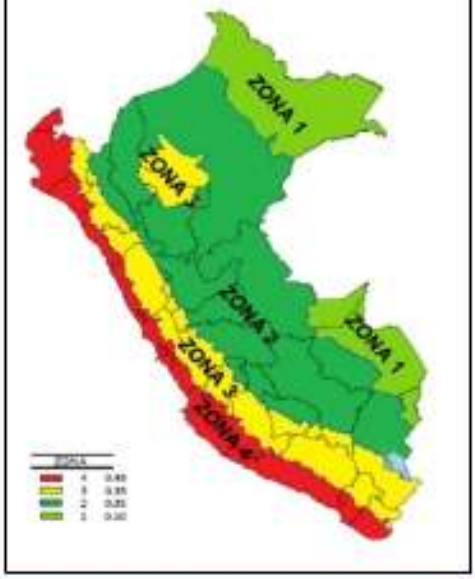
Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF : Edificacion Comin

CATEGORIA C — **U = 1.00**

MAPA DE ZONA SISMICA



COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

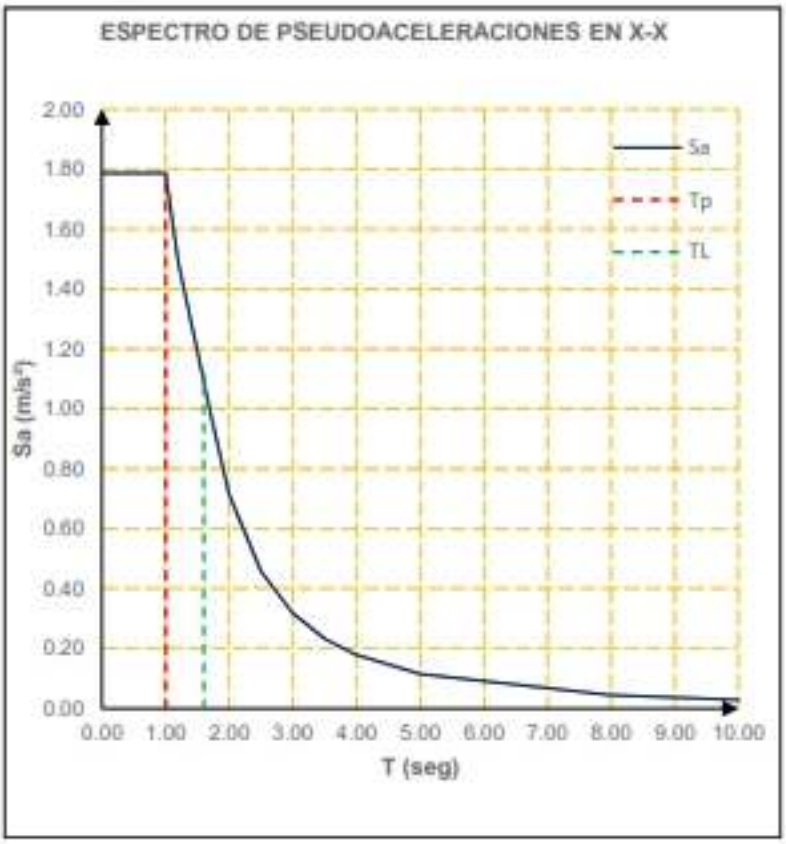
			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

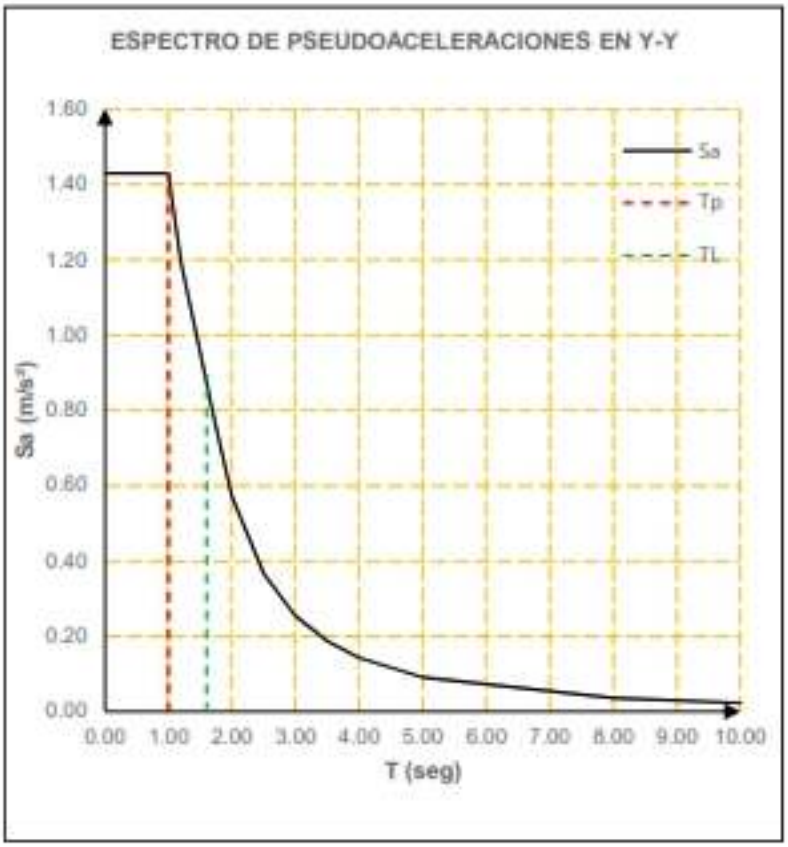
			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☑ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	0.75	1.00
Irregularidad Torsional EXtrema	☑ DIR X-X	☐ DIR X-X	0.60	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**0.60**	**1.00**

ESPECTROS DE DISEÑO

g : 9.80 m/s²



C	T	Sa X-X
2.50	0.00	1.7868
2.50	0.10	1.7868
2.50	0.20	1.7868
2.50	0.30	1.7868
2.50	0.40	1.7868
2.50	0.50	1.7868
2.50	0.60	1.7868
2.50	0.70	1.7868
2.50	0.80	1.7868
2.50	0.90	1.7868
2.50	1.00	1.7868
2.08	1.20	1.4890
1.67	1.50	1.1912
1.38	1.70	0.9892
1.00	2.00	0.7147
0.64	2.50	0.4574
0.44	3.00	0.3176
0.33	3.50	0.2334
0.25	4.00	0.1787
0.16	5.00	0.1144
0.06	8.00	0.0447
0.04	10.00	0.0286



C	T	Sa Y-Y
2.50	0.00	1.4294
2.50	0.10	1.4294
2.50	0.20	1.4294
2.50	0.30	1.4294
2.50	0.40	1.4294
2.50	0.50	1.4294
2.50	0.60	1.4294
2.50	0.70	1.4294
2.50	0.80	1.4294
2.50	0.90	1.4294
2.50	1.00	1.4294
2.08	1.20	1.1912
1.67	1.50	0.9529
1.38	1.70	0.7914
1.00	2.00	0.5718
0.64	2.50	0.3659
0.44	3.00	0.2541
0.33	3.50	0.1867
0.25	4.00	0.1429
0.16	5.00	0.0915
0.06	8.00	0.0357
0.04	10.00	0.0229

Anexo 07: Verificación de irregularidades en viviendas analizadas

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - VIVIENDA ANALIZADA 01

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso4	2478.93	27329.11				
Piso3	4129.47	43548.30	No, Regular	No, Regular		
Piso2	5300.55	50633.43	No, Regular	No, Regular		
Piso1	8145.43	45972.21	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso4	7.22	7.35		
Piso3	14.08	14.68	No, Regular	No, Regular
Piso2	19.09	19.78	No, Regular	No, Regular
Piso1	21.95	22.99	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso4	3.41		No, Regular
Piso3	4.52	No, Regular	No, Regular
Piso2	4.52	No, Regular	No, Regular
Piso1	4.67	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

p

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip_{X-X}=0.60	Ip_{Y-Y}=0.75

Irregularidad Torsional — Factor X = 0.60 — Factor Y = 0.75

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X--X	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$
Piso4	0.00969	0.00646	1.50	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso3	0.01155	0.00756	1.53	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso2	0.01225	0.00799	1.53	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso1	0.00703	0.00458	1.53	Si, Irregular	Si, Irregular

Nota: Se aprecia que incurre en irregularidad extrema en el sentido X-X

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$
Piso4	0.00039	0.00036	1.08	No, Regular	No, Regular
Piso3	0.00048	0.00047	1.02	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00058	0.00054	1.07	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00062	0.00051	1.21	Si, Irregular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso.

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Bruta
Piso4	38.03	2.24	5.89%	No, Regular
Piso3	38.03	2.24	5.89%	No, Regular
Piso2	38.03	2.24	5.89%	No, Regular
Piso1	38.03	2.24	5.89%	No, Regular

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso.

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - VIVIENDA ANALIZADA 02

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso4	2607.38	3999.78				
Piso3	3163.42	5060.89	No, Regular	No, Regular		
Piso2	4134.97	6434.21	No, Regular	No, Regular		
Piso1	13837.67	27362.64	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso4	5.57	5.90		
Piso3	11.58	11.16	No, Regular	No, Regular
Piso2	16.11	14.43	No, Regular	No, Regular
Piso1	18.70	16.38	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso4	2.80		No, Regular
Piso3	3.74	No, Regular	No, Regular
Piso2	3.74	No, Regular	No, Regular
Piso1	4.00	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

p

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Ip_{X-X}=0.60	Ip_{Y-Y}=0.60

Irregularidad Torsional — Factor X = 0.60 — Factor Y = 0.60

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$
Piso4	0.00461	0.00284	1.62	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso3	0.00839	0.00487	1.72	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso2	0.00905	0.00518	1.75	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso1	0.00197	0.00138	1.43	Si, Irregular	No, Regular

Nota: Se aprecia que incurre en irregularidad extrema en el sentido X-X

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pr}$
Piso4	0.003169	0.001963	1.61	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso3	0.004985	0.002934	1.70	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso2	0.005048	0.002983	1.69	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso1	0.000674	0.000611	1.10	No, Regular	No, Regular

Nota: Se aprecia que incurre en irregularidad extrema en el sentido Y-Y

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Bruta
Piso4	29.99	2.57	8.55%	No, Regular
Piso3	29.99	2.57	8.55%	No, Regular
Piso2	29.99	2.57	8.55%	No, Regular
Piso1	29.99	2.57	8.55%	No, Regular

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - VIVIENDA ANALIZADA 03

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	5153.54	83264.08				
Piso2	8339.44	99466.57	No, Regular	No, Regular		
Piso1	13523.25	125496.79	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	9.91	8.39		
Piso2	18.13	16.05	No, Regular	No, Regular
Piso1	20.26	18.78	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	5.00		No, Regular
Piso2	6.30	No, Regular	No, Regular
Piso1	4.33	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip_{X-X}=0.60	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 0.60 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00605	0.00374	1.62	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso2	0.00667	0.00422	1.58	Si, Irregular	Si, Irregular
Piso1	0.00459	0.00214	2.15	Si, Irregular	Si, Irregular

Nota: Se aprecia que incurre en irregularidad extrema en el sentido X-X

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.000239	0.000216	1.11	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.000390	0.000346	1.13	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.000377	0.000329	1.15	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Bruta
Piso3	55.94	3.52	6.29%	No, Regular
Piso2	55.94	3.52	6.29%	No, Regular
Piso1	55.94	17.29	30.91%	No, Regular

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

Anexo 08: Espectros de pseudo-aceleraciones usados para los modelos

CALCULO DE ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

ZONIFICACION

DEPARTAMENTO:		Cajamarca
PROVINCIA	:	Cutervo
DISTRITO	:	Cutervo

ZONA 2 — **Z = 0.25**

MAPA DE ZONA SISMICA

PERFIL DE SUELO S0: Roca Dura

SUELO TIPO : S3: Suelos Blandos

S = 1.40
Tp = 1.00
TL = 1.60

Arena Gruesa o Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.

CATEGORIA DE LA EDIFICACION

TIPO DE EDIF : Edificacion Comun

CATEGORIA C — **U = 1.00**

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

DIR X-X	Concreto Armado - Pórticos de Concreto Armado	**Rox = 8.00**
DIR Y-Y	Albañileria Confinada (Sismo Moderado)	**Roy = 6.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

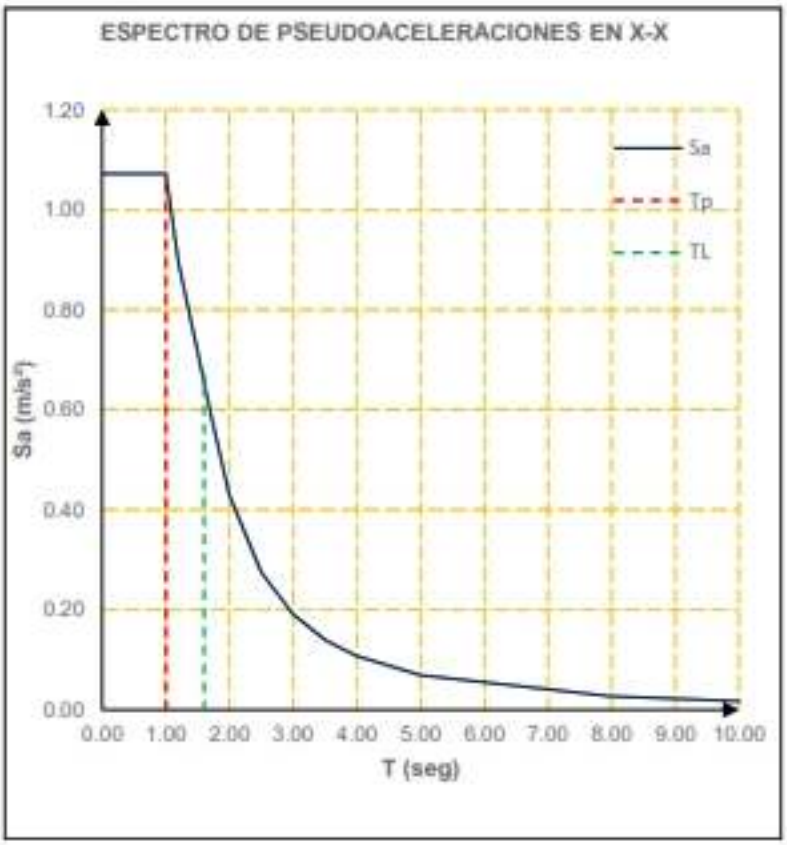
			Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
I.de Resistencia-Piso blando	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Masa o Peso	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discont. en los Sistemas Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discont. Ext en los Sist. Resistentes	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

IRREGULARIDADES EN ALTURA

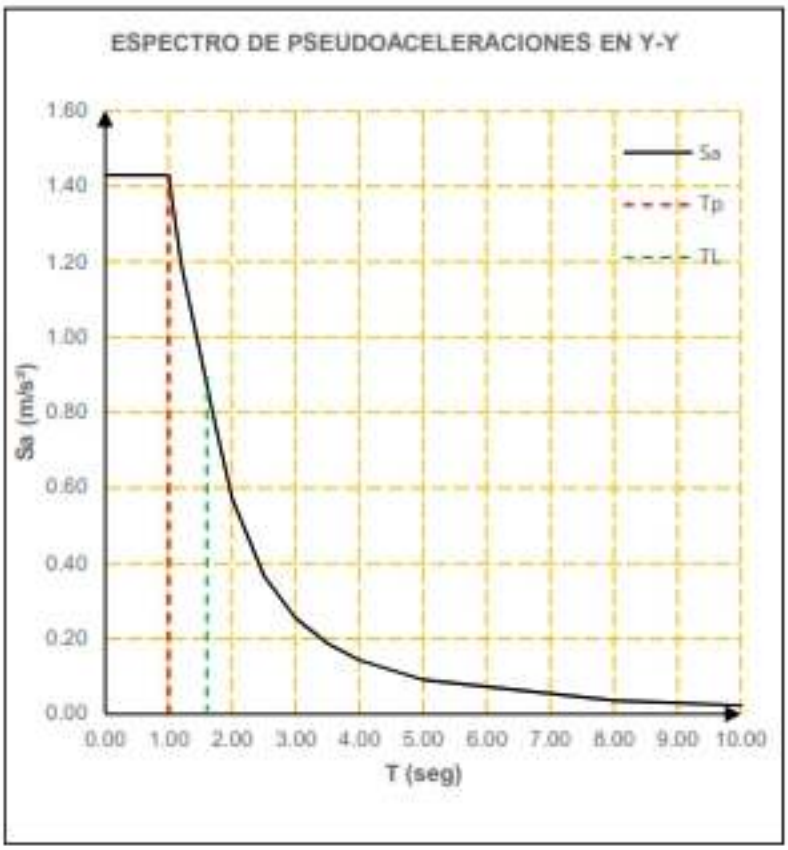
			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Torsional EXtrema	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	☐ DIR X-X	☐ DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragmas	☐ AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas en Paralelo	☐ DIR X-X	☐ DIR X-X	1.00	1.00
	Se toma el valor mas critico		**1.00**	**1.00**

ESPECTROS DE DISEÑO

g : 9.80 m/s²



C	T	Sa X-X
2.50	0.00	1.0721
2.50	0.10	1.0721
2.50	0.20	1.0721
2.50	0.30	1.0721
2.50	0.40	1.0721
2.50	0.50	1.0721
2.50	0.60	1.0721
2.50	0.70	1.0721
2.50	0.80	1.0721
2.50	0.90	1.0721
2.50	1.00	1.0721
2.08	1.20	0.8934
1.67	1.50	0.7147
1.38	1.70	0.5935
1.00	2.00	0.4288
0.64	2.50	0.2744
0.44	3.00	0.1906
0.33	3.50	0.1400
0.25	4.00	0.1072
0.16	5.00	0.0686
0.06	8.00	0.0268
0.04	10.00	0.0172



C	T	Sa Y-Y
2.50	0.00	1.4294
2.50	0.10	1.4294
2.50	0.20	1.4294
2.50	0.30	1.4294
2.50	0.40	1.4294
2.50	0.50	1.4294
2.50	0.60	1.4294
2.50	0.70	1.4294
2.50	0.80	1.4294
2.50	0.90	1.4294
2.50	1.00	1.4294
2.08	1.20	1.1912
1.67	1.50	0.9529
1.38	1.70	0.7914
1.00	2.00	0.5718
0.64	2.50	0.3659
0.44	3.00	0.2541
0.33	3.50	0.1867
0.25	4.00	0.1429
0.16	5.00	0.0915
0.06	8.00	0.0357
0.04	10.00	0.0229

Anexo 09: Verificación de irregularidades en modelos analizados

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 3.50M

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Ip_{X-X}=1.00 | Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	2939.03	27665.73				
Piso2	4493.35	41645.33	No, Regular	No, Regular		
Piso1	5384.46	46577.13	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	4.25	5.62		
Piso2	9.07	12.08	No, Regular	No, Regular
Piso1	11.88	16.02	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	3.05		No, Regular
Piso2	4.55	No, Regular	No, Regular
Piso1	4.72	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Ip_{X-X}=1.00 | Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00222	0.00220	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00384	0.00380	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00385	0.00381	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00024	0.00024	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00040	0.00040	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00044	0.00044	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	36.27	3.00	8.27%	No, Regular
Piso2	36.27	3.00	8.27%	No, Regular
Piso1	36.27	3.00	8.27%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 4.00M

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Ip_{X-X}=1.00 | Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez

Factor X = 1.00 Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	2740.07	27628.45				
Piso2	4195.21	41421.91	No, Regular	No, Regular		
Piso1	5118.22	46285.38	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando

Factor X = 1.00 Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	4.66	6.15		
Piso2	9.84	13.10	No, Regular	No, Regular
Piso1	12.81	17.33	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso

Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	3.30		No, Regular
Piso2	4.91	No, Regular	No, Regular
Piso1	5.08	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical

Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Ip_{X-X}=1.00 | Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional

Factor X = 1.00 Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00222	0.00222	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00449	0.00445	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00436	0.00431	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00026	0.00026	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00043	0.00043	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00048	0.00048	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes

Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma

Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	40.92	3.00	7.33%	No, Regular
Piso2	40.92	3.00	7.33%	No, Regular
Piso1	40.92	3.00	7.33%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos

Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 4.50M

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	3654.55	28323.70				
Piso2	5623.71	41928.64	No, Regular	No, Regular		
Piso1	6980.23	46862.51	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	5.23	6.85		
Piso2	10.88	14.51	No, Regular	No, Regular
Piso1	14.09	19.16	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	3.61		No, Regular
Piso2	5.41	No, Regular	No, Regular
Piso1	5.59	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00222	0.00221	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00374	0.00370	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00352	0.00348	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00028	0.00028	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00047	0.00047	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00053	0.00053	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	46.04	3.00	6.52%	No, Regular
Piso2	46.04	3.00	6.52%	No, Regular
Piso1	46.04	3.00	6.52%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 5.00M

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	3425.21	28293.57				
Piso2	5287.70	41762.00	No, Regular	No, Regular		
Piso1	6670.65	46642.05	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	5.66	7.39		
Piso2	11.66	15.56	No, Regular	No, Regular
Piso1	15.03	20.50	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	3.90		No, Regular
Piso2	5.78	No, Regular	No, Regular
Piso1	5.96	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00260	0.00258	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00428	0.00424	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00392	0.00388	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00031	0.00031	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00051	0.00051	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00057	0.00057	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	50.69	3.00	5.92%	No, Regular
Piso2	50.69	3.00	5.92%	No, Regular
Piso1	50.69	3.00	5.92%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 5.50M

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	4437.45	28893.07				
Piso2	6878.67	42211.83	No, Regular	No, Regular		
Piso1	8801.49	47179.95	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	6.25	8.12		
Piso2	12.75	17.03	No, Regular	No, Regular
Piso1	16.36	22.42	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	4.30		No, Regular
Piso2	6.31	No, Regular	No, Regular
Piso1	6.49	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00222	0.00222	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00362	0.00359	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00324	0.00320	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00033	0.00033	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00055	0.00055	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00061	0.00061	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	55.80	3.00	5.38%	No, Regular
Piso2	55.80	3.00	5.38%	No, Regular
Piso1	55.80	3.00	5.38%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

EVALUACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES - MODELO 6.00M

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad de Rigidez — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Rigidez X-X (Ton/m)	Rigidez Y-Y (Ton/m)	< 0.7 Kx_{N+1}	< 0.7 Ky_{N+1}	< 0.8 Prom(Kx_{N+3}/Kx_N	< 0.8 Prom(Ky_{N+3}/Ky_N
Piso3	4186.52	28870.73				
Piso2	6505.20	42083.21	No, Regular	No, Regular		
Piso1	8453.99	47006.27	No, Regular	No, Regular	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de Piso Blando — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Vx (ton)	Vy (Ton)	< 0.8Vx_{N+1}	< 0.8Vy_{N+1}
Piso3	6.70	8.68		
Piso2	13.54	18.10	No, Regular	No, Regular
Piso1	17.31	23.79	No, Regular	No, Regular

Irregularidad de masa o peso — Factor = 1.00

Nivel	Masa X-X	> 1.5$Masa_{N+1}$	> 1.5$Masa_{N-1}$
Piso3	4.60		No, Regular
Piso2	6.68	No, Regular	No, Regular
Piso1	6.87	No, Regular	

Irregularidad geométrica vertical — Factor = 1.00

Todos los niveles son de igual dimensión por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad en los sistemas resistentes — Factor = 1.00

No se presenta desalineamientos de elementos verticales por lo que no aplica a este caso

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Ip_{X-X}=1.00	Ip_{Y-Y}=1.00

Irregularidad Torsional — Factor X = 1.00 — Factor Y = 1.00

Nivel	Deriva máx. X-X	Deriva prom. X-X	Relación (R) X–X	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00222	0.00222	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00407	0.00404	1.01	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00356	0.00353	1.01	No, Regular	No, Regular

Nivel	Deriva máx. Y-Y	Deriva prom. Y-Y	Relación (R) Y-Y	R>1.2 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$	R>1.5 $\Delta_{máx.}/\Delta_{pro}$
Piso3	0.00035	0.00035	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso2	0.00058	0.00058	1.00	No, Regular	No, Regular
Piso1	0.00065	0.00065	1.00	No, Regular	No, Regular

Esquinas Entrantes — Factor = 1.00

La estructura analizada no presenta esquinas entrantes por lo tanto no aplica a este caso

Discontinuidad de Diafragma — Factor = 1.00

Nivel	Área Bruta (m)	Área de abertura (m)	Relación (R)	R>50%Area Brut
Piso3	55.80	3.00	5.38%	No, Regular
Piso2	55.80	3.00	5.38%	No, Regular
Piso1	55.80	3.00	5.38%	No, Regular

Nota: Se considera el área en planta de igual a la longitud entre ejes mas el ancho de las columnas en dicho sentido. La abertura es igual a un ancho de 1.00m x 3.00m(A. Paño)

Sistemas no Paralelos — Factor = 1.00

Los pórticos que soportan la estructura son paralelos entre si, por ende no aplica a este caso

Anexo 10: Hojas de cálculo y diseño de los modelos matemáticos

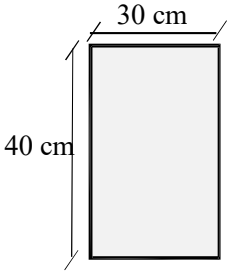
DISEÑO MODELO DE 3.50m

VIGA DE 30X40 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	3.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	5.310 Tn-m	1.328 Tn-m	5.310 Tn-m
(+	2.655 Tn-m	2.639 Tn-m	2.655 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	5.31 Tn-m	1.33 Tn-m	5.31 Tn-m
(+	2.66 Tn-m	2.64 Tn-m	2.66 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø \times 0.85 f'c\ b))^{0.5}$$

3.41 cm	0.82 cm	3.41 cm
1.66 cm	1.65 cm	1.66 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(Ø\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.35 cm²	1.05 cm²	4.35 cm²
(+	2.12 cm²	2.10 cm²	2.12 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.35 cm²	1.39 cm²	4.35 cm²
(+	2.82 cm²	2.81 cm²	2.82 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	4.10 cm
Mdis :	5.31 Tn-m	1.33 Tn-m	5.31 Tn-m
Mres :	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m
Mres :	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m
Mdis :	2.66 Tn-m	2.64 Tn-m	2.66 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

7.35 Tn	2.84 Tn	7.35 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes e

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	5.13 cm
Mres:	8.63Tn-m	8.63Tn-m
Mres:	8.63 Tn-m	8.63 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.93 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.93 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.93 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

12.28 Tn	7.77 Tn	12.28 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 7.83$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$ $\qquad$ $Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vs < 31.04$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	6.62 Tn	1.31 Tn	6.62 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

30.64 cm	155.14 cm	30.64 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	8 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 16.26 Tn

Como $Vs \leq 16.26$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx = 17 cm

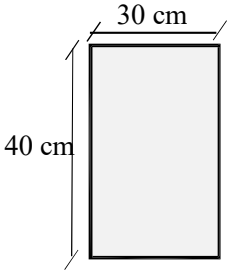
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

VIGA DE 30X40 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	3.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	4.451 Tn-m	1.113 Tn-m	4.451 Tn-m
(+	2.480 Tn-m	2.113 Tn-m	2.480 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	4.45 Tn-m	1.11 Tn-m	4.45 Tn-m
(+	2.48 Tn-m	2.11 Tn-m	2.48 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

2.83 cm	0.69 cm	2.83 cm
1.55 cm	1.31 cm	1.55 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	3.61 cm²	0.87 cm²	3.61 cm²
(+	1.97 cm²	1.68 cm²	1.97 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	3.61 cm²	1.17 cm²	3.61 cm²
(+	2.63 cm²	2.24 cm²	2.63 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
As (+)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	3.11cm	3.11cm	3.11cm
	3.11 cm	3.11 cm	3.11 cm
Mdis :	4.45 Tn-m	1.11 Tn-m	4.45 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mdis :	2.48 Tn-m	2.11 Tn-m	2.48 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

6.8	5	7
6.83 Tn	**4.89 Tn**	**6.83 Tn**

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes e

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	3.88cm	3.88cm
	3.88 cm	3.88 cm
Mres:	6.67Tn-m	6.67Tn-m
Mres:	6.67 Tn-m	6.67 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.81 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.81 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.81 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.64 Tn	8.70 Tn	10.64 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 7.83$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$

$Vs < 31.04$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	4.68 Tn	2.40 Tn	4.68 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

43.29 cm	84.57 cm	43.29 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)

(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d = 8 cm

10 $db_{Long.}$ = 12 cm

24 db_{est} = 22 cm

30 cm = 30 cm

So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento

(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d$ = 16.26 Tn

Como $Vs \leq 16.26$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =17 cm

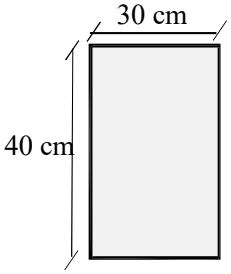
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

VIGA DE 30X40 AZOTEA (GENERAL)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	3.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5
Nivel2 +6.5
Nivel1 +3.5

B1
B2
B3
B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	2.374 Tn-m	0.594 Tn-m	2.374 Tn-m
(+	1.187 Tn-m	1.760 Tn-m	1.187 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	2.37 Tn-m	0.59 Tn-m	2.37 Tn-m
(+	1.19 Tn-m	1.76 Tn-m	1.19 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

1.48 cm	0.36 cm	1.48 cm
0.73 cm	1.09 cm	0.73 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	1.89 cm²	0.46 cm²	1.89 cm²
(+	0.93 cm²	1.39 cm²	0.93 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	2.52 cm²	0.62 cm²	2.52 cm²
(+	1.25 cm²	1.86 cm²	1.25 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
As (+)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	3.11cm	3.11cm	3.11cm
	3.11 cm	3.11 cm	3.11 cm
Mdis :	2.37 Tn-m	0.59 Tn-m	2.37 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mdis :	1.19 Tn-m	1.76 Tn-m	1.19 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

6.8	5	7
5.25 Tn	**3.99 Tn**	**6.51 Tn**

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes e

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	3.88cm	3.88cm
	3.88 cm	3.88 cm
Mres:	6.67Tn-m	6.67Tn-m
Mres:	6.67 Tn-m	6.67 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.81 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.81 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.81 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

9.06 Tn	7.80 Tn	10.32 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 7.83 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 31.04 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	2.82 Tn	1.34 Tn	4.31 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

71.78 cm	151.05 cm	47.08 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento
0.25 d = 8 cm
10 $db_{Long.}$ = 12 cm
24 db_{est} = 22 cm
30 cm = 30 cm

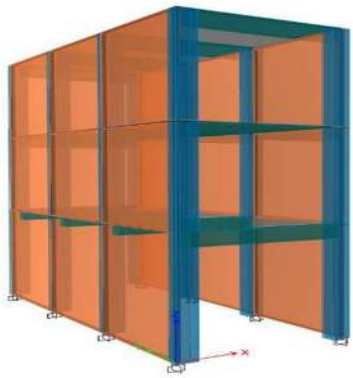
So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 16.26 Tn
Como Vs ≤ 16.26 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =17 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

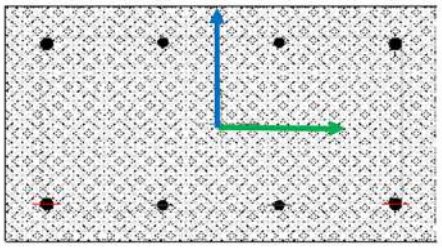
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	23.1286	-0.0469	0.7857	20.9947	-0.0141	-1.3764
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	16.8139	-0.0901	-2.3013	14.7596	-0.0177	-2.8548
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	23.4687	0.0087	3.6423	21.6595	-0.0068	0.5057
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	16.8139	-0.0901	-2.3013	14.7596	-0.0177	-2.8548
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	23.4687	0.0087	3.6423	21.6595	-0.0068	0.5057
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	19.5613	-0.5427	0.6505	17.7232	-0.0495	-1.1865
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	20.7213	0.4613	0.6905	18.696	0.025	-1.1626
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	19.5613	-0.5427	0.6505	17.7232	-0.0495	-1.1865
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	20.7213	0.4613	0.6905	18.696	0.025	-1.1626
COMB6: 0.9CM+SDX Max	11.1743	-0.0787	-2.4891	9.6609	-0.0143	-2.526
COMB6: 0.9CM+SDX Min	17.8291	0.0201	3.4546	16.5609	-0.0034	0.8346
COMB7: 0.9CM-SDX Max	11.1743	-0.0787	-2.4891	9.6609	-0.0143	-2.526
COMB7: 0.9CM-SDX Min	17.8291	0.0201	3.4546	16.5609	-0.0034	0.8346
COMB8: 0.9CM+SDY Max	13.9217	-0.5313	0.4627	12.6245	-0.046	-0.8576
COMB8: 0.9CM+SDY Min	15.0817	0.4727	0.5028	13.5973	0.0284	-0.8337
COMB9: 0.9CM-SDY Max	13.9217	-0.5313	0.4627	12.6245	-0.046	-0.8576
COMB9: 0.9CM-SDY Min	15.0817	0.4727	0.5028	13.5973	0.0284	-0.8337

B) Propuesta de armado de la columna

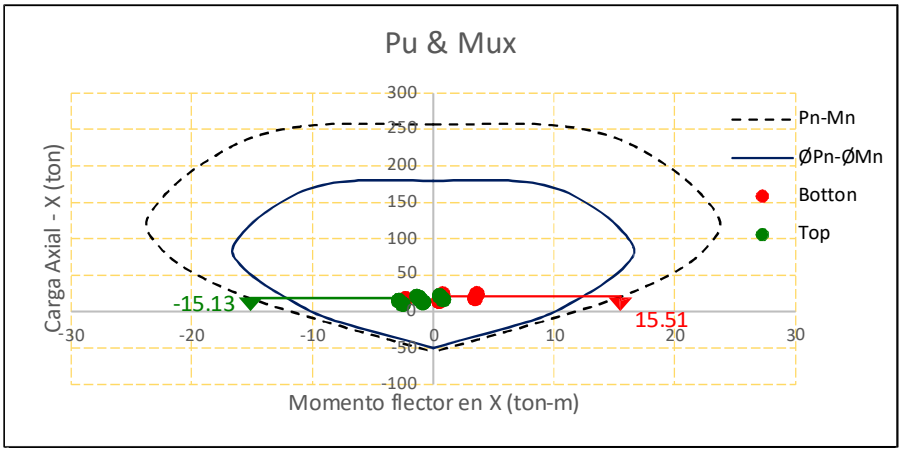
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



4Ø5/8"+4Ø1/2"

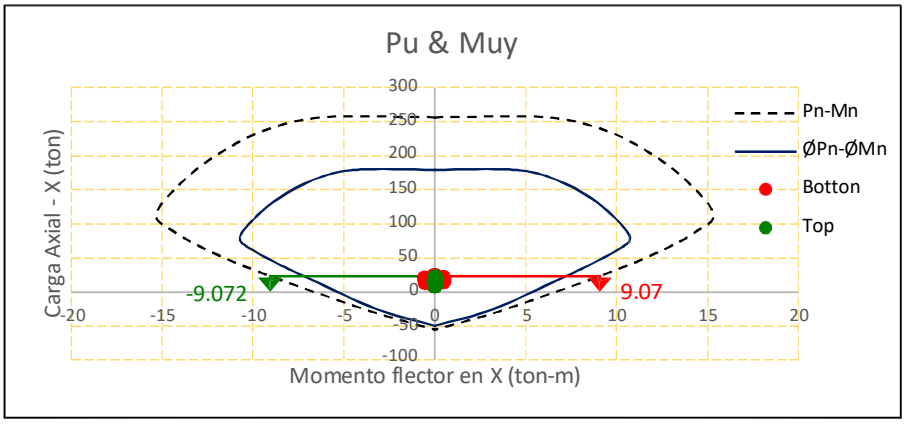
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
1	179.5797	0	0	179.5797	0	0
2	179.5797	0	6.5362	179.5797	0	-6.5362
3	167.6235	0	10.4134	167.6235	0	-10.4134
4	142.5567	0	13.3227	142.5567	0	-13.3227
5	116.0144	0	15.325	116.0144	0	-15.325
6	86.0627	0	16.6257	86.0627	0	-16.6257
7	64.1522	0	15.973	64.1522	0	-15.973
8	41.6524	0	14.3693	41.6524	0	-14.3693
9	17.393	0	11.9989	17.393	0	-11.9989
10	-10.3418	0	8.5152	-10.3418	0	-8.5152
11	-49.7496	0	0	-49.7496	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
1	179.5797	0	0	179.5797	0	0
2	179.5797	4.29	0	179.5797	-4.29	0
3	164.9174	6.6699	0	164.9174	-6.6699	0
4	138.821	8.5156	0	138.821	-8.5156	0
5	110.7792	9.8202	0	110.7792	-9.8202	0
6	79.1273	10.7359	0	79.1273	-10.7359	0
7	60.815	9.9744	0	60.815	-9.9744	0
8	41.149	8.6285	0	41.149	-8.6285	0
9	18.7352	6.8404	0	18.7352	-6.8404	0
10	-25.1006	3.2409	0	-25.1006	-3.2409	0
11	-49.7496	0	0	-49.7496	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.10 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	15.507	Mn3-Botton :	9.072	Vu-22 :	12.352
Mn2-Top :	15.127	Mn3-Top :	9.072	Vu-33 :	12.352

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_wd$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	23468.70 kg	Vc =	10.50 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1200 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 4.028 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

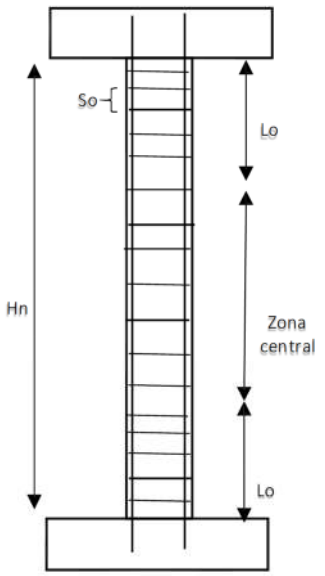
Nvar	:	2 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	34 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 50.5 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 **$Øvar_{long\ menor}$** Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.52 m	
Hn/6	:	0.52 m	
$Max_{(A,B)}$		**0.40 m**	
500mm	:	0.50 m	
** Se escoge el mayor de estos valores*			
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m	
6db	:	0.08 m	
Min(A,B)/3		0.10 m	
100mm	:	0.10 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
Espaciamiento en zona central:		0.20 m	
Min(A,B)	:	**0.30 m**	
16 db	:	0.20 m	
300mm	:	0.30 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder			
Snudo	:	0.15 m	



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 8 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 3.50M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L.t} \le 0.2\, f'm\left[1-\left(\frac{h}{35\,t}\right)^2\right] \le 0.15\, f'm$$

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	4.87	4.03	43.49	52.50	Si	1.15%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	9.23	7.64	43.49	52.50	Si	2.18%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	14.32	11.85	33.18	52.50	Si	3.39%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5V_m\alpha Lt + 0.23P_g$$

$$\frac{1}{3} \le \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \le 1 \qquad V_e = 0.55V_m \qquad 2 \le \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \le 3 \qquad V_u = V_e\frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	4.52	3.37	1.82	1.00	31.87	17.53	No	3.00	10.12	5.46	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	8.48	6.39	4.33	1.00	32.78	18.03	No	3.00	19.18	13.00	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	13.30	5.83	6.22	1.00	33.89	18.64	No	3.00	17.50	18.65	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm >V_{Ei}
3	MY1,MY2	31.87	2	63.74	5.62	11.24	Ok
2	MY1,MY2	32.78	2	65.56	12.08	24.17	Ok
1	MY1,MY2	33.89	2	67.78	16.02	32.03	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \ge 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²) 210 Øv: Factor de red. por corte 0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²) 4200 Øc: Factor de red. por compresión 0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas 0.80 Øt: Factor de red. por tracción 0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	33.89	9.30	4.65	4	3.5	3.325	18.65	40.65	4.37	5.08	1.05	7.70	2.07

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	4 Ø 5/8+4 Ø 1/2	13.00	0.80	-292.4	142.39	6.00	30x40	1200	704.00	Cumple

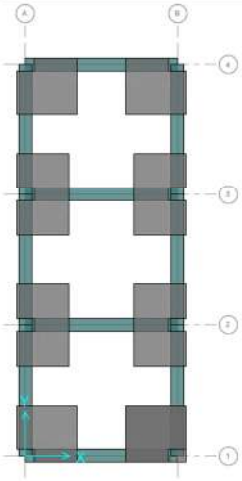
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	33.89	9.30	4.65	8.47	2.24	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 3.50M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas

Para columnas intermedias Lx= 1.20 m Ay= 1.90 m
Para columnas Extremas Lx= 1.40 m Ay= 1.30 m

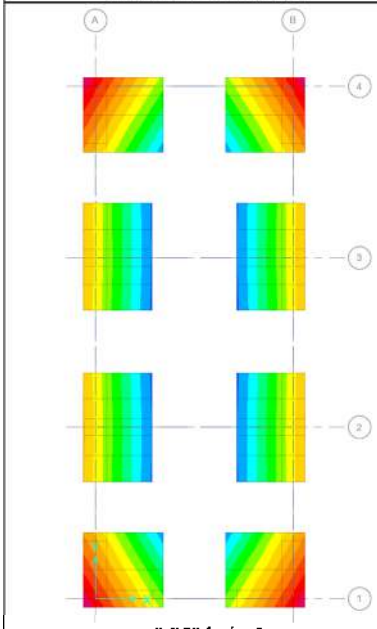
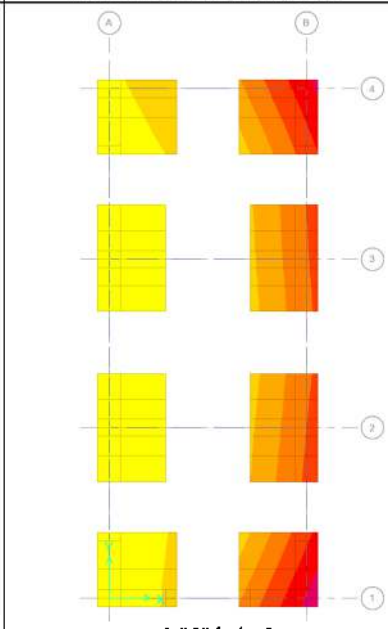
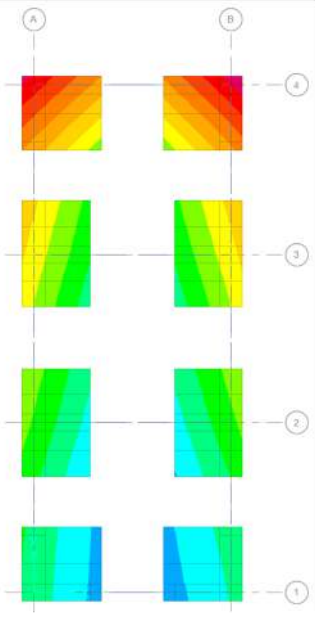
La altura de las zapatas será : h = 0.60 m

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x55(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x55(cm) Estas vigas además de contribuir con el control de presiones, también soportaran los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max}= 0.850 kg/cm²	σ_{max}= 1.060 kg/cm²	σ_{max}= 1.091 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 32.64 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)
Vc Zapata intermedias: 62.02 Ton
Vc Zapata extrema : 45.70 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 7.00 Ton/m . Ok, ØVc>=Vu
Zapata extrema : 8.01 Ton/m Ok, ØVc>=Vu

Diseño de Viga de cimentación

b =	30 cm	As(-) =	7.76 cm²
h =	55 cm		2 Ø 5/8"
f'c =	210 kg/cm²		+3 Ø 1/2"
fy =	4200 kg/cm²		3 Ø 1/2"
Asmin =	3.44 cm²		2 Ø 5/8"
As_{cal}(-) =	7.07 cm²	As(+) =	7.76 cm²
As_{cal}(+) =	0.17 cm²	1@.05,8@0.10, R@.20 A/E	

Acero en Zapatas Asmin = 0.0018bd = 9.00 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

Armado en el sentido X-X

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	0.75 cm²/m	As_{calc}	0.75 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20
$As_{colocado}$	9.90 cm²/m	$As_{colocado}$	9.90 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

Armado en el sentido Y-Y

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	11.75 cm²/m	As_{calc}	11.75 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15
$As_{colocado}$	13.20 cm²/m	$As_{colocado}$	13.20 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capítulo 9 de la N.T.E. E-060

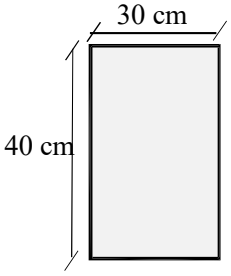
DISEÑO MODELO DE 4.00m

VIGA DE 30X40 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	4.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	6.383 Tn-m	1.596 Tn-m	6.383 Tn-m
(+	3.191 Tn-m	3.091 Tn-m	3.191 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	6.38 Tn-m	1.60 Tn-m	6.38 Tn-m
(+)	3.19 Tn-m	3.09 Tn-m	3.19 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø x 0.85.f'c b))^0.5

4.15 cm	0.99 cm	4.15 cm
2.01 cm	1.94 cm	2.01 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

As_{calc} = Mu/(Ø fy (d - a/2))

(-)	5.29 cm²	1.26 cm²	5.29 cm²
(+	2.56 cm²	2.48 cm²	2.56 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	5.29 cm²	1.68 cm²	5.29 cm²
(+	3.40 cm²	3.30 cm²	3.40 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²
		3 Ø 5/8 "	
		3 Ø 5/8 "	
As (+)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.66cm	4.66cm	4.66cm
	4.66 cm	4.66 cm	4.66 cm
Mdis :	6.38 Tn-m	1.60 Tn-m	6.38 Tn-m
Mres :	7.11 Tn-m	7.11 Tn-m	7.11 Tn-m
Mres :	7.11 Tn-m	7.11 Tn-m	7.11 Tn-m
Mdis :	3.19 Tn-m	3.09 Tn-m	3.19 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

8.03 Tn	7.62 Tn	8.03 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.82cm	5.82cm
	5.82 cm	5.82 cm
Mres:	9.69Tn-m	9.69Tn-m
Mres:	9.69 Tn-m	9.69 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.85 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.85 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.85 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

12.88 Tn	12.47 Tn	12.88 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 7.83 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 31.04 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	7.32 Tn	6.83 Tn	7.32 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

27.70 cm	29.69 cm	27.70 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento
0.25 d = 8 cm
10 $db_{Long.}$ = 15 cm
24 db_{est} = 22 cm
30 cm = 30 cm

So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 16.26 Tn
Como Vs ≤ 16.26 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =17 cm

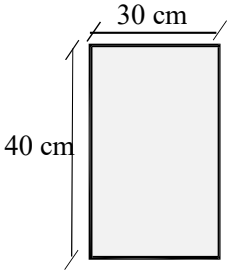
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

VIGA DE 30X40 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	4.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	5.132 Tn-m	1.283 Tn-m	5.132 Tn-m
(+	2.566 Tn-m	2.423 Tn-m	2.566 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	5.13 Tn-m	1.28 Tn-m	5.13 Tn-m
(+)	2.57 Tn-m	2.42 Tn-m	2.57 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø \times 0.85 f'c\ b))^{0.5}$$

3.29 cm	0.79 cm	3.29 cm
1.60 cm	1.51 cm	1.60 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(Ø\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.20 cm²	1.01 cm²	4.20 cm²
(+	2.04 cm²	1.93 cm²	2.04 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.20 cm²	1.35 cm²	4.20 cm²
(+	2.73 cm²	2.57 cm²	2.73 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	4.10 cm
Mdis :	5.13 Tn-m	1.28 Tn-m	5.13 Tn-m
Mres :	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m
Mres :	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m	6.32 Tn-m
Mdis :	2.57 Tn-m	2.42 Tn-m	2.57 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

6.22 Tn	5.23 Tn	7.20 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	5.13 cm
Mres:	8.63Tn-m	8.63Tn-m
Mres:	8.63 Tn-m	8.63 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.32 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.32 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.32 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.53 Tn	9.54 Tn	11.52 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vc = 7.83$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\quad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$ $\quad$ $Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vs < 31.04$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	4.56 Tn	3.39 Tn	5.72 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\quad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

44.51 cm	59.74 cm	35.47 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)

(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	8 cm
10 $db_{Long.}$ =	15 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento

(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d$ = 16.26 Tn

Como $Vs \leq 16.26$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =17 cm

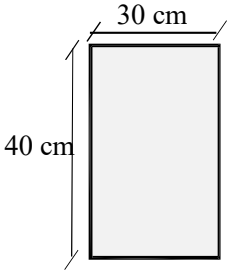
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

VIGA DE 30X40 AZOTEA (GENERAL)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	40 cm
r =	6 cm
L=	4.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	3.106 Tn-m	0.777 Tn-m	3.106 Tn-m
(+	1.553 Tn-m	2.335 Tn-m	1.553 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	3.11 Tn-m	0.78 Tn-m	3.11 Tn-m
(+)	1.55 Tn-m	2.34 Tn-m	1.55 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.46 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

1.95 cm	0.48 cm	1.95 cm
0.96 cm	1.46 cm	0.96 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	2.49 cm²	0.61 cm²	2.49 cm²
(+	1.23 cm²	1.86 cm²	1.23 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	3.32 cm²	0.81 cm²	3.32 cm²
(+	1.63 cm²	2.48 cm²	1.63 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
As (+)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	3.11cm	3.11cm	3.11cm
	3.11 cm	3.11 cm	3.11 cm
Mdis :	3.11 Tn-m	0.78 Tn-m	3.11 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mres :	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m	4.86 Tn-m
Mdis :	1.55 Tn-m	2.34 Tn-m	1.55 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

2.55 Tn	4.92 Tn	2.55 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	3.88cm	3.88cm
	3.88 cm	3.88 cm
Mres:	6.67Tn-m	6.67Tn-m
Mres:	6.67 Tn-m	6.67 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.33 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.33 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.33 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

5.89 Tn	8.25 Tn	5.89 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 7.83 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 31.04 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	-0.91 Tn	1.87 Tn	-0.91 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

-222.88 cm	108.27 cm	-222.88 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 68.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	8 cm
10 $db_{Long.}$ =	15 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

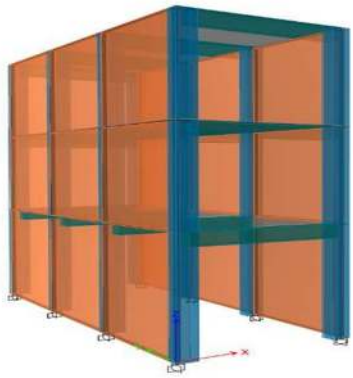
So = 8 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 16.26 Tn
Como Vs ≤ 16.26 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =17 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.15 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

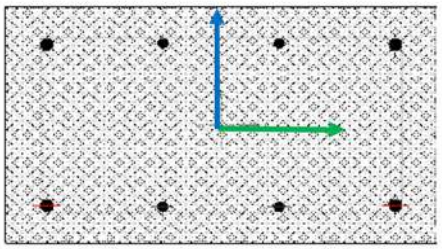
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	25.1081	-0.0509	1.0412	23.0666	-0.0154	-1.8239
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	18.6943	-0.0959	-2.3834	16.7295	-0.0186	-3.2878
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	24.9776	0.0076	4.1607	23.2363	-0.0081	0.1745
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	18.6943	-0.0959	-2.3834	16.7295	-0.0186	-3.2878
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	24.9776	0.0076	4.1607	23.2363	-0.0081	0.1745
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	21.1968	-0.5903	0.8679	19.4458	-0.0534	-1.5684
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	22.4751	0.502	0.9094	20.5199	0.0267	-1.5449
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	21.1968	-0.5903	0.8679	19.4458	-0.0534	-1.5684
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	22.4751	0.502	0.9094	20.5199	0.0267	-1.5449
COMB6: 0.9CM+SDX Max	12.5802	-0.0836	-2.6322	11.1343	-0.0148	-2.852
COMB6: 0.9CM+SDX Min	18.8635	0.02	3.9118	17.6411	-0.0044	0.6104
COMB7: 0.9CM-SDX Max	12.5802	-0.0836	-2.6322	11.1343	-0.0148	-2.852
COMB7: 0.9CM-SDX Min	18.8635	0.02	3.9118	17.6411	-0.0044	0.6104
COMB8: 0.9CM+SDY Max	15.0828	-0.578	0.6191	13.8506	-0.0496	-1.1326
COMB8: 0.9CM+SDY Min	16.361	0.5144	0.6606	14.9247	0.0304	-1.109
COMB9: 0.9CM-SDY Max	15.0828	-0.578	0.6191	13.8506	-0.0496	-1.1326
COMB9: 0.9CM-SDY Min	16.361	0.5144	0.6606	14.9247	0.0304	-1.109

B) Propuesta de armado de la columna

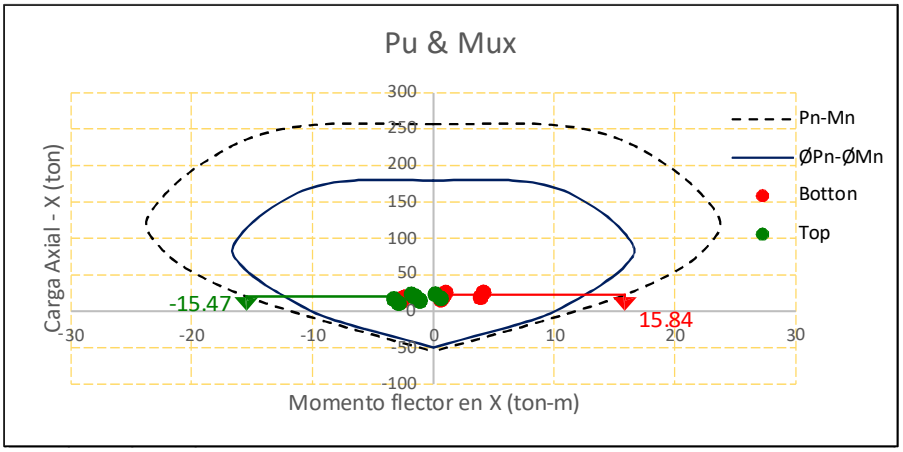
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



4Ø5/8"+4Ø1/2"

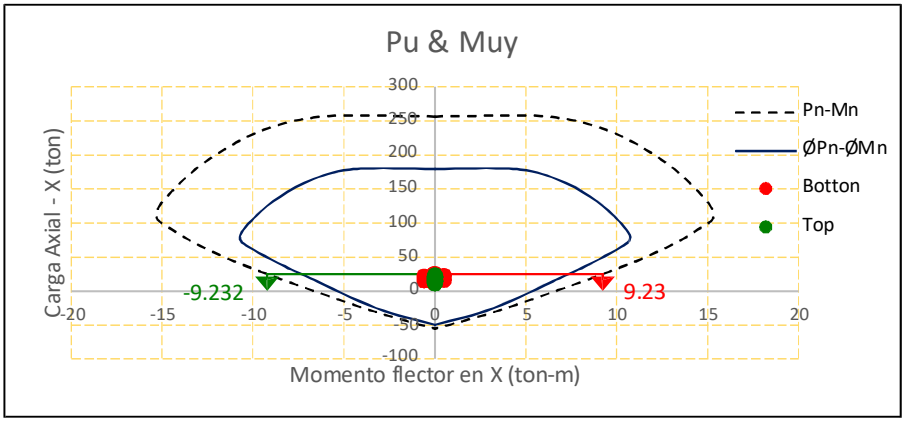
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
1	179.5797	0	0	179.5797	0	0
2	179.5797	0	6.5362	179.5797	0	-6.5362
3	167.6235	0	10.4134	167.6235	0	-10.4134
4	142.5567	0	13.3227	142.5567	0	-13.3227
5	116.0144	0	15.325	116.0144	0	-15.325
6	86.0627	0	16.6257	86.0627	0	-16.6257
7	64.1522	0	15.973	64.1522	0	-15.973
8	41.6524	0	14.3693	41.6524	0	-14.3693
9	17.393	0	11.9989	17.393	0	-11.9989
10	-10.3418	0	8.5152	-10.3418	0	-8.5152
11	-49.7496	0	0	-49.7496	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
1	179.5797	0	0	179.5797	0	0
2	179.5797	4.29	0	179.5797	-4.29	0
3	164.9174	6.6699	0	164.9174	-6.6699	0
4	138.821	8.5156	0	138.821	-8.5156	0
5	110.7792	9.8202	0	110.7792	-9.8202	0
6	79.1273	10.7359	0	79.1273	-10.7359	0
7	60.815	9.9744	0	60.815	-9.9744	0
8	41.149	8.6285	0	41.149	-8.6285	0
9	18.7352	6.8404	0	18.7352	-6.8404	0
10	-25.1006	3.2409	0	-25.1006	-3.2409	0
11	-49.7496	0	0	-49.7496	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.10 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	15.836	Mn3-Botton :	9.232	Vu-22 :	12.623
Mn2-Top :	15.469	Mn3-Top :	9.232	Vu-33 :	12.623

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_w d$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	25108.10 kg	Vc =	10.59 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1200 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 4.257 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

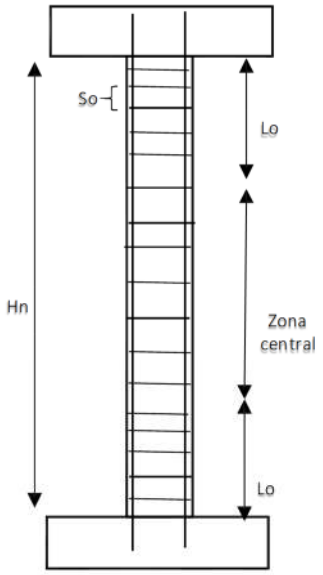
Nvar	:	2 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	34 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 47.8 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 $Øvar_{long\ menor}$ Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.52 m	
Hn/6	:	0.52 m	
$Max_{(A,B)}$		**0.40 m**	
500mm	:	0.50 m	
** Se escoge el mayor de estos valores*			
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m	
6db	:	0.08 m	
Min(A,B)/3		0.10 m	
100mm	:	0.10 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
Espaciamiento en zona central:		0.20 m	
Min(A,B)	:	**0.30 m**	
16 db	:	0.20 m	
300mm	:	0.30 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder			
Snudo	:	0.15 m	



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 8 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 4.00M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

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

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	5.26	4.35	43.49	52.50	Si	1.24%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	9.99	8.26	43.49	52.50	Si	2.36%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	15.32	12.67	33.18	52.50	Si	3.62%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5 V_m \alpha L t + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_e = 0.55 V_m \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \qquad V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	4.86	3.70	2.00	1.00	31.95	17.57	No	3.00	11.11	6.01	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	9.13	6.97	4.75	1.00	32.93	18.11	No	3.00	20.91	14.24	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	14.15	6.35	6.80	1.00	34.08	18.75	No	3.00	19.04	20.41	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm >V_{Ei}
3	MY1,MY2	31.95	2	63.89	6.15	12.29	Ok
2	MY1,MY2	32.93	2	65.86	13.10	26.21	Ok
1	MY1,MY2	34.08	2	68.17	17.33	34.65	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \geq 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²)	210	Øv: Factor de red. por corte	0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²)	4200	Øc: Factor de red. por compresión	0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas	0.80	Øt: Factor de red. por tracción	0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	34.08	9.30	4.65	4	3.5	3.537	20.41	39.24	4.22	5.11	0.68	7.76	1.98

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	4 Ø 5/8+4 Ø 1/2	13.00	0.80	-291.8	143.21	6.00	30x40	1200	704.00	Cumple

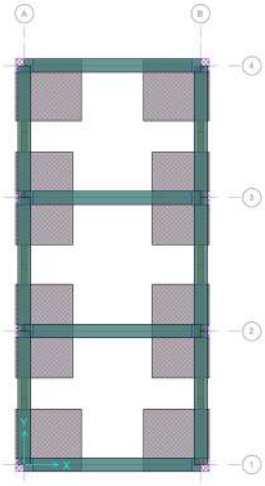
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	34.08	9.30	4.65	8.52	2.25	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 4.00M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas

Para columnas intermedias Lx= 1.30 m Ay= 2.10 m
Para columnas Extremas Lx= 1.50 m Ay= 1.40 m

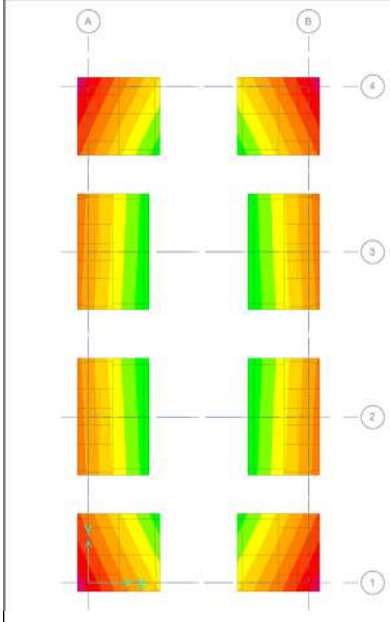
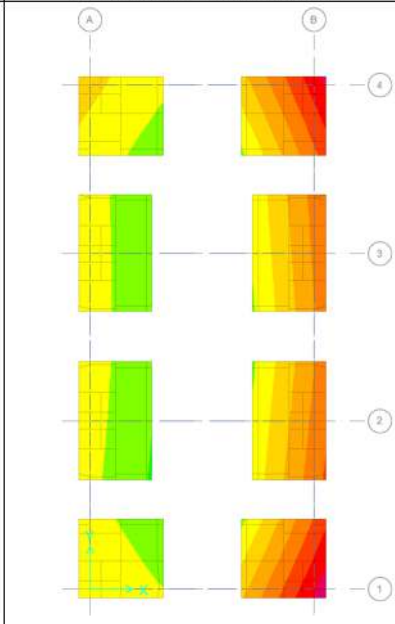
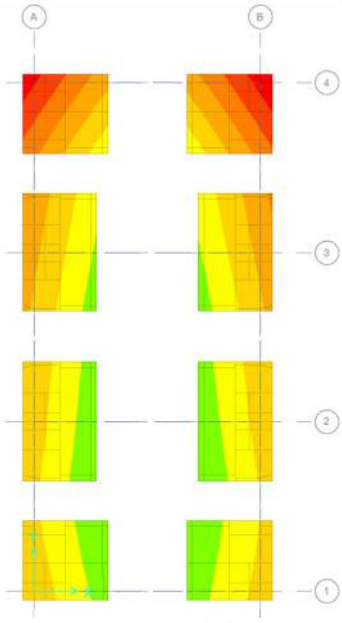
La altura de las zapatas será : h = 0.60 m

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x55(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x55(cm) Estas vigas además de contribuir con el control de presiones, también soportaran los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max} = 0.839 kg/cm²	σ_{max} = 1.105 kg/cm²	σ_{max} = 1.100 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 32.64 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)
Vc Zapata intermedias: 68.55 Ton
Vc Zapata extrema : 48.96 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 9.31 Ton/m . Ok, ØVc>=Vu
Zapata extrema : 7.98 Ton/m Ok, ØVc>=Vu

Diseño de Viga de cimentación

b =	30 cm	As(-)=	8.47 cm²
h =	55 cm	3 Ø 5/8"	
f'c =	210 kg/cm²	2 Ø 1/2"	
fy =	4200 kg/cm²	2 Ø 1/2"	
Asmin=	3.26 cm²	3 Ø 5/8"	
As_{cal}(-)=	8.40 cm²	As(+)=	8.47 cm²
As_{cal}(+)=	0.25 cm²	1@.05,8@0.10, R@.20 A/E	

Acero en Zapatas Asmin= 0.0018bd = 9.00 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

Armado en el sentido X-X

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	11.75 cm²/m	As_{calc}	11.75 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15
$As_{colocado}$	13.20 cm²/m	$As_{colocado}$	13.20 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

Armado en el sentido Y-Y

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	11.75 cm²/m	As_{calc}	11.75 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.15
$As_{colocado}$	13.20 cm²/m	$As_{colocado}$	13.20 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capitulo 9 de la N.T.E. E-060

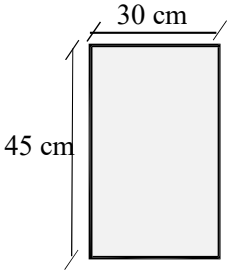
DISEÑO MODELO DE 4.50m

VIGA DE 30X45 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	4.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	7.577 Tn-m	1.894 Tn-m	7.577 Tn-m
(+	3.789 Tn-m	3.670 Tn-m	3.789 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	7.58 Tn-m	1.89 Tn-m	7.58 Tn-m
(+)	3.79 Tn-m	3.67 Tn-m	3.79 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

4.26 cm	1.02 cm	4.26 cm
2.07 cm	2.00 cm	2.07 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	5.44 cm²	1.30 cm²	5.44 cm²
(+	2.64 cm²	2.56 cm²	2.64 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	5.44 cm²	1.74 cm²	5.44 cm²
(+	3.52 cm²	3.41 cm²	3.52 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²
		3 Ø 5/8 "	
		3 Ø 5/8 "	
As (+)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.66cm	4.66cm	4.66cm
	4.66 cm	4.66 cm	4.66 cm
Mdis :	7.58 Tn-m	1.89 Tn-m	7.58 Tn-m
Mres :	8.23 Tn-m	8.23 Tn-m	8.23 Tn-m
Mres :	8.23 Tn-m	8.23 Tn-m	8.23 Tn-m
Mdis :	3.79 Tn-m	3.67 Tn-m	3.79 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

8.81 Tn	6.99 Tn	8.81 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.82cm	5.82cm
	5.82 cm	5.82 cm
Mres:	11.25Tn-m	11.25Tn-m
Mres:	11.25 Tn-m	11.25 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 5.00 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 5.00 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 5.00 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

13.81 Tn	11.99 Tn	13.81 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 8.99$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$

$Vs < 35.61$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	7.27 Tn	5.12 Tn	7.27 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

32.01 cm	45.46 cm	32.01 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	9 cm
10 $db_{Long.}$ =	15 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 18.65 Tn

Como $Vs \leq 18.65$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =20 cm

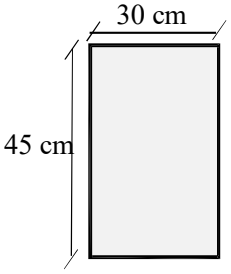
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X45 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	4.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	5.953 Tn-m	1.488 Tn-m	5.953 Tn-m
(+	2.977 Tn-m	2.629 Tn-m	2.977 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	5.95 Tn-m	1.49 Tn-m	5.95 Tn-m
(+)	2.98 Tn-m	2.63 Tn-m	2.98 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

3.31 cm	0.80 cm	3.31 cm
1.62 cm	1.42 cm	1.62 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.22 cm²	1.02 cm²	4.22 cm²
(+	2.06 cm²	1.82 cm²	2.06 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor **..(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.22 cm²	1.36 cm²	4.22 cm²
(+	2.75 cm²	2.42 cm²	2.75 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+1 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	4.10 cm
Mdis :	5.95 Tn-m	1.49 Tn-m	5.95 Tn-m
Mres :	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m
Mres :	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m
Mdis :	2.98 Tn-m	2.63 Tn-m	2.98 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

5.89 Tn	4.88 Tn	7.91 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> **Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió**

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	5.13 cm
Mres:	10.00Tn-m	10.00Tn-m
Mres:	10.00 Tn-m	10.00 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.45 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.45 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.45 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.33 Tn	9.32 Tn	12.35 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vc = 8.99$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\quad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$ $\quad$ $Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vs < 35.61$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	3.17 Tn	1.98 Tn	5.55 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\quad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

73.38 cm	117.39 cm	41.94 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	9 cm
10 $db_{Long.}$ =	15 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 18.65 Tn

Como $Vs \leq 18.65$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =20 cm

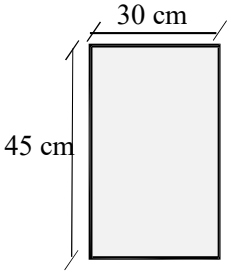
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X45 AZOTEA (GENERAL)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	4.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5
Nivel2 +6.5
Nivel1 +3.5

B1
B2
B3
B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	3.936 Tn-m	0.984 Tn-m	3.936 Tn-m
(+	1.968 Tn-m	2.830 Tn-m	1.968 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	3.94 Tn-m	0.98 Tn-m	3.94 Tn-m
(+)	1.97 Tn-m	2.83 Tn-m	1.97 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

2.15 cm	0.53 cm	2.15 cm
1.06 cm	1.54 cm	1.06 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	2.75 cm²	0.67 cm²	2.75 cm²
(+	1.35 cm²	1.96 cm²	1.35 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	3.66 cm²	0.90 cm²	3.66 cm²
(+	1.80 cm²	2.61 cm²	1.80 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
As (+)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	3.11cm	3.11cm	3.11cm
	3.11 cm	3.11 cm	3.11 cm
Mdis :	3.94 Tn-m	0.98 Tn-m	3.94 Tn-m
Mres :	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m
Mres :	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m
Mdis :	1.97 Tn-m	2.83 Tn-m	1.97 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

3.00 Tn	4.61 Tn	3.00 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	3.88cm	3.88cm
	3.88 cm	3.88 cm
Mres:	7.70Tn-m	7.70Tn-m
Mres:	7.70 Tn-m	7.70 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.42 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.42 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.42 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

6.43 Tn	8.04 Tn	6.43 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 8.99$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$

$Vs < 35.61$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	-1.42 Tn	0.47 Tn	-1.42 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

-163.27 cm	496.82 cm	-163.27 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	9 cm
10 $db_{Long.}$ =	15 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 18.65 Tn

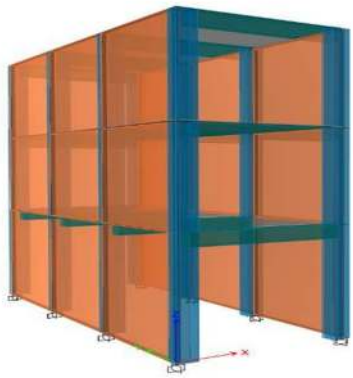
Como $Vs \leq 18.65$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =20 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

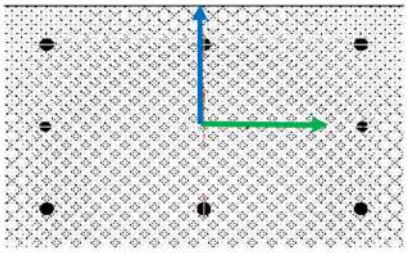
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	28.4191	-0.0554	1.372	26.2518	-0.0138	-2.364
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	21.5664	-0.1031	-2.4816	19.5021	-0.0161	-3.7921
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	27.836	0.0072	4.8251	25.9667	-0.0079	-0.2457
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	21.5664	-0.1031	-2.4816	19.5021	-0.0161	-3.7921
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	27.836	0.0072	4.8251	25.9667	-0.0079	-0.2457
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	24.0209	-0.7017	1.1434	22.1617	-0.0492	-2.0339
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	25.3814	0.6058	1.2	23.3071	0.0253	-2.0039
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	24.0209	-0.7017	1.1434	22.1617	-0.0492	-2.0339
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	25.3814	0.6058	1.2	23.3071	0.0253	-2.0039
COMB6: 0.9CM+SDX Max	14.6501	-0.0897	-2.8097	13.1365	-0.0127	-3.2268
COMB6: 0.9CM+SDX Min	20.9196	0.0206	4.497	19.6011	-0.0045	0.3196
COMB7: 0.9CM-SDX Max	14.6501	-0.0897	-2.8097	13.1365	-0.0127	-3.2268
COMB7: 0.9CM-SDX Min	20.9196	0.0206	4.497	19.6011	-0.0045	0.3196
COMB8: 0.9CM+SDY Max	17.1046	-0.6882	0.8153	15.796	-0.0459	-1.4686
COMB8: 0.9CM+SDY Min	18.4651	0.6192	0.8719	16.9415	0.0287	-1.4386
COMB9: 0.9CM-SDY Max	17.1046	-0.6882	0.8153	15.796	-0.0459	-1.4686
COMB9: 0.9CM-SDY Min	18.4651	0.6192	0.8719	16.9415	0.0287	-1.4386

B) Propuesta de armado de la columna

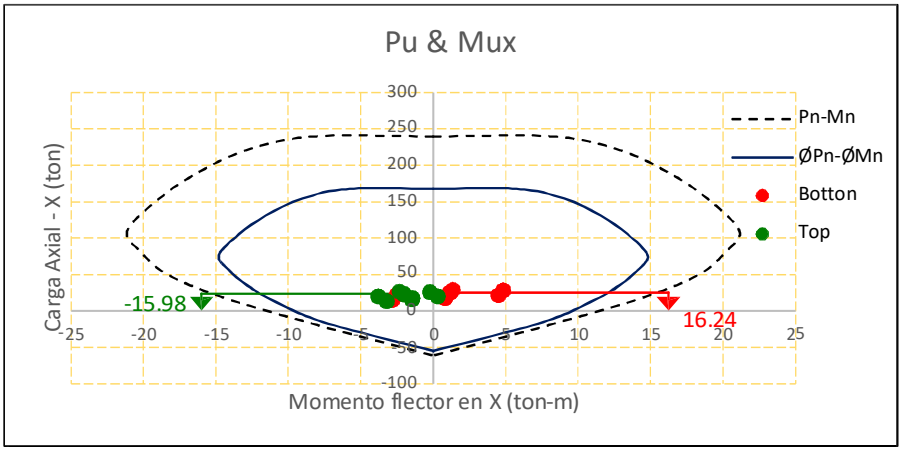
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



6Ø5/8"+2Ø1/2"

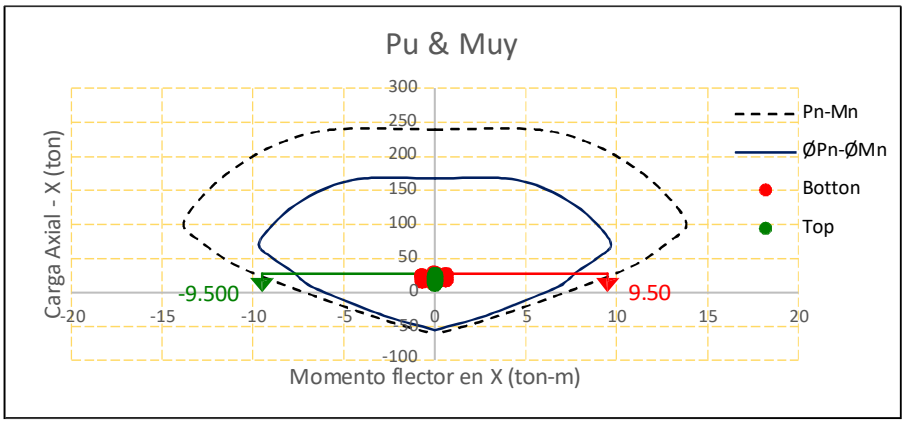
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
1	167.7821	0	0	167.7821	0	0
2	167.7821	0	5.7583	167.7821	0	-5.7583
3	154.5068	0	9.0318	154.5068	0	-9.0318
4	130.8985	0	11.551	130.8985	0	-11.551
5	105.2911	0	13.4078	105.2911	0	-13.4078
6	76.7307	0	14.7837	76.7307	0	-14.7837
7	57.3409	0	14.1645	57.3409	0	-14.1645
8	34.9782	0	12.8333	34.9782	0	-12.8333
9	15.083	0	11.1416	15.083	0	-11.1416
10	-15.3184	0	7.5956	-15.3184	0	-7.5956
11	-55.1147	0	0	-55.1147	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
1	167.7821	0	0	167.7821	0	0
2	167.7821	3.8763	0	167.7821	-3.8763	0
3	153.1363	6.0254	0	153.1363	-6.0254	0
4	128.4044	7.6899	0	128.4044	-7.6899	0
5	101.412	8.8653	0	101.412	-8.8653	0
6	70.4443	9.6821	0	70.4443	-9.6821	0
7	51.3265	8.9622	0	51.3265	-8.9622	0
8	28.9868	7.7392	0	28.9868	-7.7392	0
9	9.0181	6.8121	0	9.0181	-6.8121	0
10	-34.0131	2.8008	0	-34.0131	-2.8008	0
11	-55.1147	0	0	-55.1147	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.05 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	16.242	Mn3-Botton :	9.500	Vu-22 :	13.206
Mn2-Top :	15.982	Mn3-Top :	9.500	Vu-33 :	13.206

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_wd$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	28419.10 kg	Vc =	11.93 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1350 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 3.609 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

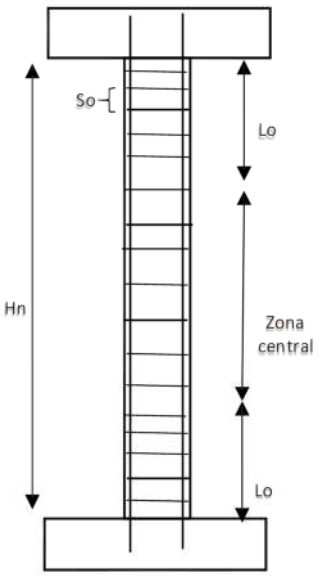
Nvar	:	3 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	39 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 97.0 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 **$Øvar_{long\ menor}$** Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.51 m	
Hn/6	:	0.51 m	
$Max_{(A,B)}$		**0.45 m**	
500mm	:	0.50 m	
** Se escoge el mayor de estos valores*			
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m	
6db	:	0.08 m	
Min(A,B)/3		0.10 m	
100mm	:	0.10 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
Espaciamiento en zona central:		0.20 m	
Min(A,B)	:	**0.30 m**	
16 db	:	0.20 m	
300mm	:	0.30 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder			
Snudo	:	0.15 m	



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 10 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 4.50M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

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

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	5.30	4.39	43.49	52.50	Si	1.25%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	10.05	8.32	43.49	52.50	Si	2.38%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	15.38	12.72	33.18	52.50	Si	3.64%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5 V_m \alpha L t + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_e = 0.55 V_m \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \qquad V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	4.90	4.17	2.12	1.00	31.96	17.58	No	3.00	12.52	6.35	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	9.17	7.76	4.94	1.00	32.94	18.12	No	3.00	23.28	14.83	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	14.19	6.88	6.94	1.00	34.09	18.75	No	3.00	20.63	20.81	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm >V_{Ei}
3	MY1,MY2	31.96	2	63.91	6.85	13.69	Ok
2	MY1,MY2	32.94	2	65.88	14.51	29.03	Ok
1	MY1,MY2	34.09	2	68.18	19.16	38.32	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \geq 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²) 210 Øv: Factor de red. por corte 0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²) 4200 Øc: Factor de red. por compresión 0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas 0.80 Øt: Factor de red. por tracción 0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	34.09	9.30	4.65	4	3.5	3.546	20.81	38.86	4.18	5.11	0.63	7.72	1.97

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	6 Ø 5/8+2 Ø 1/2	14.42	0.80	-332.4	143.24	6.75	30x45	1350	814.00	Cumple

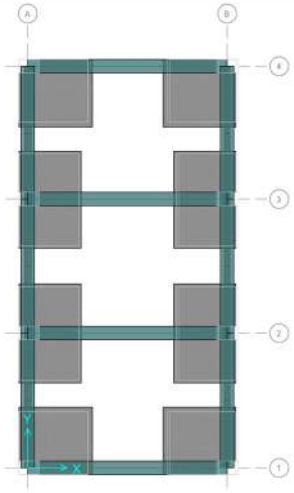
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	34.09	9.30	4.65	8.52	2.25	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 4.50M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas

Para columnas intermedias Lx= 1.40 m Ay= 2.20 m
Para columnas Extremas Lx= 1.60 m Ay= 1.50 m

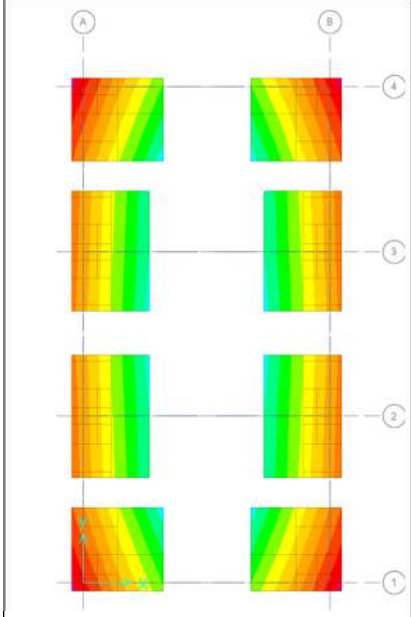
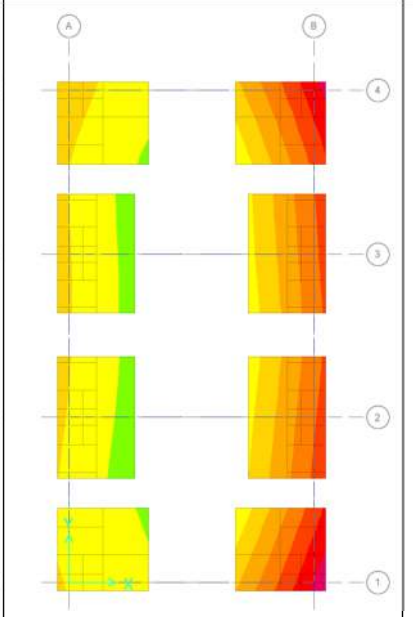
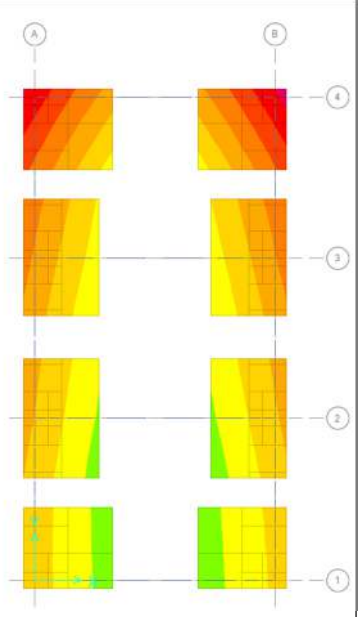
La altura de las zapatas será : h = 0.60 m

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x60(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x60(cm) Estas vigas además de contribuir con el control de presiones, también soportaran los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max}= 0.845 kg/cm²	σ_{max}= 1.040 kg/cm²	σ_{max}= 1.102 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 32.64 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)
Vc Zapata intermedias: 71.81 Ton
Vc Zapata extrema : 52.23 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 10.70 Ton Ok, ØVc>=Vu
Zapata extrema : 12.74 Ton Ok, ØVc>=Vu

Diseño de Viga de cimentación

b = 30 cm As(-)= 9.90 cm² 5 Ø 5/8"
h = 60 cm
f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
Asmin= 3.62 cm² 5 Ø 5/8"
As_{cal}(-)= 9.00 cm² As(+)= 9.90 cm²
As_{cal}(+)= 3.00 cm² 1@.05,8@0.10, R@.20 A/E

Acero en Zapatas Asmin= 0.0018bd = 9.00 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

Armado en el sentido X-X

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	10.85 cm²/m	As_{calc}	10.85 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17
$As_{colocado}$	11.64 cm²/m	$As_{colocado}$	11.64 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

Armado en el sentido Y-Y

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	10.85 cm²/m	As_{calc}	10.85 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17
$As_{colocado}$	11.64 cm²/m	$As_{colocado}$	11.64 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capitulo 9 de la N.T.E E-060

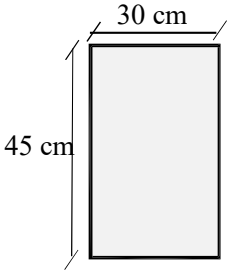
DISEÑO MODELO DE 5.00m

VIGA DE 30X45 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	5.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	8.912 Tn-m	2.228 Tn-m	8.912 Tn-m
(+	4.456 Tn-m	4.354 Tn-m	4.456 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	8.91 Tn-m	2.23 Tn-m	8.91 Tn-m
(+)	4.46 Tn-m	4.35 Tn-m	4.46 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

5.07 cm	1.20 cm	5.07 cm
2.45 cm	2.39 cm	2.45 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	6.47 cm²	1.53 cm²	6.47 cm²
(+	3.12 cm²	3.05 cm²	3.12 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	6.47 cm²	2.05 cm²	6.47 cm²
(+	3.90 cm²	3.90 cm²	3.90 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+2 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	6.50 cm²	6.50 cm²	6.50 cm²
	2 Ø 1/2 "	2 Ø 1/2 "	2 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	2 Ø 1/2 "	2 Ø 1/2 "	2 Ø 1/2 "
As (+)	6.50 cm²	6.50 cm²	6.50 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	5.10cm	5.10cm	5.10cm
	5.10 cm	5.10 cm	5.10 cm
Mdis :	8.91 Tn-m	2.23 Tn-m	8.91 Tn-m
Mres :	8.96 Tn-m	8.96 Tn-m	8.96 Tn-m
Mres :	8.96 Tn-m	8.96 Tn-m	8.96 Tn-m
Mdis :	4.46 Tn-m	4.35 Tn-m	4.46 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

9.56 Tn	8.02 Tn	9.56 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> **Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió**

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	6.37cm	6.37cm
	6.37 cm	6.37 cm
Mres:	12.22Tn-m	12.22Tn-m
Mres:	12.22 Tn-m	12.22 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.89 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.89 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.89 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

14.45 Tn	12.91 Tn	14.45 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 8.99$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$

$Vs < 35.61$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	8.01 Tn	6.20 Tn	8.01 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

29.04 cm	37.50 cm	29.04 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	9 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 18.65 Tn

Como $Vs \leq 18.65$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =20 cm

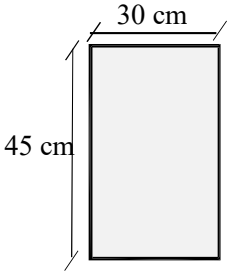
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X45 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

P

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	5.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	6.776 Tn-m	1.694 Tn-m	6.776 Tn-m
(+	3.388 Tn-m	2.999 Tn-m	3.388 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	6.78 Tn-m	1.69 Tn-m	6.78 Tn-m
(+)	3.39 Tn-m	3.00 Tn-m	3.39 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø \times 0.85 f'c\ b))^{0.5}$$

3.79 cm	0.91 cm	3.79 cm
1.85 cm	1.63 cm	1.85 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(Ø\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.83 cm²	1.16 cm²	4.83 cm²
(+	2.35 cm²	2.08 cm²	2.35 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor**.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.83 cm²	1.55 cm²	4.83 cm²
(+	3.14 cm²	2.77 cm²	3.14 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+1 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	4.10 cm
Mdis :	6.78 Tn-m	1.69 Tn-m	6.78 Tn-m
Mres :	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m
Mres :	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m	7.30 Tn-m
Mdis :	3.39 Tn-m	3.00 Tn-m	3.39 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

6.46 Tn	5.44 Tn	8.51 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> **Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió**

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	5.13 cm
Mres:	10.00Tn-m	10.00Tn-m
Mres:	10.00 Tn-m	10.00 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.00 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.00 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.00 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.46 Tn	9.44 Tn	12.51 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 8.99 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 35.61 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	3.32 Tn	2.12 Tn	5.73 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

69.95 cm	109.54 cm	40.61 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento
0.25 d = 9 cm
10 $db_{Long.}$ = 12 cm
24 db_{est} = 22 cm
30 cm = 30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 18.65 Tn
Como Vs ≤ 18.65 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =20 cm

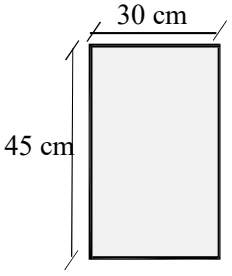
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X45 AZOTEA (GENERAL)

P

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	45 cm
r =	6 cm
L=	5.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5
Nivel2 +6.5
Nivel1 +3.5

B1
B2
B3
B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	4.887 Tn-m	1.222 Tn-m	4.887 Tn-m
(+	2.443 Tn-m	3.532 Tn-m	2.443 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	4.89 Tn-m	1.22 Tn-m	4.89 Tn-m
(+)	2.44 Tn-m	3.53 Tn-m	2.44 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 3.90 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 2.83 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 3.90 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

2.69 cm	0.66 cm	2.69 cm
1.32 cm	1.93 cm	1.32 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	3.43 cm²	0.84 cm²	3.43 cm²
(+	1.69 cm²	2.46 cm²	1.69 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	3.90 cm²	1.11 cm²	3.90 cm²
(+	2.25 cm²	3.27 cm²	2.25 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
As (+)	3.96 cm²	3.96 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	3.11cm	3.11cm	3.11cm
	3.11 cm	3.11 cm	3.11 cm
Mdis :	4.89 Tn-m	1.22 Tn-m	4.89 Tn-m
Mres :	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m
Mres :	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m	5.61 Tn-m
Mdis :	2.44 Tn-m	3.53 Tn-m	2.44 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

3.46 Tn	5.29 Tn	3.46 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	3.88cm	3.88cm
	3.88 cm	3.88 cm
Mres:	7.70Tn-m	7.70Tn-m
Mres:	7.70 Tn-m	7.70 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.08 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.08 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.08 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

6.54 Tn	8.38 Tn	6.54 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vc = 8.99$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\quad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$ $\quad$ $Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$ $\quad$ $Vs < 35.61$ Tn **(E-060 art.11.5.7.9)**

Vs :	-1.29 Tn	0.87 Tn	-1.29 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\quad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

-180.33 cm	268.07 cm	-180.33 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA) **(E-060 art. 21.4.4)**

Zona de confinamiento (2d) - 78.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	9 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento **(E-060 art.11.5.5.3)**

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 18.65 Tn

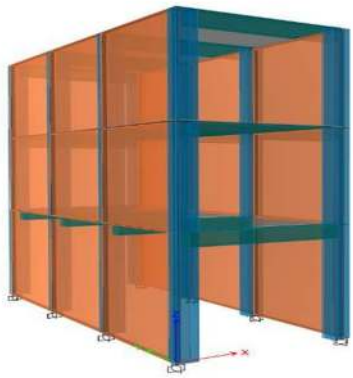
Como $Vs \leq 18.65$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =20 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,9 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

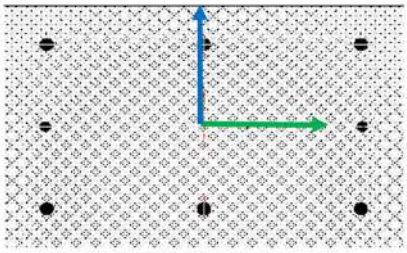
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	30.4833	-0.0594	1.7083	28.4026	-0.0149	-2.9435
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	23.4634	-0.1083	-2.5159	21.4797	-0.0167	-4.3153
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	29.4756	0.0055	5.434	27.6734	-0.009	-0.7125
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	23.4634	-0.1083	-2.5159	21.4797	-0.0167	-4.3153
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	29.4756	0.0055	5.434	27.6734	-0.009	-0.7125
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	25.7312	-0.7539	1.4301	23.954	-0.0525	-2.5285
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	27.2078	0.651	1.4879	25.1991	0.0267	-2.4993
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	25.7312	-0.7539	1.4301	23.954	-0.0525	-2.5285
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	27.2078	0.651	1.4879	25.1991	0.0267	-2.4993
COMB6: 0.9CM+SDX Max	16.0519	-0.0939	-2.9245	14.5983	-0.0131	-3.6114
COMB6: 0.9CM+SDX Min	22.0642	0.0199	5.0255	20.7919	-0.0054	-0.0086
COMB7: 0.9CM-SDX Max	16.0519	-0.0939	-2.9245	14.5983	-0.0131	-3.6114
COMB7: 0.9CM-SDX Min	22.0642	0.0199	5.0255	20.7919	-0.0054	-0.0086
COMB8: 0.9CM+SDY Max	18.3197	-0.7395	1.0216	17.0726	-0.0489	-1.8246
COMB8: 0.9CM+SDY Min	19.7963	0.6654	1.0794	18.3176	0.0304	-1.7954
COMB9: 0.9CM-SDY Max	18.3197	-0.7395	1.0216	17.0726	-0.0489	-1.8246
COMB9: 0.9CM-SDY Min	19.7963	0.6654	1.0794	18.3176	0.0304	-1.7954

B) Propuesta de armado de la columna

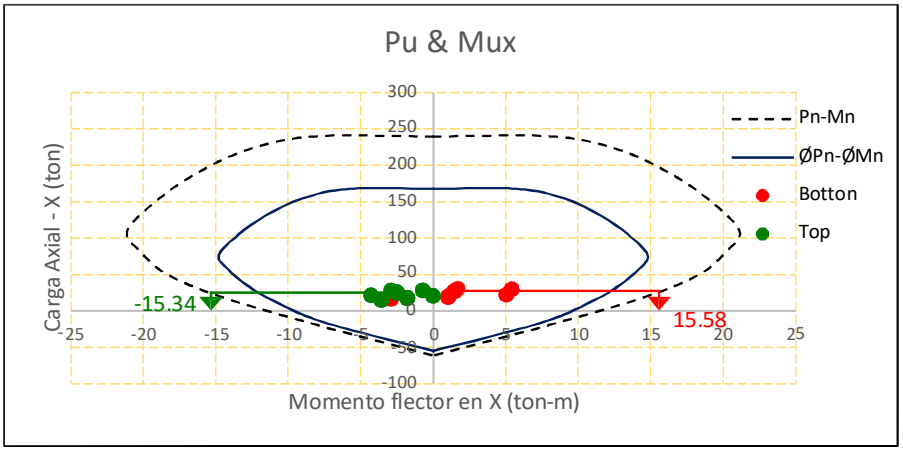
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



6Ø5/8"+2Ø1/2"

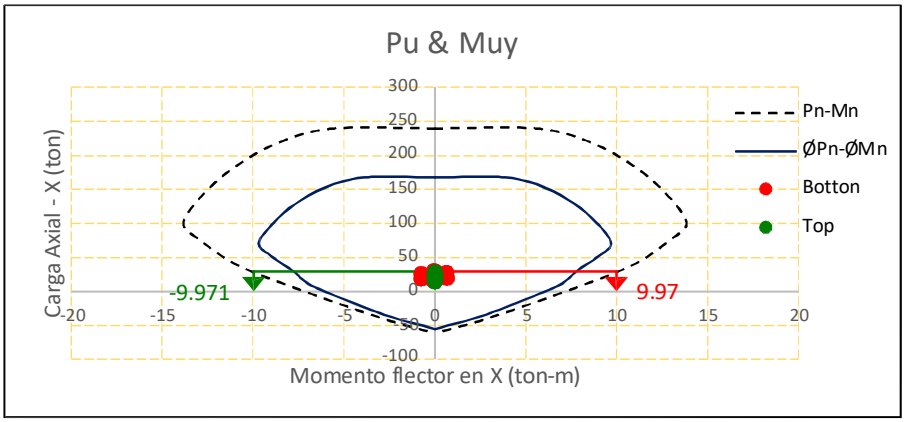
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
1	167.7821	0	0	167.7821	0	0
2	167.7821	0	5.7583	167.7821	0	-5.7583
3	154.5068	0	9.0318	154.5068	0	-9.0318
4	130.8985	0	11.551	130.8985	0	-11.551
5	105.2911	0	13.4078	105.2911	0	-13.4078
6	76.7307	0	14.7837	76.7307	0	-14.7837
7	57.3409	0	14.1645	57.3409	0	-14.1645
8	34.9782	0	12.8333	34.9782	0	-12.8333
9	15.083	0	11.1416	15.083	0	-11.1416
10	-15.3184	0	7.5956	-15.3184	0	-7.5956
11	-55.1147	0	0	-55.1147	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
1	167.7821	0	0	167.7821	0	0
2	167.7821	3.8763	0	167.7821	-3.8763	0
3	153.1363	6.0254	0	153.1363	-6.0254	0
4	128.4044	7.6899	0	128.4044	-7.6899	0
5	101.412	8.8653	0	101.412	-8.8653	0
6	70.4443	9.6821	0	70.4443	-9.6821	0
7	51.3265	8.9622	0	51.3265	-8.9622	0
8	28.9868	7.7392	0	28.9868	-7.7392	0
9	9.0181	6.8121	0	9.0181	-6.8121	0
10	-34.0131	2.8008	0	-34.0131	-2.8008	0
11	-55.1147	0	0	-55.1147	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.05 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	15.581	Mn3-Botton :	9.971	Vu-22 :	12.672
Mn2-Top :	15.338	Mn3-Top :	9.971	Vu-33 :	12.672

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_wd$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	30483.30 kg	Vc =	12.04 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1350 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 2.867 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

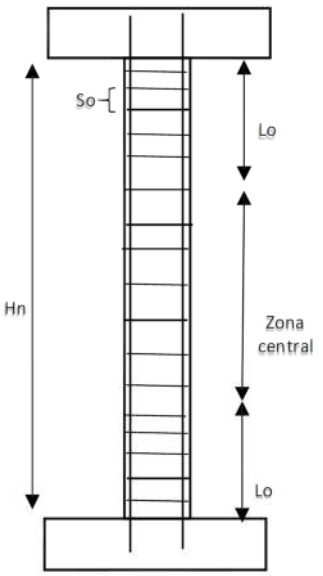
Nvar	:	3 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	39 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 122.1 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 **$Øvar_{long\ menor}$** Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.51 m	
Hn/6	:	0.51 m	
$Max_{(A,B)}$		**0.45 m**	
500mm	:	0.50 m	
** Se escoge el mayor de estos valores*			
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m	
6db	:	0.08 m	
Min(A,B)/3		0.10 m	
100mm	:	0.10 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
Espaciamiento en zona central:		0.20 m	
Min(A,B)	:	**0.30 m**	
16 db	:	0.20 m	
300mm	:	0.30 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder			
Snudo	:	0.15 m	



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 10 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 5.00M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

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

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	5.66	4.68	43.49	52.50	Si	1.34%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	10.75	8.89	43.49	52.50	Si	2.54%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	16.30	13.48	33.18	52.50	Si	3.85%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5 V_m \alpha L t + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_e = 0.55 V_m \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \qquad V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	5.21	4.51	2.29	1.00	32.03	17.62	No	3.00	13.54	6.88	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	9.77	8.35	5.34	1.00	33.08	18.19	No	3.00	25.05	16.02	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	14.97	7.39	7.48	1.00	34.27	18.85	No	3.00	22.17	22.45	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm > V_{Ei}
3	MY1,MY2	32.03	2	64.06	7.39	14.77	Ok
2	MY1,MY2	33.08	2	66.15	15.56	31.12	Ok
1	MY1,MY2	34.27	2	68.55	20.50	41.00	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \geq 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²) 210 Øv: Factor de red. por corte 0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²) 4200 Øc: Factor de red. por compresión 0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas 0.80 Øt: Factor de red. por tracción 0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	34.27	9.30	4.65	4	3.5	3.743	22.45	37.53	4.04	5.14	0.29	7.78	1.88

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	6 Ø 5/8+2 Ø 1/2	14.42	0.80	-331.9	144.00	6.75	30x45	1350	814.00	Cumple

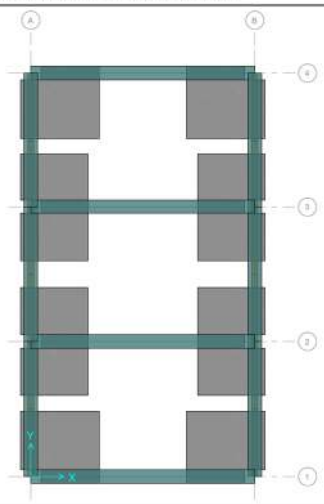
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	34.27	9.30	4.65	8.57	2.27	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 5.00M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas

Para columnas intermedias Lx= 1.50 m Ay= 2.40 m
Para columnas Extremas Lx= 1.70 m Ay= 1.65 m

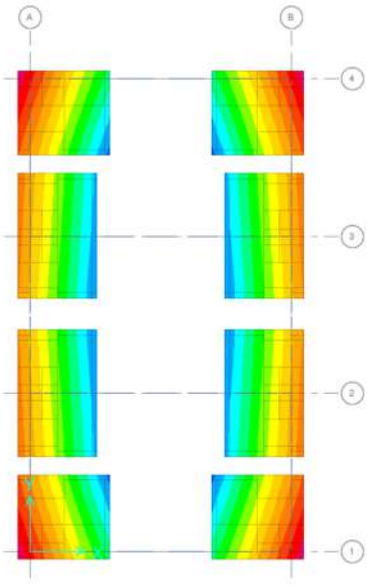
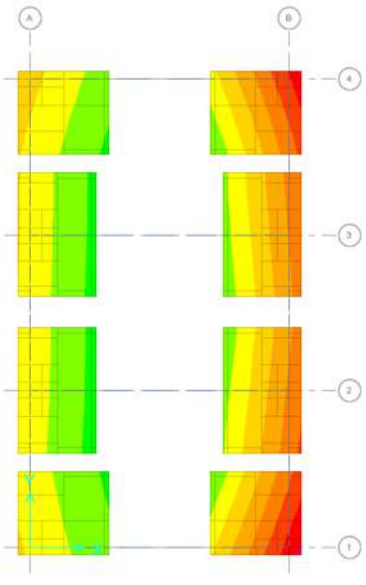
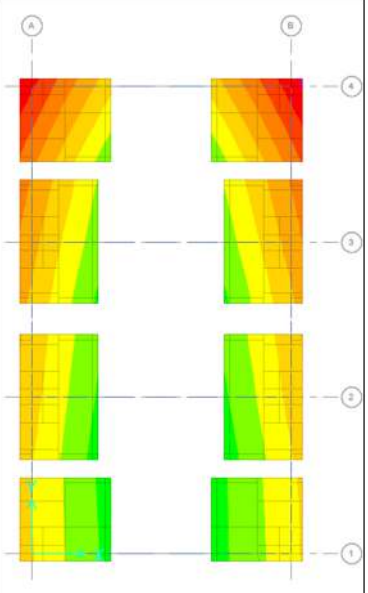
La altura de las zapatas será : h = 0.60 m

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x60(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x60(cm) Estas vigas además de contribuir con el control de presiones, también soportaran los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max} = 0.847 kg/cm²	σ_{max} = 1.095 kg/cm²	σ_{max} = 1.099 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 32.64 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)
Vc Zapata intermedias: 78.34 Ton
Vc Zapata extrema : 55.49 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 10.81 Ton Ok, ØVc>=Vu
Zapata extrema : 12.78 Ton Ok, ØVc>=Vu

Diseño de Viga de cimentación

b = 30 cm As(-)= 9.90 cm²
h = 60 cm 5 Ø 5/8"
f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
Asmin= 3.62 cm² 5 Ø 5/8"
$As_{cal}(-)$= 9.68 cm² As(+)= 9.90 cm²
$As_{cal}(+)$= 3.23 cm² 1@.05,8@0.10, R@.20 A/E

Acero en Zapatas Asmin= 0.0018bd = 9.00 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

Armado en el sentido X-X

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	10.85 cm²/m	As_{calc}	10.85 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17
$As_{colocado}$	11.64 cm²/m	$As_{colocado}$	11.64 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

Armado en el sentido Y-Y

Zapata intermedias :		Zapata extrema :	
As_{calc}	10.85 cm²/m	As_{calc}	10.85 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17	$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.17
$As_{colocado}$	11.64 cm²/m	$As_{colocado}$	11.64 cm²/m
As col > As cal		As col > As cal	
As col > As min		As col > As min	

El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capítulo 9 de la N.T.E E-060

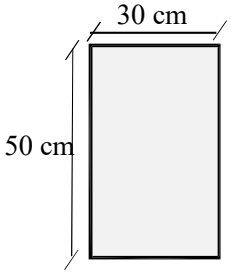
DISEÑO MODELO DE 5.50m

VIGA DE 30X50 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	5.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	10.382 Tn-m	2.596 Tn-m	10.382 Tn-m
(+	5.191 Tn-m	5.525 Tn-m	5.191 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	10.38 Tn-m	2.60 Tn-m	10.38 Tn-m
(+)	5.19 Tn-m	5.52 Tn-m	5.19 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

5.20 cm	1.24 cm	5.20 cm
2.52 cm	2.69 cm	2.52 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	6.63 cm²	1.58 cm²	6.63 cm²
(+	3.21 cm²	3.43 cm²	3.21 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **..(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	6.63 cm²	2.11 cm²	6.63 cm²
(+	4.28 cm²	4.40 cm²	4.28 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	7.92 cm²	7.92 cm²	7.92 cm²
		4 Ø 5/8 "	
		4 Ø 5/8 "	
As (+)	7.92 cm²	7.92 cm²	7.92 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	6.21cm	6.21cm	6.21cm
	6.21 cm	6.21 cm	6.21 cm
Mdis :	10.38 Tn-m	2.60 Tn-m	10.38 Tn-m
Mres :	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m
Mres :	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m
Mdis :	5.19 Tn-m	5.52 Tn-m	5.19 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

4.60 Tn	8.81 Tn	4.60 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	7.76cm	7.76cm
	7.76 cm	7.76 cm
Mres:	16.68Tn-m	16.68Tn-m
Mres:	16.68 Tn-m	16.68 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 6.07 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 6.07 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 6.07 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.66 Tn	14.88 Tn	10.66 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 10.14 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 40.17 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	2.41 Tn	7.36 Tn	2.41 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

109.04 cm	35.64 cm	109.04 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	11 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 21.04 Tn
Como Vs ≤ 21.04 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =22 cm

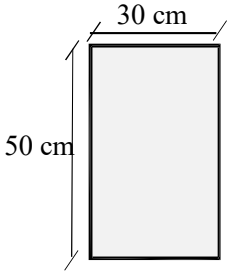
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X50 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	5.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	7.766 Tn-m	1.942 Tn-m	7.766 Tn-m
(+	3.883 Tn-m	3.395 Tn-m	3.883 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	7.77 Tn-m	1.94 Tn-m	7.77 Tn-m
(+)	3.88 Tn-m	3.39 Tn-m	3.88 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

3.83 cm	0.93 cm	3.83 cm
1.87 cm	1.63 cm	1.87 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.88 cm²	1.18 cm²	4.88 cm²
(+	2.39 cm²	2.08 cm²	2.39 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.88 cm²	1.57 cm²	4.88 cm²
(+	3.18 cm²	2.77 cm²	3.18 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	3.11 cm
Mdis :	7.77 Tn-m	1.94 Tn-m	7.77 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	6.35 Tn-m
Mdis :	3.88 Tn-m	3.39 Tn-m	3.88 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

6.99 Tn	5.85 Tn	9.29 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	3.88 cm
Mres:	11.38Tn-m	11.38Tn-m
Mres:	11.38 Tn-m	8.74 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.66 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.14 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.14 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

11.13 Tn	9.98 Tn	13.42 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 10.14 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$
$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 40.17 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	2.96 Tn	1.61 Tn	5.66 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

88.79 cm	163.44 cm	46.40 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	11 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 21.04 Tn
Como Vs ≤ 21.04 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =22 cm

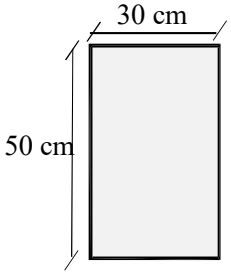
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X50 AZOTEA (GENERAL)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	5.50 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	5.951 Tn-m	1.488 Tn-m	5.951 Tn-m
(+	2.975 Tn-m	4.233 Tn-m	2.975 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	5.95 Tn-m	1.49 Tn-m	5.95 Tn-m
(+)	2.98 Tn-m	4.23 Tn-m	2.98 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

2.90 cm	0.71 cm	2.90 cm
1.43 cm	2.04 cm	1.43 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	3.70 cm²	0.90 cm²	3.70 cm²
(+	1.82 cm²	2.61 cm²	1.82 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.40 cm²	1.20 cm²	4.40 cm²
(+	2.42 cm²	3.47 cm²	2.42 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	3.96 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	3.11 cm
Mdis :	5.95 Tn-m	1.49 Tn-m	5.95 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	6.35 Tn-m
Mdis :	2.98 Tn-m	4.23 Tn-m	2.98 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

3.93 Tn	5.98 Tn	3.93 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	3.88 cm
Mres:	11.38Tn-m	11.38Tn-m
Mres:	11.38 Tn-m	8.74 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.66 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.14 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.14 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

8.07 Tn	10.11 Tn	8.07 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

$Vc = 0.53 (f'c)^{0.5} b d$ $\qquad$ $Vc = 10.14$ Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $\qquad$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: $Vs < 2.1 (f'c)^{0.5} b d$

$Vs < 40.17$ Tn

(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	-0.65 Tn	1.76 Tn	-0.65 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

$S = Ae\ fy\ d / Vs$ $\qquad$ Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

-405.24 cm	149.01 cm	-405.24 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	11 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)

$1.1 (f'c)^{0.5} b d =$ 21.04 Tn

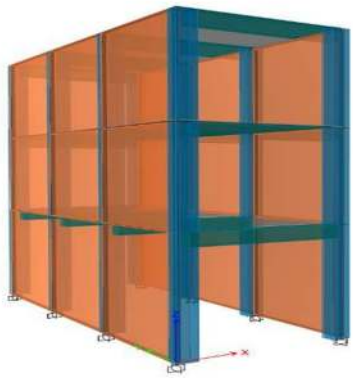
Como $Vs \leq 21.04$ --> S máx = d/2 ó 60 cm

S máx =22 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

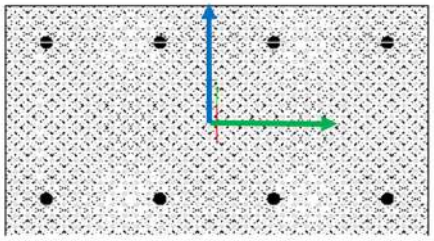
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	33.9456	-0.0637	2.1316	31.7405	-0.0125	-3.619
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	26.4464	-0.1154	-2.5677	24.3605	-0.0135	-4.8999
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	32.4875	0.0053	6.2111	30.5633	-0.008	-1.2855
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	26.4464	-0.1154	-2.5677	24.3605	-0.0135	-4.8999
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	32.4875	0.0053	6.2111	30.5633	-0.008	-1.2855
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	28.6906	-0.8784	1.7834	26.8062	-0.0464	-3.1106
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	30.2433	0.7683	1.8599	28.1176	0.0249	-3.0747
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	28.6906	-0.8784	1.7834	26.8062	-0.0464	-3.1106
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	30.2433	0.7683	1.8599	28.1176	0.0249	-3.0747
COMB6: 0.9CM+SDX Max	18.1956	-0.1	-3.0778	16.6712	-0.0105	-4.0339
COMB6: 0.9CM+SDX Min	24.2368	0.0207	5.701	22.874	-0.005	-0.4195
COMB7: 0.9CM-SDX Max	18.1956	-0.1	-3.0778	16.6712	-0.0105	-4.0339
COMB7: 0.9CM-SDX Min	24.2368	0.0207	5.701	22.874	-0.005	-0.4195
COMB8: 0.9CM+SDY Max	20.4398	-0.863	1.2734	19.1169	-0.0434	-2.2447
COMB8: 0.9CM+SDY Min	21.9926	0.7837	1.3498	20.4283	0.0279	-2.2088
COMB9: 0.9CM-SDY Max	20.4398	-0.863	1.2734	19.1169	-0.0434	-2.2447
COMB9: 0.9CM-SDY Min	21.9926	0.7837	1.3498	20.4283	0.0279	-2.2088

B) Propuesta de armado de la columna

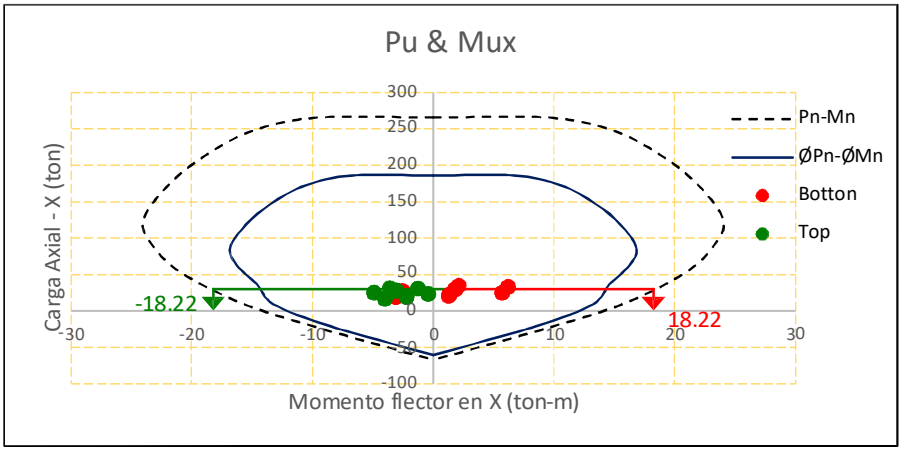
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



8Ø5/8"

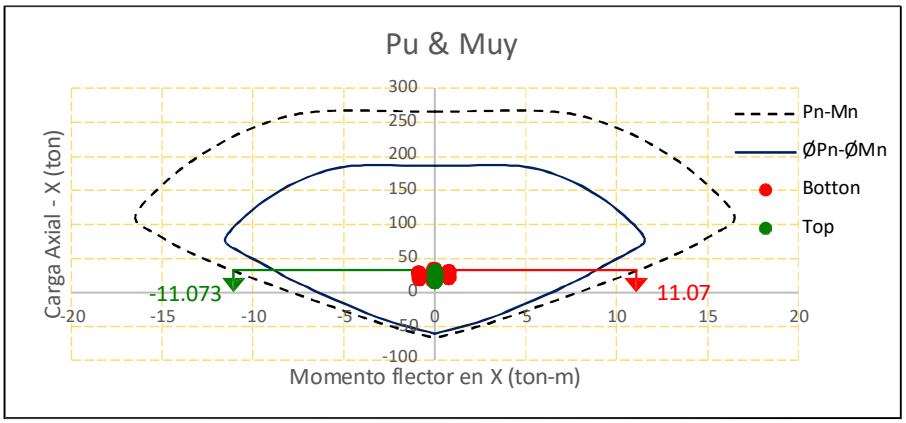
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	185.9726	0	0	185.9726	0	0
2	185.9726	0	6.6414	185.9726	0	-6.6414
3	172.8197	0	10.5332	172.8197	0	-10.5332
4	146.6853	0	13.4619	146.6853	0	-13.4619
5	118.8409	0	15.4791	118.8409	0	-15.4791
6	86.7027	0	16.8195	86.7027	0	-16.8195
7	62.1353	0	16.2302	62.1353	0	-16.2302
8	36.6545	0	14.5948	36.6545	0	-14.5948
9	9.2842	0	13.2155	9.2842	0	-13.2155
10	-21.0721	0	8.5152	-21.0721	0	-8.5152
11	-60.4799	0	0	-60.4799	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	185.9726	0	0	185.9726	0	0
2	185.9726	4.5948	0	185.9726	-4.5948	0
3	169.1773	7.0361	0	169.1773	-7.0361	0
4	141.9588	8.981	0	141.9588	-8.981	0
5	112.3405	10.4231	0	112.3405	-10.4231	0
6	78.108	11.5367	0	78.108	-11.5367	0
7	59.4889	10.6901	0	59.4889	-10.6901	0
8	39.0385	9.2534	0	39.0385	-9.2534	0
9	15.4421	7.6562	0	15.4421	-7.6562	0
10	-36.4259	3.1741	0	-36.4259	-3.1741	0
11	-60.4799	0	0	-60.4799	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.00 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	18.221	Mn3-Botton :	11.073	Vu-22 :	15.184
Mn2-Top :	18.221	Mn3-Top :	11.073	Vu-33 :	15.184

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_w d$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	33945.60 kg	Vc =	13.38 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1500 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 4.481 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

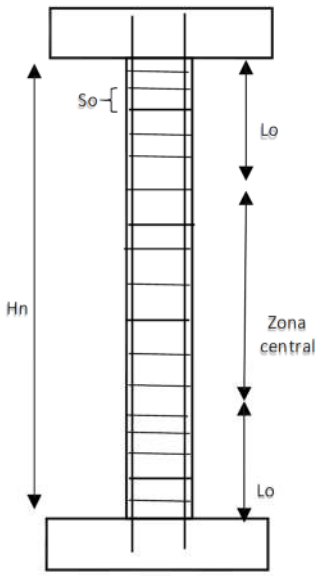
Nvar	:	4 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	44 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 117.5 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 **Øvar$_{long\ menor}$** Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.50 m	
Hn/6	:	0.50 m	
$Max_{(A,B)}$		**0.50 m**	
500mm	:	0.50 m	
** Se escoge el mayor de estos valores*			
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m	
6db	:	0.08 m	
Min(A,B)/3		0.10 m	
100mm	:	0.10 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
Espaciamiento en zona central:		0.20 m	
Min(A,B)	:	**0.30 m**	
16 db	:	0.20 m	
300mm	:	0.30 m	
** Se escoge el menor de estos valores*			
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder			
Snudo	:	0.15 m	



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 10 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 5.50M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

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

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	5.69	4.71	43.49	52.50	Si	1.34%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	10.79	8.92	43.49	52.50	Si	2.55%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	16.32	13.50	33.18	52.50	Si	3.86%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5 V_m \alpha L t + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_e = 0.55 V_m \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \qquad V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	5.23	5.01	2.41	1.00	32.03	17.62	No	3.00	15.03	7.22	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	9.80	9.18	5.54	1.00	33.08	18.20	No	3.00	27.53	16.61	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	14.98	7.92	7.61	1.00	34.28	18.85	No	3.00	23.77	22.83	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm > V_{Ei}
3	MY1,MY2	32.03	2	64.07	8.12	16.25	Ok
2	MY1,MY2	33.08	2	66.16	17.03	34.07	Ok
1	MY1,MY2	34.28	2	68.55	22.42	44.84	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \geq 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²) 210 Øv: Factor de red. por corte 0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²) 4200 Øc: Factor de red. por compresión 0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas 0.80 Øt: Factor de red. por tracción 0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	34.28	9.30	4.65	4	3.5	3.745	22.83	37.16	4.00	5.14	0.25	7.74	1.87

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	8 Ø 5/8	15.84	0.80	-372.6	144.01	7.50	30x50	1500	924.00	Cumple

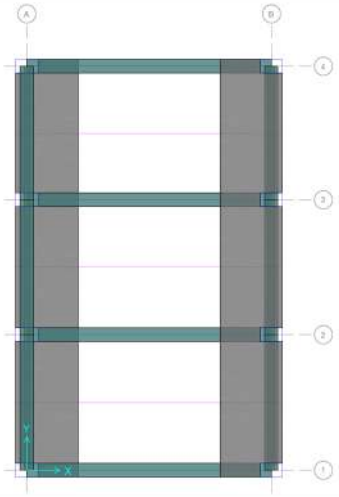
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	34.28	9.30	4.65	8.57	2.27	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 5.50M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas corridas (Tipo L)

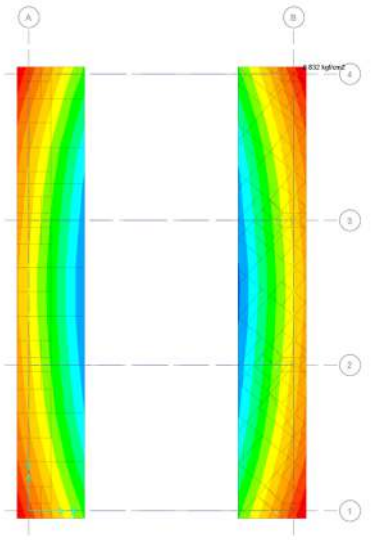
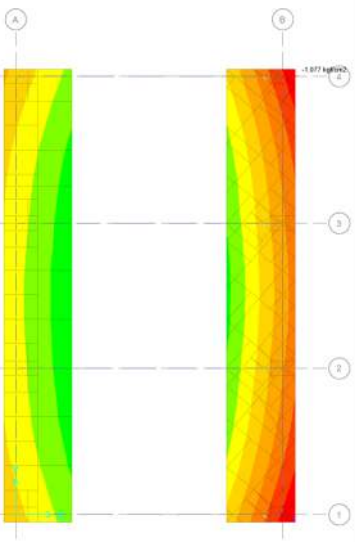
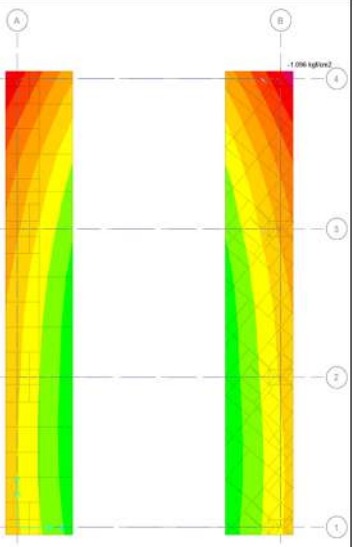
Ancho de la cimentación Lx= 1.40 m Ay 1.40 m
Para columnas laterales Lx 1.70 m Ay 1.65 m
La altura de la zapatas será : h = 0.50 m

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x60(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x60(cm) Estas vigas van embebidas en la zapata ayudando al control de presiones y soportando los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max}= 0.832 kg/cm²	σ_{max}= 1.077 kg/cm²	σ_{max}= 1.099 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 26.11 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)
Vc Zapata corrida (X-X): 36.56 Ton
Vc Zapata extrema : 44.39 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 7.34 Ton Ok, ØVc>=Vu
Zapata extrema : 12.71 Ton Ok, ØVc> Vu

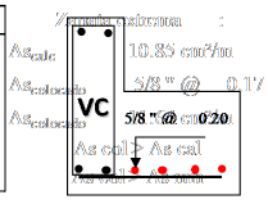
Diseño de Viga de cimentación

b = 30 cm As(-)= 7.92 cm²
h = 60 cm 4 Ø 5/8"
f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
Asmin= 3.62 cm² 4 Ø 5/8"
As_{cal}(-)= 7.63 cm² As(+)= 7.92 cm²
As_{cal}(+)= 3.82 cm² 1@.05,8@0.10, R@.20 A/E

Acero en Zapatas Asmin= 0.0018bd = 7.20 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

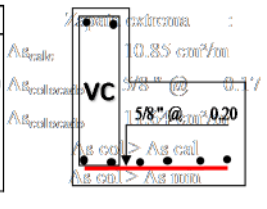
Armado en el sentido X-X

Zapata corrida :	
As_{calc}	9.04 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20
$As_{colocado}$	9.90 cm²/m
As col > As cal	
As col > As min	



Armado en el sentido Y-Y

Zapata corrida :	
As_{calc}	9.04 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20
$As_{colocado}$	9.90 cm²/m
As col > As cal	
As col > As min	



El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capitulo 9 de la N.T.E E-060

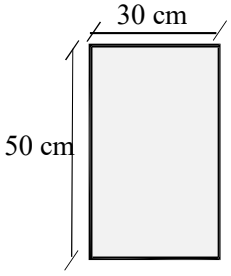
DISEÑO MODELO DE 6.00m

VIGA DE 30X50 PRIMER Y SEGUNDO PISO (INTERMEDIA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	6.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	11.992 Tn-m	2.998 Tn-m	11.992 Tn-m
(+	5.996 Tn-m	5.793 Tn-m	5.996 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	11.99 Tn-m	3.00 Tn-m	11.99 Tn-m
(+)	6.00 Tn-m	5.79 Tn-m	6.00 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø x 0.85.f'c b))^0.5

6.07 cm	1.44 cm	6.07 cm
2.92 cm	2.82 cm	2.92 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

As_{calc} = Mu/(Ø fy (d - a/2))

(-)	7.74 cm²	1.83 cm²	7.74 cm²
(+	3.73 cm²	3.60 cm²	3.73 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	7.74 cm²	2.44 cm²	7.74 cm²
(+	4.40 cm²	4.40 cm²	4.40 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+1 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	7.92 cm²	7.92 cm²	7.92 cm²
		4 Ø 5/8 "	
		4 Ø 5/8 "	
As (+)	7.92 cm²	7.92 cm²	7.92 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	6.21cm	6.21cm	6.21cm
	6.21 cm	6.21 cm	6.21 cm
Mdis :	11.99 Tn-m	3.00 Tn-m	11.99 Tn-m
Mres :	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m
Mres :	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m	12.24 Tn-m
Mdis :	6.00 Tn-m	5.79 Tn-m	6.00 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

5.31 Tn	**9.84 Tn**	**5.31 Tn**

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	7.76cm	7.76cm
	7.76 cm	7.76 cm
Mres:	16.68Tn-m	16.68Tn-m
Mres:	16.68 Tn-m	16.68 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 5.56 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 5.56 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 5.56 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

10.87 Tn	15.40 Tn	10.87 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 10.14 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 40.17 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	2.65 Tn	7.98 Tn	2.65 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

98.95 cm	32.86 cm	98.95 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento
0.25 d = 11 cm
10 $db_{Long.}$ = 12 cm
24 db_{est} = 22 cm
30 cm = 30 cm

So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 21.04 Tn
Como Vs ≤ 21.04 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =22 cm

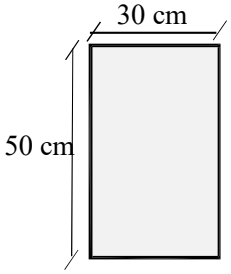
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X50 PRIMER Y SEGUNDO PISO (EXTERNA)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	6.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	8.745 Tn-m	2.186 Tn-m	8.745 Tn-m
(+	4.372 Tn-m	3.815 Tn-m	4.372 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	8.74 Tn-m	2.19 Tn-m	8.74 Tn-m
(+)	4.37 Tn-m	3.82 Tn-m	4.37 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2 Mu / (Ø \times 0.85 f'c\ b))^{0.5}$$

4.34 cm	1.04 cm	4.34 cm
2.11 cm	1.84 cm	2.11 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(Ø\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	5.53 cm²	1.33 cm²	5.53 cm²
(+	2.69 cm²	2.34 cm²	2.69 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **..(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	5.53 cm²	1.77 cm²	5.53 cm²
(+	3.59 cm²	3.12 cm²	3.59 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+1 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²
		3 Ø 5/8 "	
		3 Ø 5/8 "	
As (+)	5.94 cm²	5.94 cm²	5.94 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.66cm	4.66cm	4.66cm
	4.66 cm	4.66 cm	4.66 cm
Mdis :	8.74 Tn-m	2.19 Tn-m	8.74 Tn-m
Mres :	9.36 Tn-m	9.36 Tn-m	9.36 Tn-m
Mres :	9.36 Tn-m	9.36 Tn-m	9.36 Tn-m
Mdis :	4.37 Tn-m	3.82 Tn-m	4.37 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

7.64 Tn	6.50 Tn	9.94 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> **Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió**

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.82cm	5.82cm
	5.82 cm	5.82 cm
Mres:	12.81Tn-m	12.81Tn-m
Mres:	12.81 Tn-m	12.81 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 4.27 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 4.27 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 4.27 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

11.92 Tn	10.77 Tn	14.21 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 10.14 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como Vu ≤ ØVn Vn = Ø Vc + Ø Vs
Vs = (Vu - Ø Vc) / Ø

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 40.17 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	3.88 Tn	2.53 Tn	6.58 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs

Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

67.64 cm	103.74 cm	39.88 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento
0.25 d = 11 cm
10 $db_{Long.}$ = 12 cm
24 db_{est} = 22 cm
30 cm = 30 cm

So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 21.04 Tn
Como Vs ≤ 21.04 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =22 cm

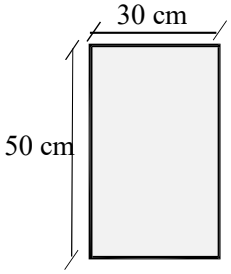
El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

VIGA DE 30X50 AZOTEA (GENERAL)

DISEÑO DE VIGAS

DATOS GENERALES

f'c =	210 Kg/cm²
fy =	4200 Kg/cm²
b =	30 cm
h =	50 cm
r =	6 cm
L=	6.00 m



Ø (Flexión) = 0.90 Ø(Corte/Torsion)= 0.85

Cargar Pisos y Vigas

Nivel3 +9.5	B1
Nivel2 +6.5	B2
Nivel1 +3.5	B3
	B4

DISEÑO POR FLEXIÓN

1. MOMENTOS PROVENIENTES DEL ANÁLISIS

(-)	7.126 Tn-m	1.781 Tn-m	7.126 Tn-m
(+	3.563 Tn-m	4.897 Tn-m	3.563 Tn-m

Según la norma E-060 el momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. **...(art. 21.5.2.2)**

2. MOMENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA E-060

(-)	7.13 Tn-m	1.78 Tn-m	7.13 Tn-m
(+)	3.56 Tn-m	4.90 Tn-m	3.56 Tn-m

3. CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO

As_{min}= 14bd/fy = 4.40 cm² **…(ACI 10.5.1)**

As_{min}= 0.70.b.d(f'c)^0.5/fy = 3.19 cm² **…(E-060 10.5.2)**

As_{min}= 4.40 cm²

4. PERALTES COMPRIMIDOS

$$a = d - (d^2 - 2\,Mu / (\emptyset \times 0.85 f'c\, b))^{0.5}$$

3.50 cm	0.85 cm	3.50 cm
1.71 cm	2.37 cm	1.71 cm

5. ACERO CALCULADO - ACERO EXACTO PARA RESISTIR EL Mu

$$As_{calc} = Mu/(\emptyset\ fy\ (d - a/2))$$

(-)	4.46 cm²	1.08 cm²	4.46 cm²
(+	2.18 cm²	3.03 cm²	2.18 cm²

Esta armadura tendría que ser mayor que el As min, los que no cumplan se multiplican por 4/3 y se compara nuevamente con el acero mínimo, de estos dos se elige el menor. **.(E-060 10.5.3)**

6. AREA DE ACERO FINAL PARA ARMADO

(-)	4.46 cm²	1.44 cm²	4.46 cm²
(+	2.91 cm²	4.03 cm²	2.91 cm²

7. PROPUESTA DE ACERO Se usara acero corrido 2 Ø5/8"+1 Ø1/2" arriba y abajo

As (-)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
		2 Ø 5/8 "	
		2 Ø 5/8 "	
	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 1/2 "
As (+)	5.23 cm²	5.23 cm²	5.23 cm²

8. MOMENTO RESISTENTE FINAL

Mres = Ø A fy (d - a/2) a = As fy / (0.85 f'c b)

a	4.10cm	4.10cm	4.10cm
	4.10 cm	4.10 cm	4.10 cm
Mdis :	7.13 Tn-m	1.78 Tn-m	7.13 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m
Mres :	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m	8.29 Tn-m
Mdis :	3.56 Tn-m	4.90 Tn-m	3.56 Tn-m

El diseño por flexión es conforme

DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTES PROVENIENTES DEL ANALISIS

4.39 Tn	6.65 Tn	4.39 Tn

2. CORTANTE PROVABLE (Vp) ----------> **Corte asociado a las fuerzas resistentes en flexió**

MOMENTOS RESISTENTES a = 1.25 As fy / (0.85 f'c b) M = 1.25 As fy (d-a/2)

a :	5.13cm	5.13cm
	5.13 cm	5.13 cm
Mres:	11.38Tn-m	11.38Tn-m
Mres:	11.38 Tn-m	11.38 Tn-m

CORTANTE PROBABLE

Vp 1 = (Mi- + Mj+)/L
Vp 1 = 3.79 Tn

Vp 2 = (Mj- + Mi+)/L
Vp 2 = 3.79 Tn

De estos dos valores se escogerá el mayor de ambos

Por lo tante el cortante probable será : Vp = 3.79 Tn

3. CORTANTES ULTIMOS (Vu)

Vu = Vp + Vanálisis

8.18 Tn	10.44 Tn	8.18 Tn

El cortante de diseño de los extremos se considera a una distancia "d" de la cara de la columna. Po motivos practicos utilizaremos el valor mayor. (En la cara del apoyo pues este es el valor que da el Etabs)

4. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO (Vc)

Vc = 0.53 (f'c)^0.5 b d Vc = 10.14 Tn

5. CORTANTE REMANENTE (Vs)

Como $Vu \leq \emptyset Vn$ $Vn = \emptyset Vc + \emptyset Vs$
$Vs = (Vu - \emptyset Vc) / \emptyset$

Verificacón: Vs < 2.1 (f'c)^0.5 b d
Vs < 40.17 Tn
(E-060 art.11.5.7.9)

Vs :	-0.51 Tn	2.14 Tn	-0.51 Tn
	OK	OK	OK

Si alguno de estos valores es negativo no requiere estribos, pero se colocarán a Smáx

6. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Ø 3/8 "

S = Ae fy d / Vs Vs ya esta afectado por Ø, por lo tanto ya no se considera en esta fórmula

-515.39 cm	122.42 cm	-515.39 cm

7. ESPACIAMIENTO MAXIMO (ZONA SÍSMICA)
(E-060 art. 21.4.4)

Zona de confinamiento (2d) - 88.00 cm
(Medido desde la cara del apoyo)

So en zona de confinamiento

0.25 d =	11 cm
10 $db_{Long.}$ =	12 cm
24 db_{est} =	22 cm
30 cm =	30 cm

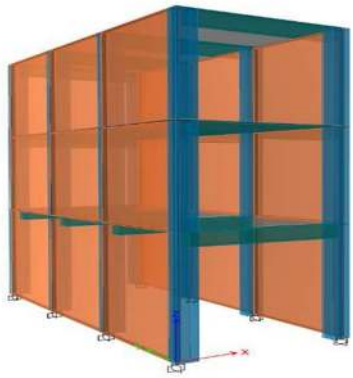
So = 11 cm

Fuera de la zona de confinamiento
(E-060 art.11.5.5.3)
1.1 (f'c)^0.5 b d = 21.04 Tn
Como Vs ≤ 21.04 --> S máx = d/2 ó 60 cm
S máx =22 cm

El refuerzo tranversal final será : **Ø 3/8 " - 1 @ 0.05 ,10 @ 0.10 , R @ 0.20 A/E**

DISEÑO DE COLUMNAS PARA TODOS LOS NIVELES

DISEÑO DE COLUMNAS NTE E-060



Modelo estructural a desarrollar

Cargar Pisos y Columnas

Nivel3 +9.5	C1
Nivel2 +6.5	C2
Nivel1 +3.5	C3
	C4
	C5
	C6
	C7
	C8

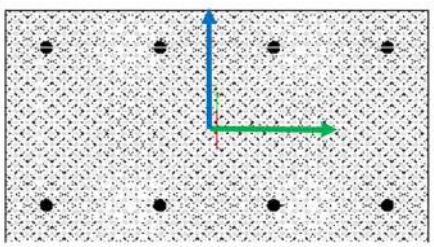
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A) Demandas por carga máxima

CASO/COMBINACION	BOTTON			TOP		
	Pua	M2	M3	Pua	M2	M3
COMB1: 1.4CM+1.7CV	36.0879	-0.0677	2.5505	33.9645	-0.0133	-4.33
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Max	28.38	-0.1203	-2.552	26.3685	-0.014	-5.5149
COMB2: 1.25(CM+CV)+SDX Min	34.2264	0.0032	6.9115	32.3671	-0.009	-1.8861
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Max	28.38	-0.1203	-2.552	26.3685	-0.014	-5.5149
COMB3: 1.25(CM+CV)-SDX Min	34.2264	0.0032	6.9115	32.3671	-0.009	-1.8861
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Max	30.47	-0.9351	2.1409	28.6632	-0.0491	-3.718
COMB4: 1.25(CM+CV)+SDY Min	32.1364	0.8181	2.2185	30.0723	0.0261	-3.6831
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Max	30.47	-0.9351	2.1409	28.6632	-0.0491	-3.718
COMB5: 1.25(CM+CV)-SDY Min	32.1364	0.8181	2.2185	30.0723	0.0261	-3.6831
COMB6: 0.9CM+SDX Max	19.6151	-0.1039	-3.1624	18.1455	-0.0108	-4.4788
COMB6: 0.9CM+SDX Min	25.4615	0.0196	6.3012	24.1441	-0.0057	-0.85
COMB7: 0.9CM-SDX Max	19.6151	-0.1039	-3.1624	18.1455	-0.0108	-4.4788
COMB7: 0.9CM-SDX Min	25.4615	0.0196	6.3012	24.1441	-0.0057	-0.85
COMB8: 0.9CM+SDY Max	21.7051	-0.9188	1.5306	20.4403	-0.0459	-2.6818
COMB8: 0.9CM+SDY Min	23.3715	0.8345	1.6082	21.8493	0.0294	-2.6469
COMB9: 0.9CM-SDY Max	21.7051	-0.9188	1.5306	20.4403	-0.0459	-2.6818
COMB9: 0.9CM-SDY Min	23.3715	0.8345	1.6082	21.8493	0.0294	-2.6469

B) Propuesta de armado de la columna

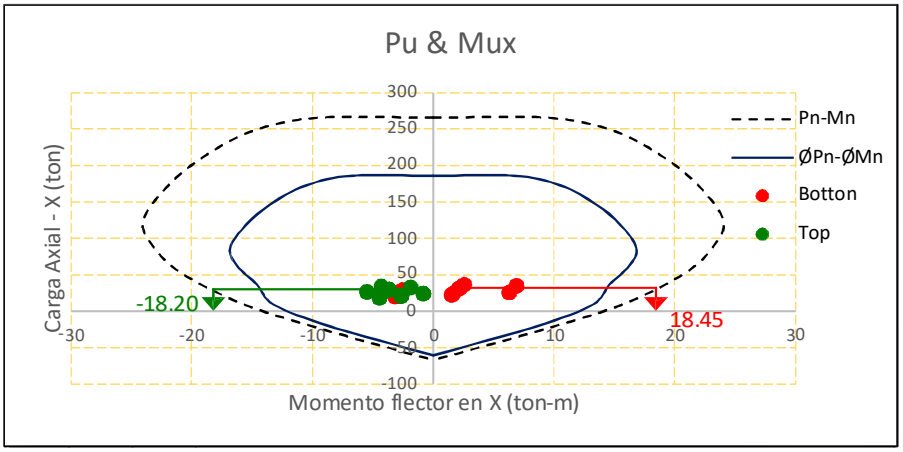
DIR 2-2 → DIR 3-3 →



8Ø5/8"

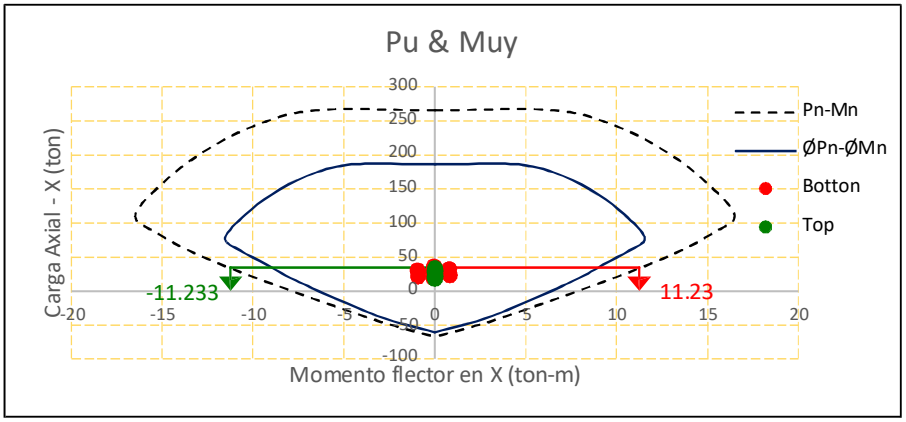
C) Análisis en la dirección 2-2

Punto	Curve #1	0 deg		Curve #13	180 deg	
	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	185.9726	0	0	185.9726	0	0
2	185.9726	0	6.6414	185.9726	0	-6.6414
3	172.8197	0	10.5332	172.8197	0	-10.5332
4	146.6853	0	13.4619	146.6853	0	-13.4619
5	118.8409	0	15.4791	118.8409	0	-15.4791
6	86.7027	0	16.8195	86.7027	0	-16.8195
7	62.1353	0	16.2302	62.1353	0	-16.2302
8	36.6545	0	14.5948	36.6545	0	-14.5948
9	9.2842	0	13.2155	9.2842	0	-13.2155
10	-21.0721	0	8.5152	-21.0721	0	-8.5152
11	-60.4799	0	0	-60.4799	0	0



B) Análisis en la dirección 3-3

Punto	Curve #7	90 deg		Curve #13	180 deg	
	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonef	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	185.9726	0	0	185.9726	0	0
2	185.9726	4.5948	0	185.9726	-4.5948	0
3	169.1773	7.0361	0	169.1773	-7.0361	0
4	141.9588	8.981	0	141.9588	-8.981	0
5	112.3405	10.4231	0	112.3405	-10.4231	0
6	78.108	11.5367	0	78.108	-11.5367	0
7	59.4889	10.6901	0	59.4889	-10.6901	0
8	39.0385	9.2534	0	39.0385	-9.2534	0
9	15.4421	7.6562	0	15.4421	-7.6562	0
10	-36.4259	3.1741	0	-36.4259	-3.1741	0
11	-60.4799	0	0	-60.4799	0	0



TAL COMO SE OBSERVA EL DISEÑO ES EL ADECUADO

DISEÑO POR CORTE

Hn =	3.00 m	Vu = 1.25(Mni + Mns)/Hn			
Mn2-Botton :	18.446	Mn3-Botton :	11.233	Vu-22 :	15.270
Mn2-Top :	18.201	Mn3-Top :	11.233	Vu-33 :	15.270

a). Cortante resistido por el concreto (Vc)

$Vc = 0.53*210^{0.5}*(1+Nu/(140Ag))b_wd$ **art 10.3.1.2 E-060**

Resistencia a la compresion del concreto (f'c)	210 kgf/cm²		
Carga Axial actuante amplificada (Nu)	36087.90 kg	Vc =	13.50 Ton
Area de la columna a analizar (Ag)	0.1500 m²		

b). Cortante remanente (Vs)

$Vs = Vu/Ø + Vc$ Vs = 4.464 Ton

Si Vs < 0 no necesita refuerzo por corte, pero se debe colocar por seguridad.

c). Espaciamiento de estribos **Ø Estribo** Ø 3/8 "

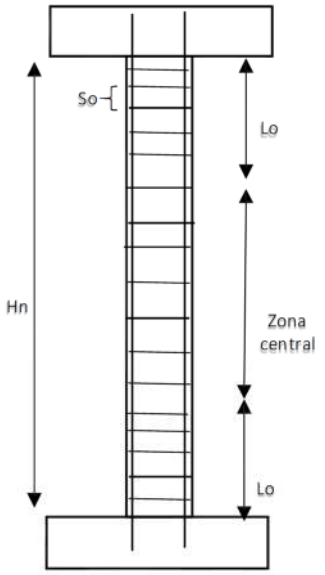
Nvar	:	4 ramas
Fy	:	4200 kgf/cm²
d	:	44 cm

$S = Av_{est}.fy.d/Vs$

S= 118.0 cm

d).Espaciamiento de estribos según el capitulo 21 de la norma E-060 **Øvar$_{long\ menor}$** Ø 1/2 "

Zona de confinamiento Lo :		0.50 m
Hn/6	:	0.50 m
$Max_{(A,B)}$		**0.50 m**
500mm	:	0.50 m
** Se escoge el mayor de estos valores*		
Espaciamiento maximo en Lo (So):		0.08 m
6db	:	0.08 m
Min(A,B)/3		0.10 m
100mm	:	0.10 m
** Se escoge el menor de estos valores*		
Espaciamiento en zona central:		0.20 m
Min(A,B)	:	**0.30 m**
16 db	:	0.20 m
300mm	:	0.30 m
** Se escoge el menor de estos valores*		
En cuanto al espaciamiento en nudo no debe exceder		
Snudo	:	0.15 m



La propuesta final de estribaje será la siguiente

Ø 3/8" 1 @ 5cm,7 @ 10 cm, Rst @ 20 cm A/E

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA - MODELO 6.00M (art. 27 E-070)

f'm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 350 Vm : Resistencia al corte de la albañilería (t/m²) 51.00

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL MÁXIMO EN MUROS

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

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO AXIAL MÁXIMO Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	h (m)	Pserv (t)	σm (t/m²)	σm1 (t/m²)	σm2 (t/m²)	Resiste esfuerzo	σm/f'm	0.05f'm	Observación
3	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	6.03	4.99	43.49	52.50	Si	1.42%	17.5	No necesita refuerzo
2	MY1,MY2	9.30	0.13	2.80	11.44	9.46	43.49	52.50	Si	2.70%	17.5	No necesita refuerzo
1	MY1,MY2	9.30	0.13	3.30	17.18	14.21	33.18	52.50	Si	4.06%	17.5	No necesita refuerzo

CONTROL DE FISURACIÓN EN MUROS

$$V_m = 0.5 V_m \alpha L t + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_e = 0.55 V_m \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3 \qquad V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

VERIFICACIÓN POR FISURACION EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Muro	L (m)	t (m)	Pg (t)	Ve (t)	Me (t-m)	α	Vm (t)	0.55Vm (t)	Fisura	Vm/Ve (t)	Vu (t)	Mu (t-m)	Refuerzo Horizontal
3	MY1,MY2	9.30	0.13	5.53	5.36	2.58	1.00	32.10	17.66	No	3.00	16.09	7.74	No
2	MY1,MY2	9.30	0.13	10.36	9.78	5.92	1.00	33.21	18.27	No	3.00	29.35	17.76	No
1	MY1,MY2	9.30	0.13	15.72	8.44	8.13	1.00	34.44	18.94	No	3.00	25.31	24.38	No

Verificación de la resistencia al corte del edificio :

Nivel	Muro	Vm (t)	N_{muros}	ΣVm	Ve (Sismo moderado)	V_{Ei} (Sismo severo)	ΣVm >V_{Ei}
3	MY1,MY2	32.10	2	64.2	8.68	17.35	Ok
2	MY1,MY2	33.21	2	66.42	18.10	36.20	Ok
1	MY1,MY2	34.44	2	68.89	23.79	47.57	Ok

CALCULO DEL ACERO EN LOS MUROS

$$p = A_s/(s.t) \geq 0.001$$

Nivel	Muro	ØVar	Nvar	Øárea (cm²)	t (m)	Separación (s) cm	Numero de hiladas	Acero a usar
3	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
2	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere
1	MY1,MY2	1/4"	2	0.64	0.13	42.67	4.27	No requiere

CALCULO DEL ACERO EN ELEMENTOS DE BORDE

f'c : Esfuerzo a la compresión del concreto (kg/cm²) 210 Øv: Factor de red. por corte 0.85
fy : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm²) 4200 Øc: Factor de red. por compresión 0.70
μ : Coeficiente de fricción en juntas 0.80 Øt: Factor de red. por tracción 0.90

Diseño de las columnas de confinamiento extremas

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	Pc (t)	Mu (t-m)	M (t-m)	F (t)	Vc (t)	T (t)	C (t)	As (cm²)
MY1	34.44	9.30	4.65	4	3.5	3.929	24.38	35.9	3.86	5.17	-0.07	7.79	1.79

Muro	Armado	Área de acero (cm²)	δ	An	Acf	Asmin	Dimensiones	Ac	An	Verificación
MY1	8 Ø 5/8	15.84	0.80	-372.1	144.72	7.50	30x50	1500	924.00	Cumple

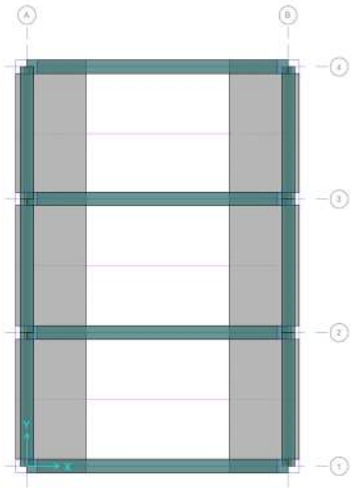
Diseño de las vigas de confinamiento (Vigas Soleras)

Muro	Vm (t)	L (m)	Lm (m)	Ts (t)	As (cm²)	Sección	Asmin (cm²)	Armado	Área de acero (cm²)	Verif.	Estribos
MY1	34.44	9.30	4.65	8.61	2.28	25x20	2.50	4 Ø 1/2"	5.08	Ok	Ø3/8-1@5cm, 4@10cm, R@20cm

DISEÑO DE CIMENTACIONES - MODELO 6.00M

Capacidad portante del suelo : 0.85 kg/cm² Esfuerzo admisible por sismo $1.3\sigma_{suelo}$ (E-060 Art 15.2.4) : 1.11 kg/cm²

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN



Zapatas corridas (Tipo L)

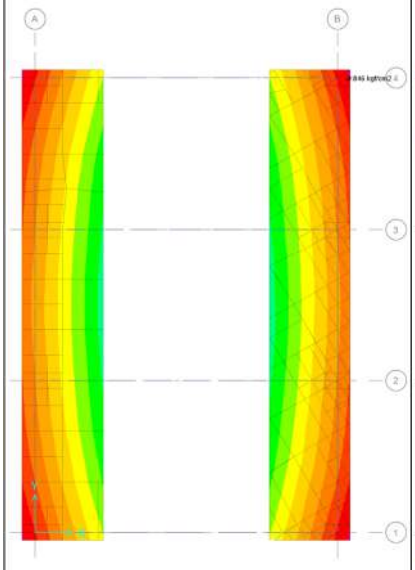
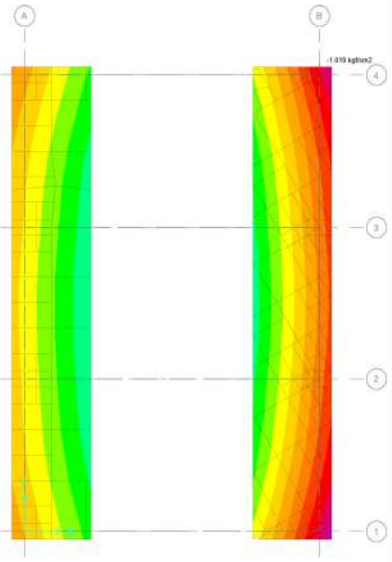
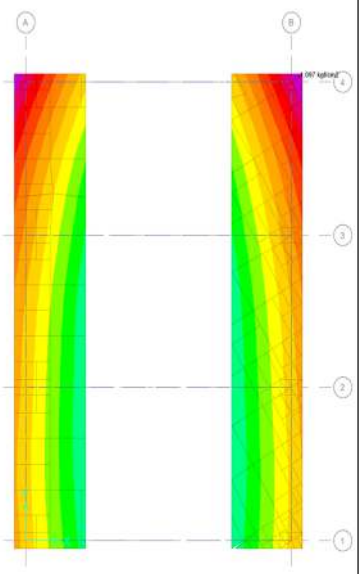
Ancho de la cimentación	Lx=	1.60 m	Ay	1.60 m
Para columnas laterales	Lx	1.70 m	Ay	1.65 m
La altura de la zapatas será :	h =	0.50 m		

Vigas de cimentación

Se uso vigas de cimentación en la dirección X-X cuyas dimensiones son de 30x60(cm)

Se uso vigas de cimentación en la dirección Y-Y cuyas dimensiones son de 30x60(cm) Estas vigas van embebidas en la zapata ayudando al control de presiones y soportando los muros de albañilería.

RESULTADOS DE ANÁLISIS

SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
		
σ_{max}= 0.846 kg/cm²	σ_{max}= 1.019 kg/cm²	σ_{max}= 1.097 kg/cm²
Ok, Cumple	Ok, Cumple	Ok, Cumple

DISEÑO DE CIMENTACIÓN (Cap. 9 E-060)

Cortante últimos

ØVc = 0.85(0.53)(f'c)^0.5bd : 26.11 Ton/m (Art 11.3.1.1 E-060)

Vc Zapata corrida (X-X): 41.78 Ton

Vc Zapata exterior : 44.39 Ton

Cortantes calculados

Zapata intermedias : 10.33 Ton Ok, ØVc>=Vu

Zapata exterior : 12.71 Ton Ok, ØVc> Vu

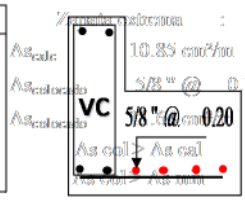
Diseño de Viga de cimentación

b =	30 cm	As(-)=	9.90 cm²
h =	60 cm		5 Ø 5/8"
f'c=	210 kg/cm²		
fy=	4200 kg/cm²		
Asmin=	3.62 cm²		5 Ø 5/8"
As_{cal}(-)=	9.90 cm²	As(+)=	9.90 cm²
As_{cal}(+)=	4.95 cm²	1@.05,8@0.10, R@.20 A/E	

Acero en Zapatas Asmin= 0.0018bd = 7.20 cm²/m (Art 9.7.2 E-060)

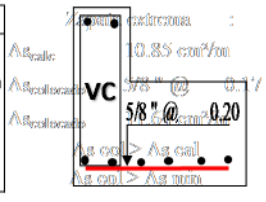
Armado en el sentido X-X

Zapata corrida :	
As_{calc}	9.04 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20
$As_{colocado}$	9.90 cm²/m
As col > As cal	
As col > As min	



Armado en el sentido Y-Y

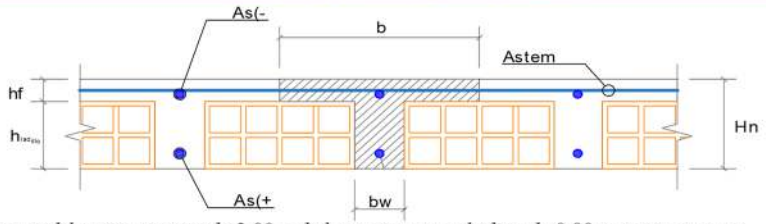
Zapata corrida :	
As_{calc}	9.04 cm²/m
$As_{colocado}$	5/8 " @ 0.20
$As_{colocado}$	9.90 cm²/m
As col > As cal	
As col > As min	



El diseño de los elementos se realizó con la envolvente de las cargas consideradas según el Capitulo 9 de la N.T.E E-060

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS H=20CM

DISEÑO DE LOSAS - LUZ DE 2.00M



** Se analizarán modelos con tramos de 2.00m de largo con un voladizo de 0.80m en un extremo*

DATOS PARA EL ANÁLISIS

Ɣc: Peso específico del concreto (Tn/m3)	2.40
f'c: Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm2)	210
fy : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm2)	4200
Hn: Espesor del aligerado (m) **Ver tabla 9.1 E-060**	0.20
hf: Espesor del ala (m)	0.05
b: Ancho del ala (m)	0.40
bw: Ancho del alma (m)	0.10
$Ø_{flexión}$: Factor de reducción de resistencia por flexión	0.90
$Ø_{corte}$: Factor de reducción de resistencia por cortante	0.85
Asmin: Acero mínimo=Max[(0.7.√f'c.bw.d/fy);(14/fy.bw.d)] cm²	0.57
β_1: Factor que depende del f'c	0.85
Pb: Cuantía balanceada [0.85.f'c.β_1/fy.(6000/6000+fy)]	0.0213
Asmax: Acero máximo (0.75.Pb.bw.d) cm²	2.71
Astemp: Acero de temperatura (0,0018.100.d) cm²/m	0.90
Vc: Resistencia a cortante del concreto (0,53√f'c.bw.d) Ton	1.31
Vn: Resistencia nominal de la sección (Vn=1.1.ØVc) Ton	1.22

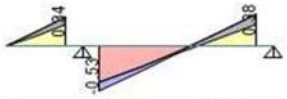
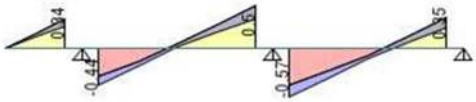
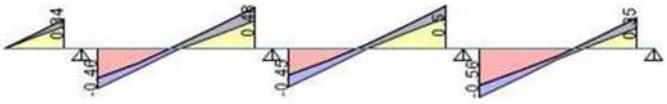
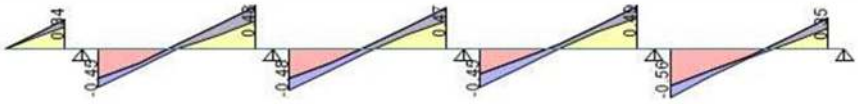
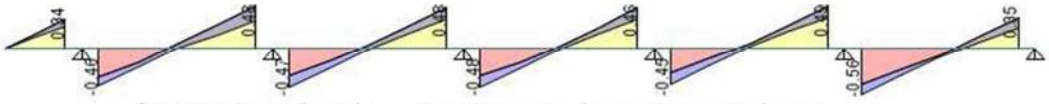
DATOS PARA ANÁLISIS

P_{losa}: Peso propio de la losa (Anexo I E-020) Tn/m²	0.30
s/c: Sobrecarga en tramos de la losa (Tn/m²) **Según E-020**	0.20
acab: Peso de acabados (Tn/m²)	0.10
P_{tab}: Peso de la tabiquería (Ton/m²) **Peso equivalente por m²**	0.33
CM: Carga muerta del tramo [(P_{losa}+acab+Ptab).b] Tn/m	0.29
CV: Carga viva en escalera (s/c.b) Tn/m	0.08
Factores de amplificación de cargas para el análisis	1.40 CM + 1.70 CV

DISEÑO POR FLEXIÓN

1 TRAMO	0.37 0.09 0.00 0.18 0.43 0.00 *Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8"*
2 TRAMOS	0.37 0.12 0.50 0.50 0.12 0.00 0.18 0.22 0.25 0.25 0.36 0.00 *Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8"*
3 TRAMOS	0.37 0.10 0.41 0.41 0.12 0.50 0.50 0.12 0.00 0.18 0.27 0.20 0.20 0.21 0.24 0.24 0.36 0.00 *Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8"*
4 TRAMOS	0.37 0.11 0.43 0.43 0.11 0.40 0.40 0.12 0.50 0.50 0.12 0.00 0.18 0.25 0.21 0.21 0.25 0.19 0.19 0.21 0.24 0.24 0.36 0.00 *Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8"*
5 TRAMOS	0.37 0.10 0.42 0.42 0.10 0.42 0.42 0.10 0.39 0.39 0.12 0.50 0.50 0.12 0.00 0.18 0.26 0.21 0.21 0.24 0.21 0.21 0.24 0.19 0.19 0.20 0.24 0.24 0.36 0.00 *Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8"*

DISEÑO POR CORTE

1 TRAMO		*Cortante ultimo obtenido* 0.53 Ton < Vn, la sección resiste el corte
2 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* 0.57 Ton < Vn, la sección resiste el corte
3 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* 0.56 Ton < Vn, la sección resiste el corte
4 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* 0.56 Ton < Vn, la sección resiste el corte
5 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* 0.56 Ton < Vn, la sección resiste el corte

REFUERZO POR TEMPERATURA

Para el refuerzo por temperatura se empleara el acero mínimo de la sección del ala considerando b=100cm (1m)

Asmin= 0.0018.b.hf = 0.90 cm²/m (Art 9.7.2 E-060) ,usando Ø 1/4" @ 0.35cm

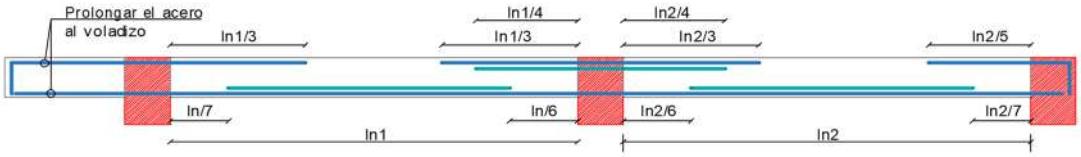
Limites de separación del acero 5.hf,45cm 5.hf= 25cm

Recomendación del Ing. Erly Enríquez Quispe 17.5cm

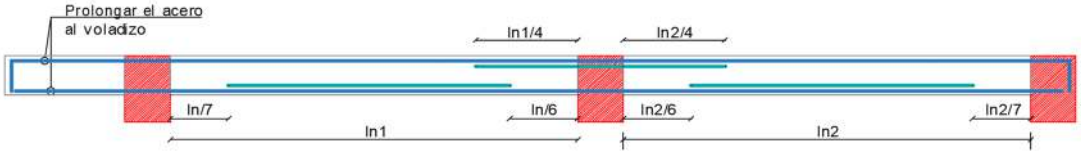
Se usará Ø1/4@ 17.5cm

ESQUEMA DE CORTE DEL ACERO

1.0. Si no presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



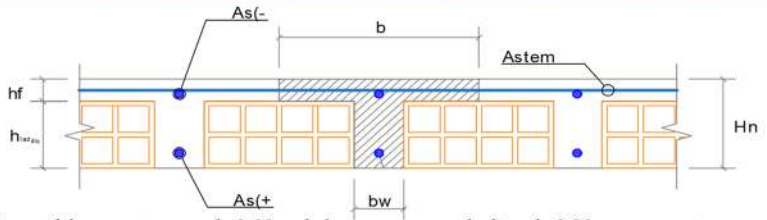
2.0. Si presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



Acero principal superior e inferior

Acero adicional para resistir el momento

DISEÑO DE LOSAS - LUZ 3.00M



** Se analizarán modelos con tramos de 3.00m de largo con un voladizo de 0.80m en un extremo*

DATOS PARA EL ANÁLISIS

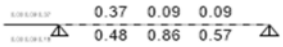
Ɣc: Peso específico del concreto (Tn/m3)	2.40
f'c: Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm2)	210
fy : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm2)	4200
Hn: Espesor del aligerado (m) **Ver tabla 9.1 E-060**	0.20
hf: Espesor del ala (m)	0.05
b: Ancho del ala (m)	0.40
bw: Ancho del alma (m)	0.10
$Ø_{flexión}$: Factor de reducción de resistencia por flexión	0.90
$Ø_{corte}$: Factor de reducción de resistencia por cortante	0.85
Asmin: Acero mínimo=Max[(0.7.√f'c.bw.d/fy);(14/fy.bw.d)] cm²	0.57
β_1: Factor que depende del f'c	0.85
Pb: Cuantía balanceada [0.85.f'c.β_1/fy.(6000/6000+fy)]	0.0213
Asmax: Acero máximo (0.75.Pb.bw.d) cm²	2.71
Astemp: Acero de temperatura (0,0018.100.d) cm²/m	0.90
Vc: Resistencia a cortante del concreto (0,53√f'c.bw.d) Ton	1.31
Vn: Resistencia nominal de la sección (Vn=1.1.ØVc) Ton	1.22

DATOS PARA ANÁLISIS

P_{losa}: Peso propio de la losa (Anexo I E-020) Tn/m²	0.30
s/c: Sobrecarga en tramos de la losa (Tn/m²) **Según E-020**	0.20
acab: Peso de acabados (Tn/m²)	0.10
P_{tab}: Peso de la tabiquería (Ton/m²) **Peso equivalente por m²**	0.33
CM: Carga muerta del tramo [(P_{losa}+acab+Ptab).b] Tn/m	0.29
CV: Carga viva en escalera (s/c.b) Tn/m	0.08
Factores de amplificación de cargas para el análisis	1.40 CM + 1.70 CV

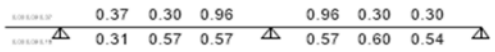
DISEÑO POR FLEXIÓN

1 TRAMO



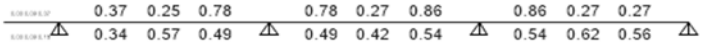
Acero inferior corrido de 1/2", acero superior corrido de 3/8"

2 TRAMOS



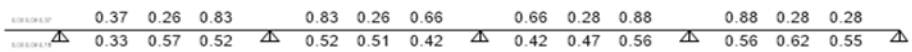
Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8" y bastón de 3/8" en el 2° apoyo

3 TRAMOS



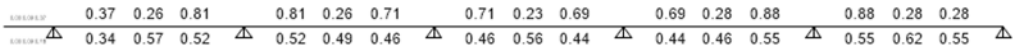
Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8" y bastón de 3/8" en el 2° y 3er apoyo

4 TRAMOS



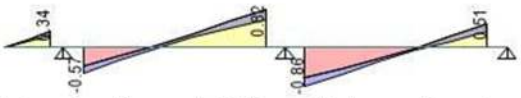
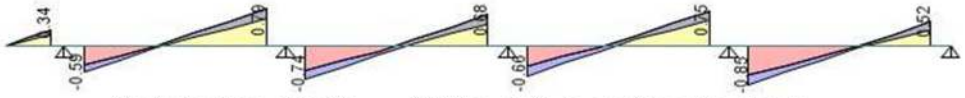
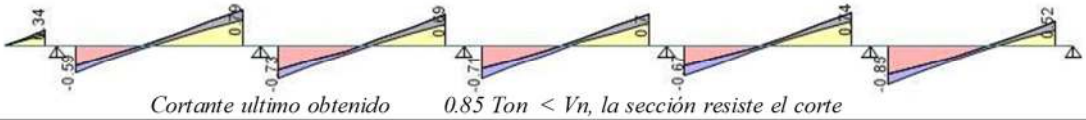
Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8" y bastón de 3/8" en el 2° y 4to apoyo

5 TRAMOS



Acero inferior corrido de 3/8", acero superior corrido de 3/8" y bastón de 3/8" en el 2° y 5to apoyo

DISEÑO POR CORTE

1 TRAMO		*Cortante ultimo obtenido* *0.73 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
2 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *0.86 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
3 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *0.84 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
4 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *0.85 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
5 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *0.85 Ton < Vn, la sección resiste el corte*

REFUERZO POR TEMPERATURA

Para el refuerzo por temperatura se empleara el acero mínimo de la sección del ala considerando b=100cm (1m)

Asmin= 0.0018.b.hf = 0.90 cm²/m (Art 9.7.2 E-060) ,usando Ø 1/4" @ 0.35cm

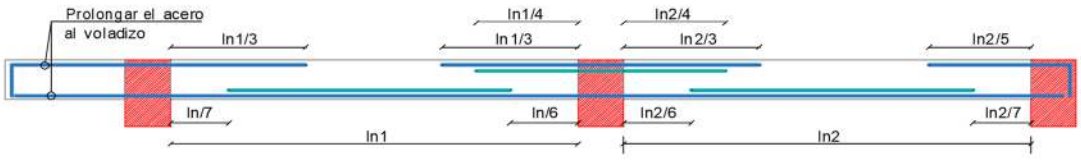
Limites de separación del acero 5.hf,45cm 5.hf= 25cm

Recomendación del Ing. Erly Enríquez Quispe 17.5cm

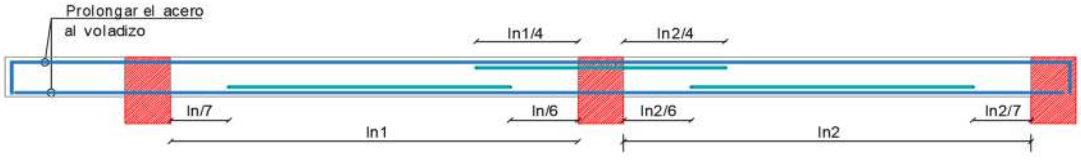
Se usará Ø1/4@ 17.5cm

ESQUEMA DE CORTE DEL ACERO

1.0. Si no presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



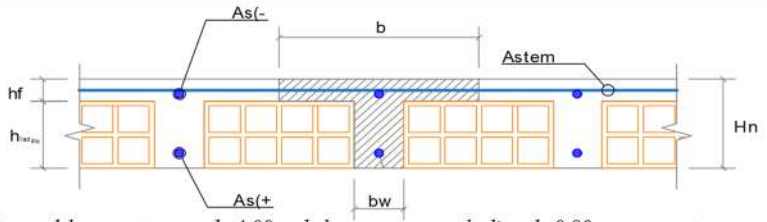
2.0. Si presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



Acero principal superior e inferior

Acero adicional para resistir el momento

DISEÑO DE LOSAS - LUZ 4.00M



** Se analizarán modelos con tramos de 4.00m de largo con un voladizo de 0.80m en un extremo*

DATOS PARA EL ANÁLISIS

Ɣc: Peso específico del concreto (Tn/m3)	2.40
f'c: Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm2)	210
fy : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm2)	4200
Hn: Espesor del aligerado (m) **Ver tabla 9.1 E-060**	0.20
hf: Espesor del ala (m)	0.05
b: Ancho del ala (m)	0.40
bw: Ancho del alma (m)	0.10
$Ø_{flexión}$: Factor de reducción de resistencia por flexión	0.90
$Ø_{corte}$: Factor de reducción de resistencia por cortante	0.85
Asmin: Acero mínimo=Max[(0.7.√f'c.bw.d/fy);(14/fy.bw.d)] cm²	0.57
β_1: Factor que depende del f'c	0.85
Pb: Cuantía balanceada [0.85.f'c.β_1/fy.(6000/6000+fy)]	0.0213
Asmax: Acero máximo (0.75.Pb.bw.d) cm²	2.71
Astemp: Acero de temperatura (0,0018.100.d) cm²/m	0.90
Vc: Resistencia a cortante del concreto (0,53√f'c.bw.d) Ton	1.31
Vn: Resistencia nominal de la sección (Vn=1.1.ØVc) Ton	1.22

DATOS PARA ANÁLISIS

P_{losa}: Peso propio de la losa (Anexo I E-020) Tn/m²	0.30
s/c: Sobrecarga en tramos de la losa (Tn/m²) **Según E-020**	0.20
acab: Peso de acabados (Tn/m²)	0.10
P_{tab}: Peso de la tabiquería (Ton/m²) **Peso equivalente por m²**	0.33
CM: Carga muerta del tramo [(P_{losa}+acab+Ptab).b] Tn/m	0.29
CV: Carga viva en escalera (s/c.b) Tn/m	0.08
Factores de amplificación de cargas para el análisis	1.40 CM + 1.70 CV

DISEÑO POR FLEXIÓN

1 TRAMO

0.37	0.09	0.09
0.57	1.63	0.72

Acero inferior corrido de 1/2"+refuerzo de 3/8", acero superior corrido de 3/8"

2 TRAMOS

0.56	0.56	1.88		1.88	0.56	0.56
0.55	0.94	0.83		0.83	1.07	0.57

Acero inferior corrido de 1/2", acero superior corrido de 3/8" y bastón de 1/2" en el 2° apoyo

3 TRAMOS

0.46	0.46	1.51		1.51	0.49	1.60		1.60	0.49	0.49
0.56	1.05	0.68		0.68	0.57	0.72		0.72	1.16	0.60

Acero inferior corrido de 1/2", acero superior corrido de 3/8" y bastones de 1/2" en el 2° y 3er apoyo

4 TRAMOS

0.49	0.49	1.61		1.61	0.49	1.21		1.21	0.51	1.68		1.68	0.51	0.51
0.55	1.02	0.73		0.73	0.67	0.57		0.57	0.63	0.75		0.75	1.13	0.59

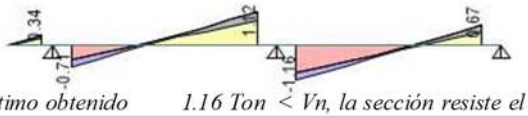
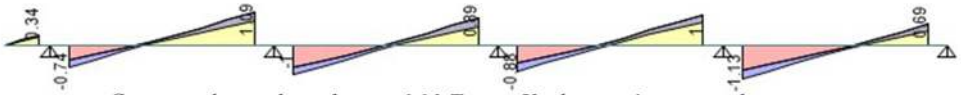
Acero inferior corrido de 1/2", acero superior corrido de 1/2" y bastones de 3/8" en el 2° y 4to apoyo

5 TRAMOS

0.48	0.48	1.58		1.58	0.48	1.31		1.31	0.41	1.28		1.28	0.50	1.65		1.65	0.50	0.50
0.55	1.03	0.71		0.71	0.63	0.60		0.60	0.76	0.59		0.59	0.61	0.74		0.74	1.14	0.59

Acero inf. corrido de 1/2", acero superior corrido de 1/2" y bastones de 3/8" en el 2°,3°,4° y 5to apoyo

DISEÑO POR CORTE

1 TRAMO		*Cortante ultimo obtenido* *0.94 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
2 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *1.16 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
3 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *1.12 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
4 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *1.13 Ton < Vn, la sección resiste el corte*
5 TRAMOS		*Cortante ultimo obtenido* *1.13 Ton < Vn, la sección resiste el corte*

REFUERZO POR TEMPERATURA

Para el refuerzo por temperatura se empleara el acero mínimo de la sección del ala considerando b=100cm (1m)

Asmin= 0.0018.b.hf = 0.90 cm²/m (Art 9.7.2 E-060) ,usando Ø 1/4" @ 0.35cm

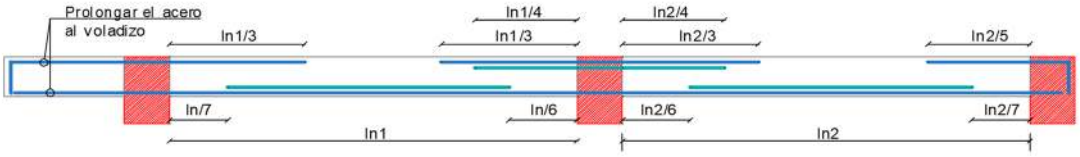
Limites de separación del acero 5.hf,45cm 5.hf= 25cm

Recomendación del Ing. Erly Enríquez Quispe 17.5cm

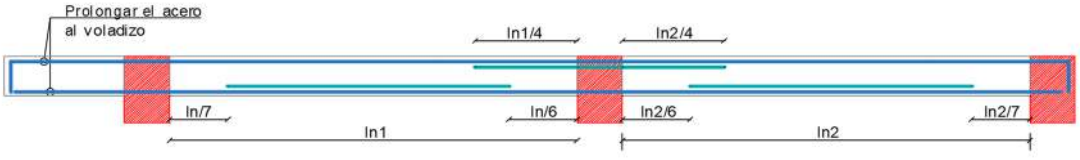
Se usará Ø1/4@ 17.5cm

ESQUEMA DE CORTE DEL ACERO

1.0. Si no presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



2.0. Si presenta acero negativo corrido se usara el siguiente esquema



Acero principal superior e inferior

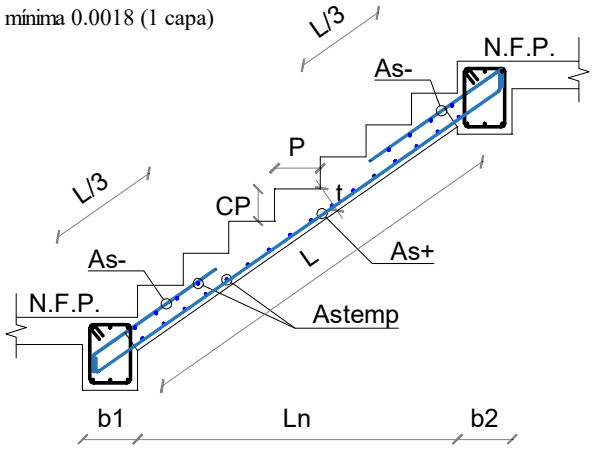
Acero adicional para resistir el momento

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERAS

DISEÑO DE ESCALERAS DE UN SOLO TRAMO

Yc: Peso específico del concreto (Tn/m3)	2.40
f'c: Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm2)	210
fy : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm2)	4200
s/c: Sobrecarga en escalera (Tn/m2)	0.20
acab: Peso de acabados (Tn/m2)	0.12
P: Dimensión del paso (m)	0.25
CP: Dimensión del contrapaso (m)	0.170
b1: Base del apoyo izquierdo (m)	0.30
b2: Base del apoyo derecho (m)	0.30
b: Base de la sección de escalera (m)	1.00
Ø: Factor de reduccion de resistencia por flexión	0.90
Ø: Factor de reduccion de resistencia por cortante	0.85
α: Factor de reducción para momento positivo	1.00
β: Factor de reducción para momento negativo	2.00

* Cuantía mínima 0.0018 (1 capa)



1. Analisis estructural

Ln (m)	t (m)	d (m)	hm (m)	CM (Ton/m)	CV (Ton/m)	Wu=1.4CM+1.7CV (Ton/m)	Vu (Ton)	Mu (Ton-m)	Mu+=αMu (Ton-m)	Mu-=Mu+/β (Ton-m)
1.50	0.10	0.07	0.206	0.614	0.200	1.200	1.08	0.49	0.49	0.24
2.00	0.10	0.07	0.206	0.614	0.200	1.200	1.38	0.79	0.79	0.40
2.50	0.10	0.07	0.206	0.614	0.200	1.200	1.68	1.18	1.18	0.59
3.00	0.15	0.12	0.266	0.759	0.200	1.403	2.32	1.91	1.91	0.95
3.50	0.15	0.12	0.266	0.759	0.200	1.403	2.67	2.53	2.53	1.27
4.00	0.15	0.12	0.266	0.759	0.200	1.403	3.02	3.24	3.24	1.62

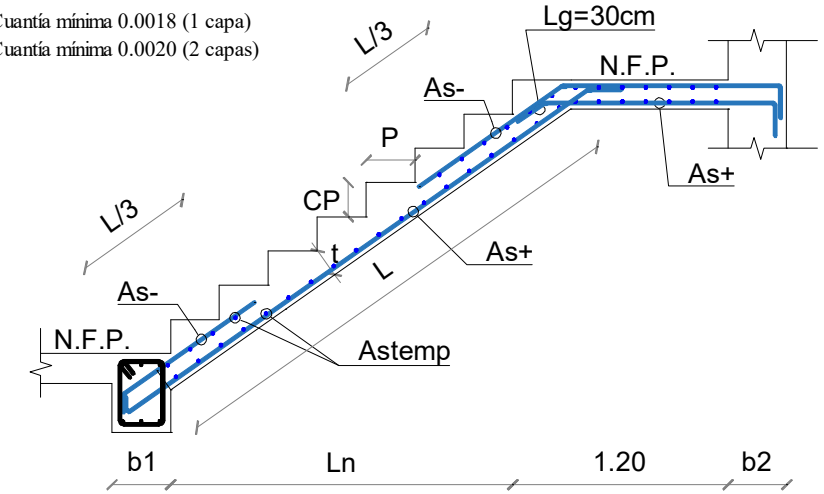
2. Diseño estructural

Ln (m)	As+ (cm²)	As- (cm²)	As_{temp} (cm²/m)	ØAs+	ØAs- / $ØAs_{temp}$	Sep. As+ (cm)	Sep. As- (cm)	Sep. As_{temp} (cm)	Vn=ØVc (ton)	Vn>Vu (ton)
1.50	1.90	0.93	1.80	3/8"	3/8"	30.00	30.00	37.50	6.53	Ok
2.00	3.17	1.54	1.80	3/8"	3/8"	20.00	30.00	37.50	6.53	Ok
2.50	4.84	2.31	1.80	3/8"	3/8"	12.50	30.00	37.50	6.53	Ok
3.00	4.40	2.15	2.70	3/8"	3/8"	15.00	32.50	25.00	9.79	Ok
3.50	5.93	2.87	2.70	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00	9.79	Ok
4.00	7.74	3.71	2.70	1/2"	3/8"	15.00	17.50	25.00	9.79	Ok

DISEÑO DE ESCALERAS CON DESCANSO

Yc: Peso específico del concreto (Tn/m3)	2.40
f'c: Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm2)	210
fy : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm2)	4200
s/c: Sobrecarga en escalera (Tn/m2)	0.50
acab: Peso de acabados (Tn/m2)	0.12
P: Dimensión del paso (m)	0.30
CP: Dimensión del contrapaso (m)	0.170
b1: Base del apoyo izquierdo (m)	0.30
b2: Base del apoyo derecho (m)	0.30
b: Base de la sección de escalera (m)	1.00
Lnd: Longitud del descanso (m)	1.20
Ø: Factor de reduccion de resistencia por flexión	0.90
Ø: Factor de reduccion de resistencia por cortante	0.85
α: Factor de reducción para momento positivo	1.00
β: Factor de reducción para momento negativo	2.00

* Cuantía mínima 0.0018 (1 capa)
* Cuantía mínima 0.0020 (2 capas)



*Para t >0.15m se usará acero negativo corrido y no se cortará como en la imagen.

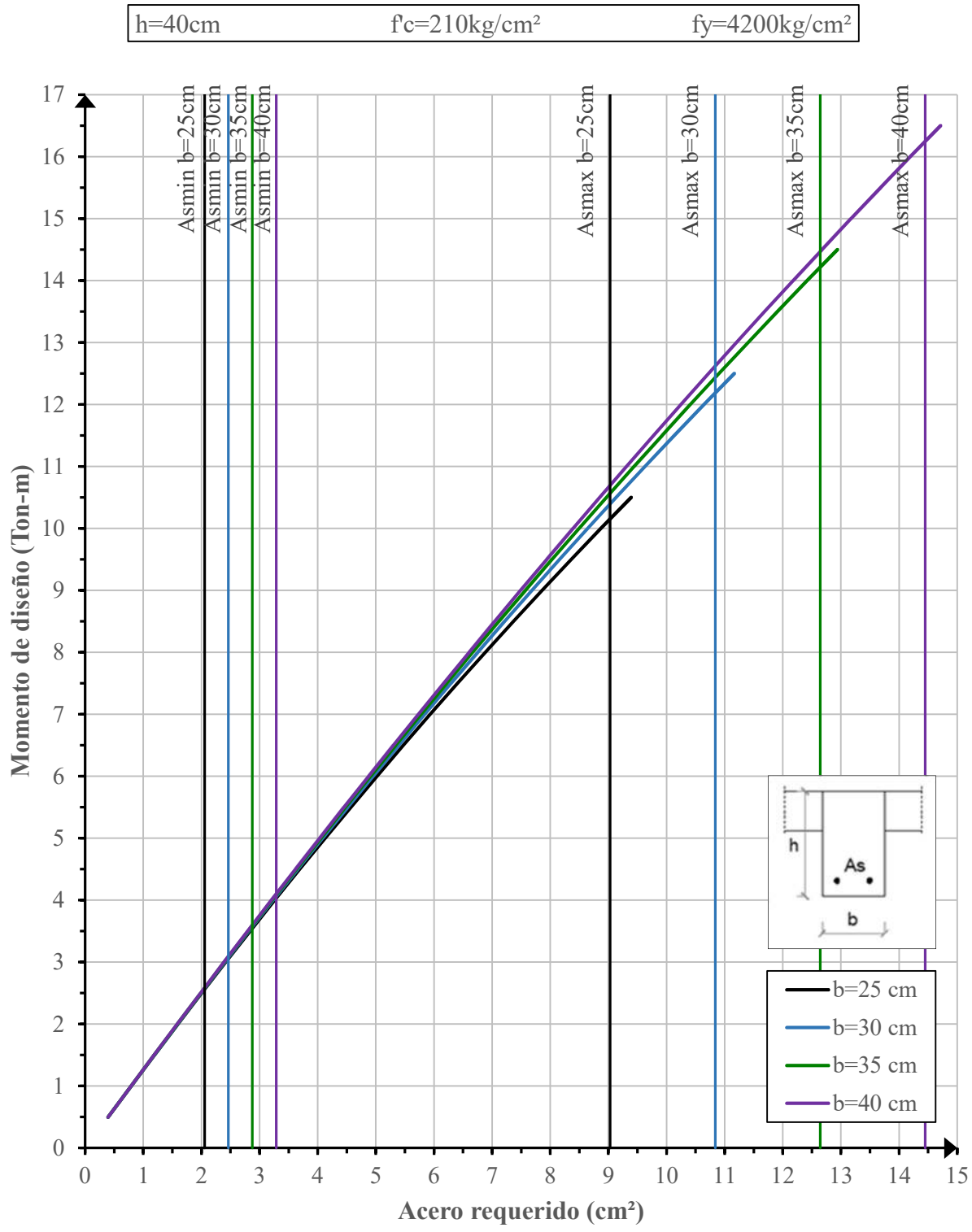
CM_1: Carga muerta del tramo inclinado
Wu_1: Carga ultima del tramo inclinado
CM_2: Carga muerta del descanso
Wu_2: Carga ultima del descanso

Ln	t (m)	d (m)	hm (m)	CM_1 (Ton/m)	CM_2 (Ton/m)	CV (Ton/m)	$Wu_1=1.4CM_1+1.7CV$ (Ton/m)	$Wu_2=1.4CM_2+1.7CV$ (Ton/m)2	Vu (Ton)	Mu (Ton-m)	Mu+=αMu (Ton-m)	Mu-=Mu+/β (Ton-m)
1.50	0.15	0.12	0.257	0.738	0.480	0.500	1.883	1.522	2.71	1.96	1.96	0.98
2.00	0.15	0.12	0.257	0.738	0.480	0.500	1.883	1.522	3.20	2.72	2.72	1.36
2.50	0.15	0.12	0.257	0.738	0.480	0.500	1.883	1.522	3.68	3.60	3.60	1.80
3.00	0.17	0.14	0.280	0.793	0.528	0.500	1.960	1.589	4.34	4.79	4.79	2.40
3.50	0.17	0.14	0.280	0.793	0.528	0.500	1.960	1.589	4.83	5.96	5.96	2.98
4.00	0.17	0.14	0.280	0.793	0.528	0.500	1.960	1.589	5.33	7.24	7.24	3.62

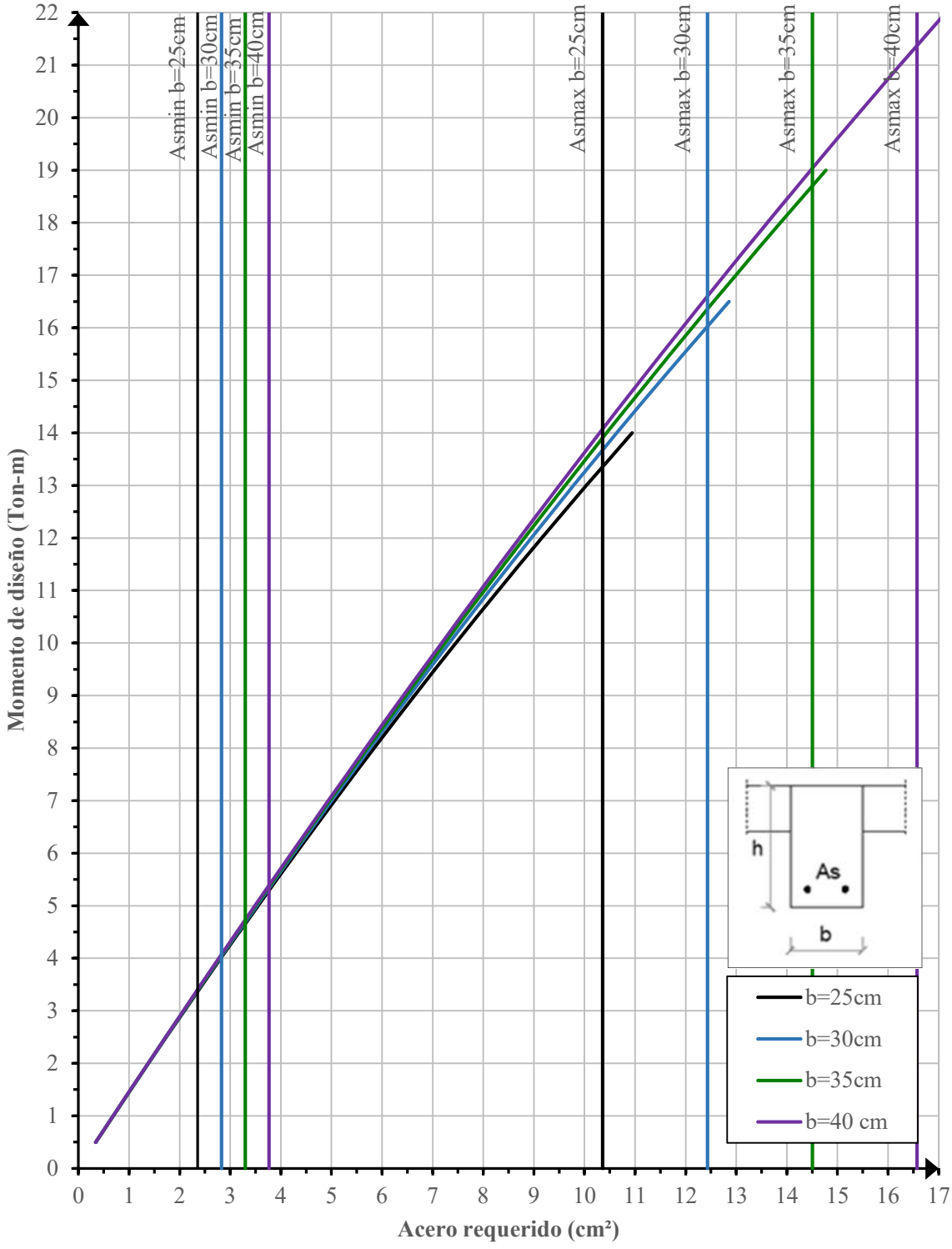
Ln	As+ (cm^2)	As- (cm^2)	As_{temp} (cm^2/m)	ØAs+	ØAs-	$ØAs_{temp}$	Sep. As+ (cm)	Sep. As- (cm)	Sep. As_{temp} (cm)	Vn=ØVc (ton)	Vn>Vu (ton)
1.50	4.51	2.20	2.70	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	30.00	25.00	9.79	Ok
2.00	6.40	3.09	2.70	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00	9.79	Ok
2.50	8.68	4.14	2.70	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	25.00	9.79	Ok
3.00	9.88	4.72	3.40	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	20.00	11.10	Ok
3.50	12.59	5.92	3.40	1/2"	3/8"	3/8"	10.00	10.00	20.00	11.10	Ok
4.00	15.78	7.29	3.40	5/8"	1/2"	3/8"	12.50	15.00	20.00	11.10	Ok

Anexo 11. Ábacos Diseñados

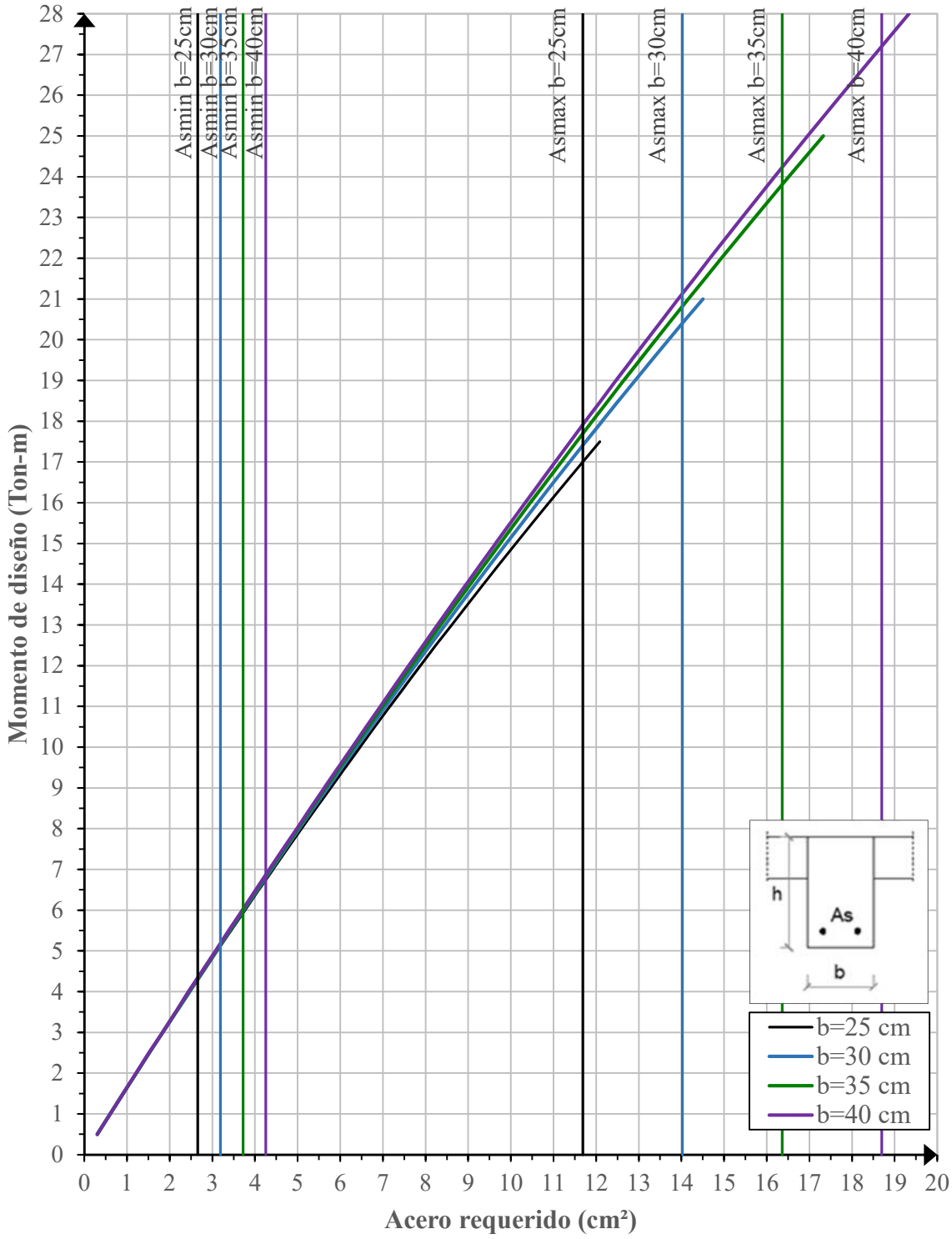
ÁBACOS PARA DISEÑO DE VIGAS



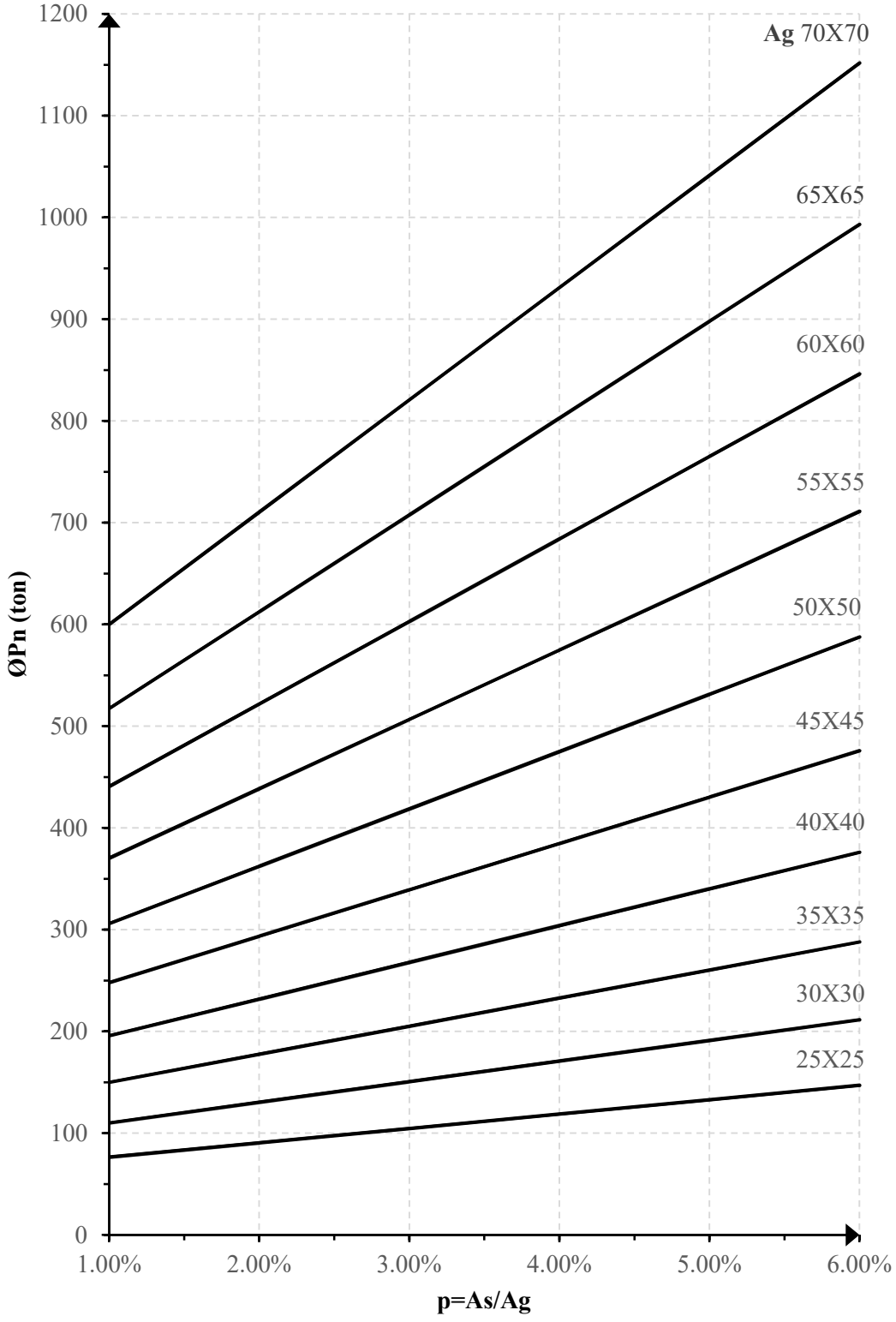
h=45cm	f'c=210kg/cm²	fy=4200kg/cm²



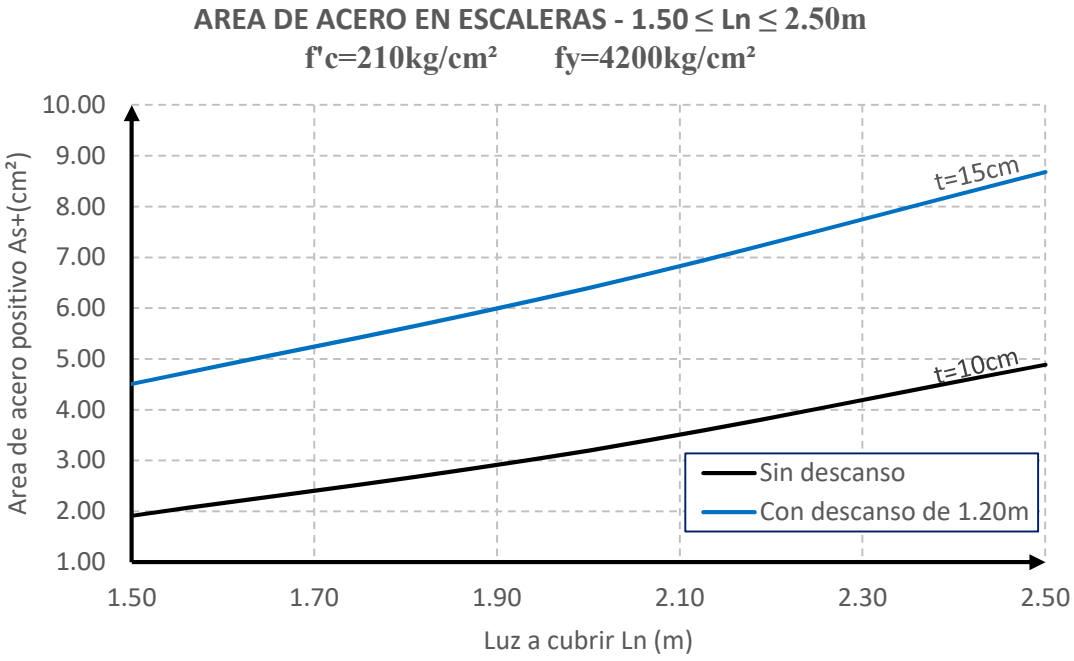
h=50cm	f'c=210kg/cm²	fy=4200kg/cm²

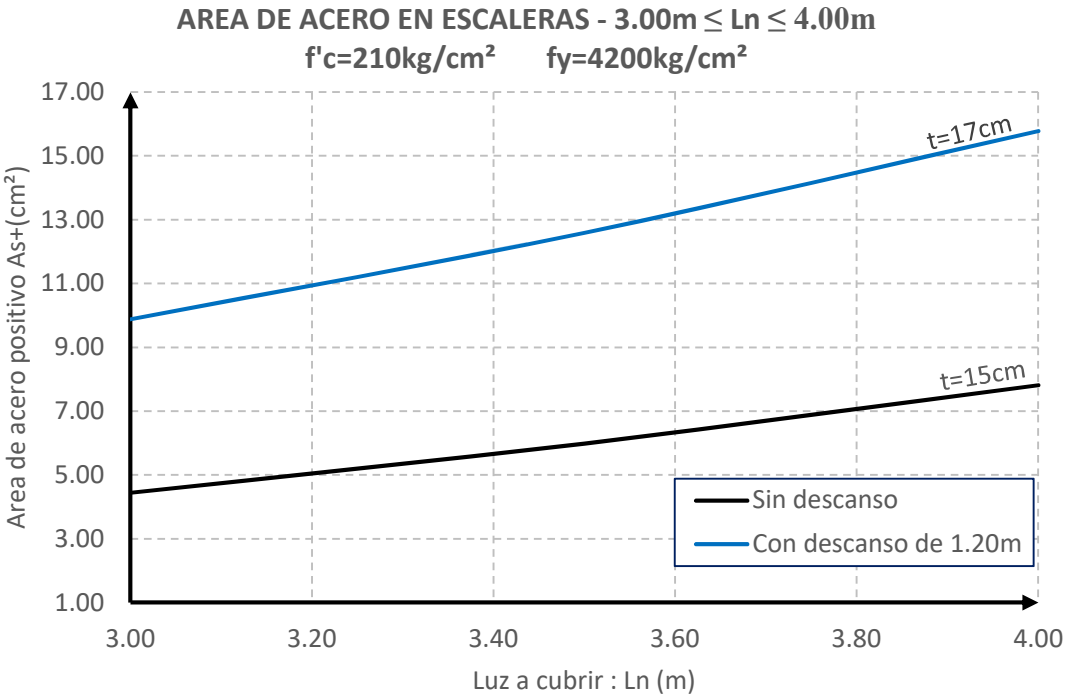


ABACO PARA EL CALCULO DE ACERO Y SECCIÓN DE COLUMNAS



ÁBACOS PARA EL CALCULO DE ACERO EN ESCALERAS





Anexo 12: Propuesta

AYUDA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

Para el uso de la tabla presente se debe recordar que la capacidad portante usada para plantear esta propuesta es de 0.85kg/cm², por lo tanto este tipo de cimentaciones sirve para suelo flexibles. De contar con el desarrollo de un estudio de mecànica de suelo de la zona donde se realizará la construcción, será preferible constatar la resistencia del terreno o en caso contrario se debe plantear otro tipo de cimentación a la aquí propuesta. La resistencia del concreto sera f´c=210kg/cm² y la de acero sera fy=4200kg/cm².

Se debe recordar que las zapatas en esquina (externas) suelen presentar esfuerzos mayores por lo que se recomienda, de ser posible mejorar el terreno de fundación removiendo 40cm por debajo de la zapata y reemplazandolo con una capa de 30cm de over (2"-4") y una capa de material granular de 10cm; las capas de mejoramiento deberán estar debidamente compactadas.

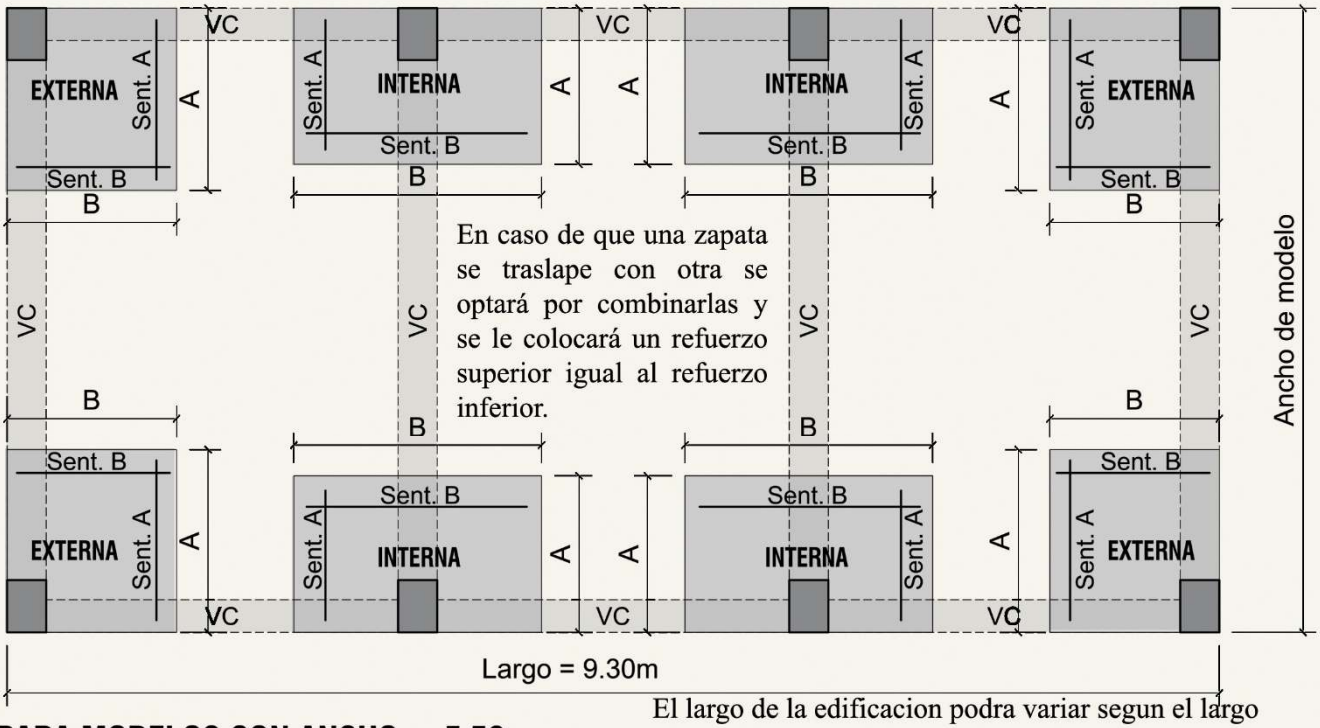
Se recomienda cautela al momento del uso de la información que se brinda.

Modelo	Tipo de cimentación	Dimensiones (m)			Refuerzo	Dimensiones de viga de cimentación	Armado	As Continuo	Estribos
		A	B	H					
Modelo de 3.50m	Internas	1.20	1.90	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.40	1.30		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=55cm	Inferior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	
Modelo de 4.00m	Internas	1.30	2.10	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.15	b=30cm	Superior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.50	1.40		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=55cm	Inferior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	
Modelo de 4.50m	Internas	1.40	2.20	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.60	1.50		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	
Modelo de 5.00m	Internas	1.50	2.40	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.70	1.65		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	
Modelo de 5.50m	Zapata corrida tipo L	1.40	Largo de edifcación	0.50	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
					Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	4 Ø 5/8"	
Modelo de 6.00m	Zapata corrida tipo L	1.60	Largo de edifcación	0.50	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
					Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	

Nota: Al reverso se presenta una ayuda gráfica sobre la ubicación y el amado que llevará cada elemento.

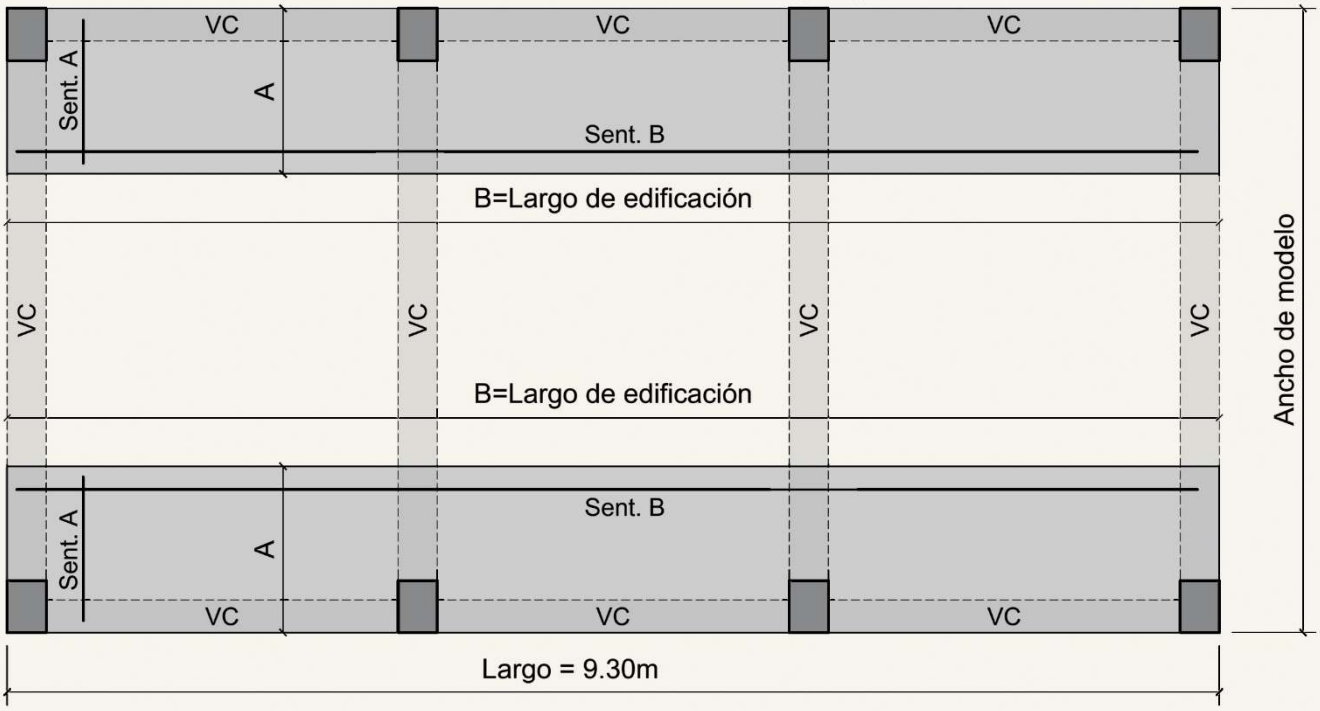
AUTOR: SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

PARA MODELOS CON ANCHO < 5.50m

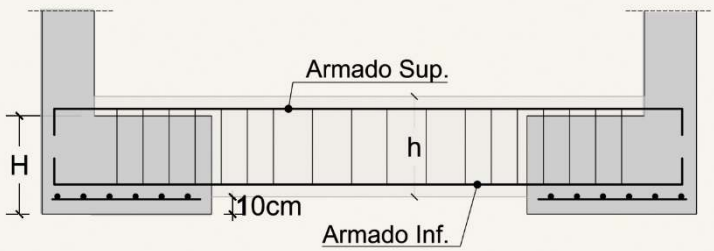


El largo de la edificacion podra variar segun el largo de los paños, la variación de cada paño se permite siempre que esta sea menor a 1.00m

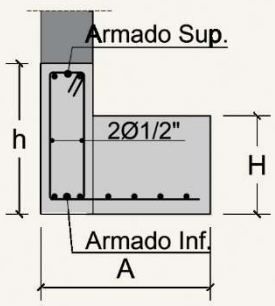
PARA MODELOS CON ANCHO ≥ 5.50m



DETALLE VIGAS DE CIMENTACION



DETALLE CIMIENTO TIPO L

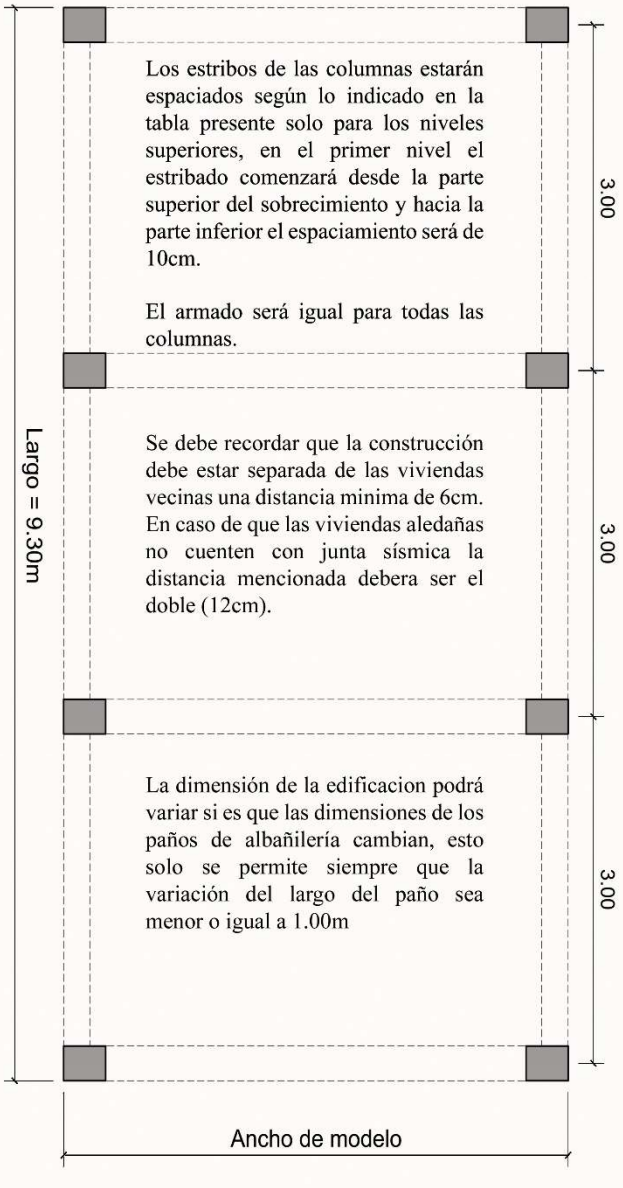


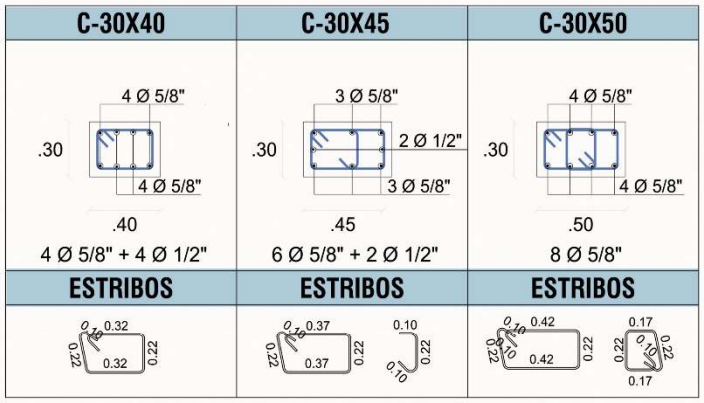
AUTOR: SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

APOYO PARA CONSTRUCCIÓN DE COLUMNAS, MUROS Y SOBRECIMIENTOS

Para la construcción de las columnas se debe usar concreto f'c=210kg/cm² y acero de fy=4200kg/cm², los muros deberán ser de ladrillo king kong de 18 huecos. NO se debe usar ladrillo pandereta como ladrillo estructural, solo usarlo para divisiones.

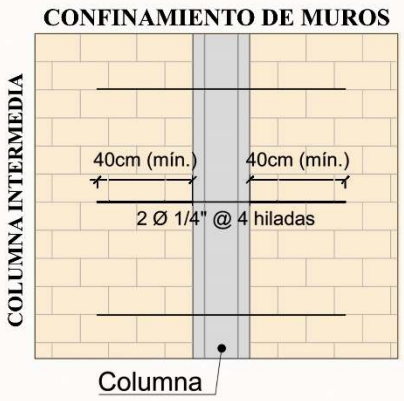
Modelo	Dimensiones	Refuerzo	Cuantía	Estribos
Modelo de 3.50m	h=30cm b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
Modelo de 4.00m	h=30cm b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
Modelo de 4.50m	h=30cm b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 5.00m	h=30cm b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 5.50m	h=30cm b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 6.00m	h=30cm b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm

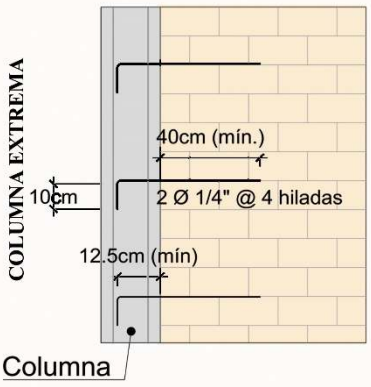


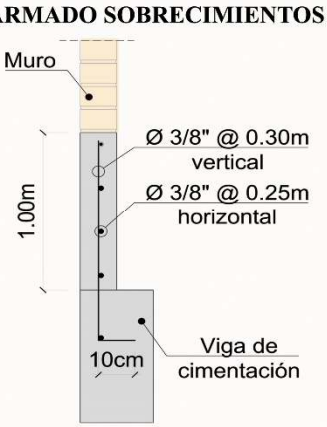


Nota: Los ganchos de los estribos irán alternados y según la separación indicada en la tabla

Los ganchos de los estribos deberán rotarse y no deben de colocarse en la misma dirección.







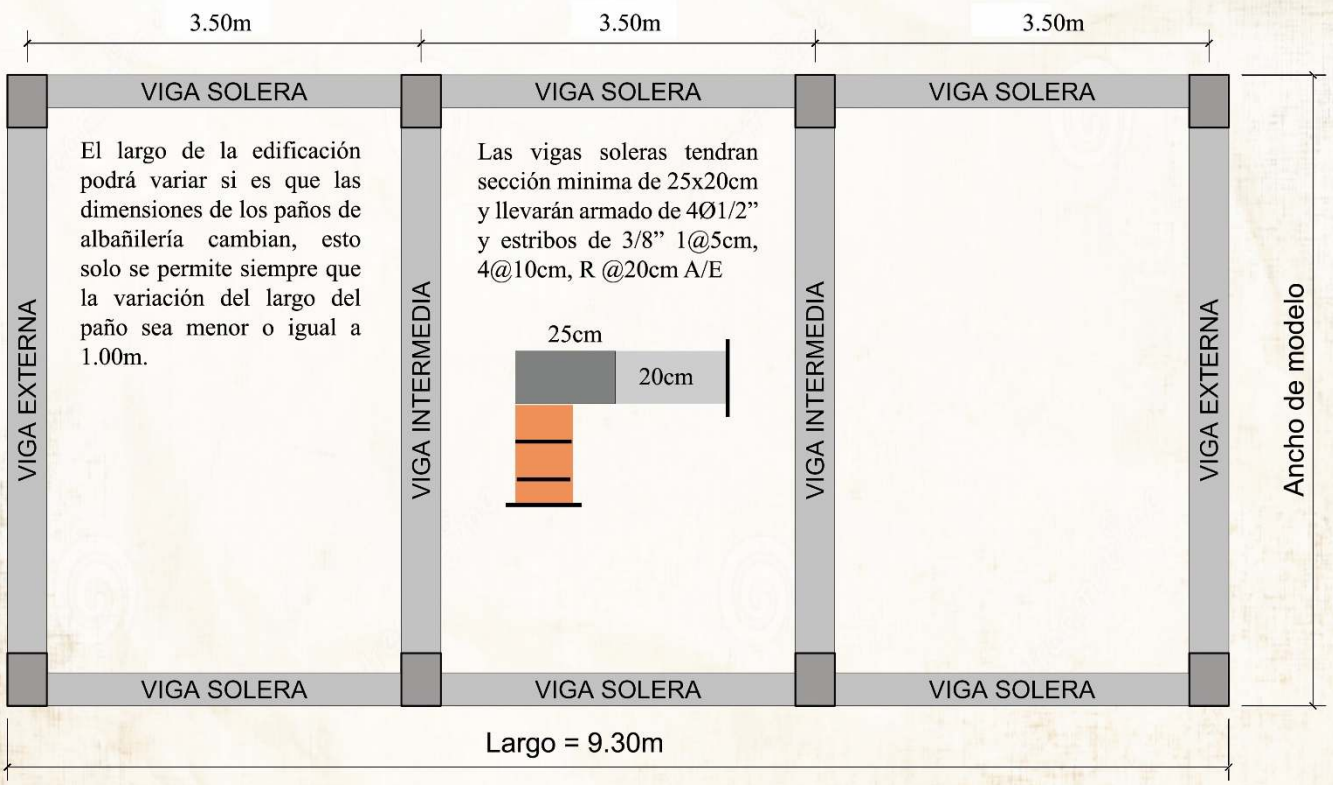
El armado de los sobrecimientos será sobre la viga de cimentacion existente, el acero a usar es de 3/8" y además se debe recordar que las columnas serán vaceadas despues del llenado y desencofrado de los sobrecimientos.

AUTOR: SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

AYUDA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIGAS

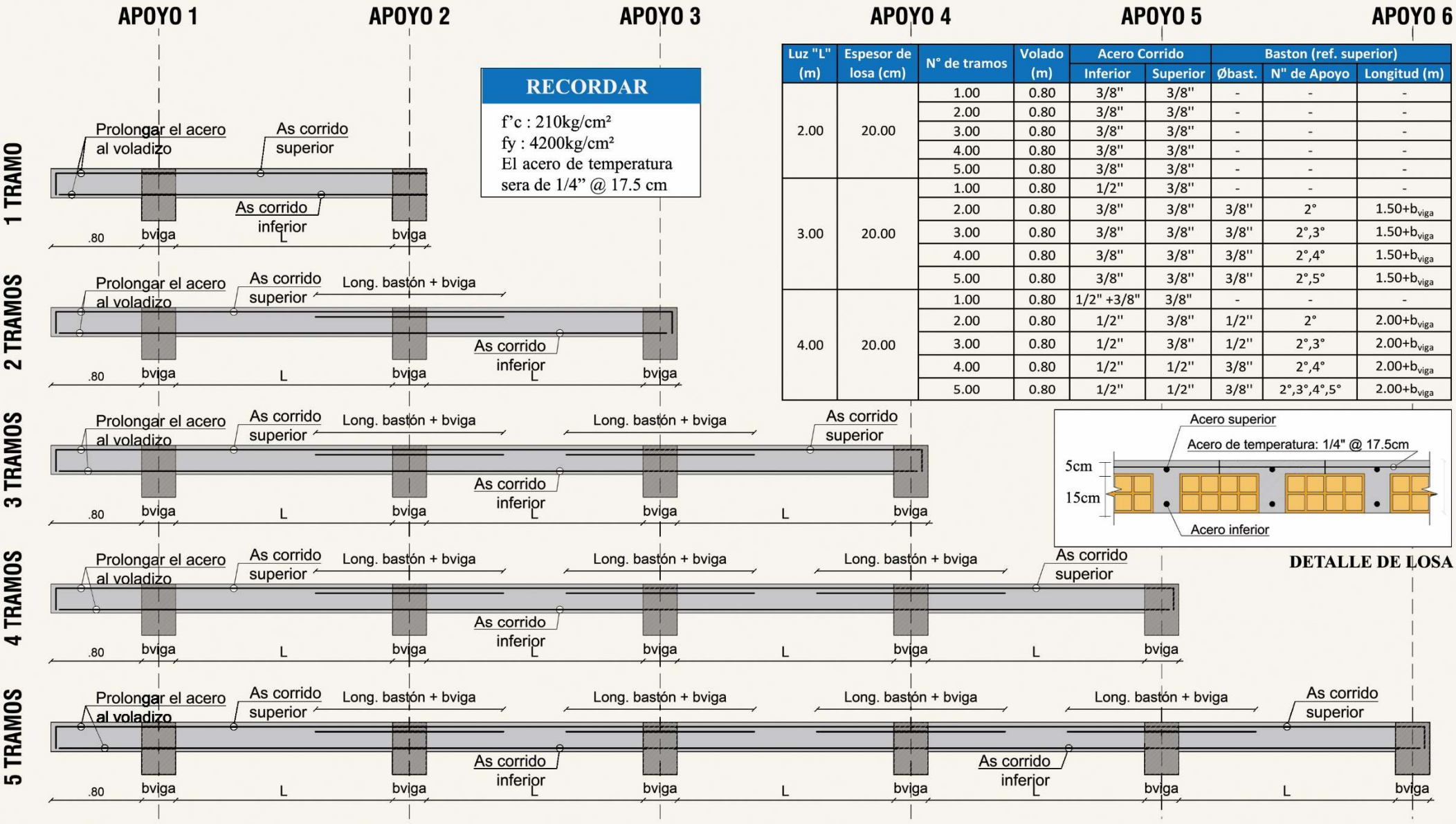
Para usar la tabla, la resistencia a la compresión del concreto debe ser f'c=210kg/cm² y la resistencia a la fluencia del acero igual a fy=420kg/cm²

Modelo	Dimensiones	Nivel	Tipo de viga	Armado	As Continuo	Estribos
Modelo de 3.50m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8"	
				Inferior	2 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.00m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.50m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 5.00m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 5.50m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
Modelo de 6.00m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	3 Ø 5/8"	
				Inferior	3 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	



AUTOR : SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

AYUDA PARA CONSTRUCCIÓN DE LOSAS H=20cm



RECORDAR

f'c : 210kg/cm²
fy : 4200kg/cm²
El acero de temperatura sera de 1/4" @ 17.5 cm

Luz "L" (m)	Espesor de losa (cm)	N° de tramos	Volado (m)	Acero Corrido		Baston (ref. superior)		
				Inferior	Superior	Øbast.	N" de Apoyo	Longitud (m)
2.00	20.00	1.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-
		2.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-
		3.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-
		4.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-
		5.00	0.80	3/8''	3/8''	-	-	-
3.00	20.00	1.00	0.80	1/2''	3/8''	-	-	-
		2.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°	1.50+b_{viga}
		3.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,3°	1.50+b_{viga}
		4.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,4°	1.50+b_{viga}
		5.00	0.80	3/8''	3/8''	3/8''	2°,5°	1.50+b_{viga}
4.00	20.00	1.00	0.80	1/2" +3/8"	3/8"	-	-	-
		2.00	0.80	1/2''	3/8''	1/2''	2°	2.00+b_{viga}
		3.00	0.80	1/2''	3/8''	1/2''	2°,3°	2.00+b_{viga}
		4.00	0.80	1/2''	1/2''	3/8''	2°,4°	2.00+b_{viga}
		5.00	0.80	1/2''	1/2''	3/8''	2°,3°,4°,5°	2.00+b_{viga}

DETALLE DE LOSA

AUTOR: SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

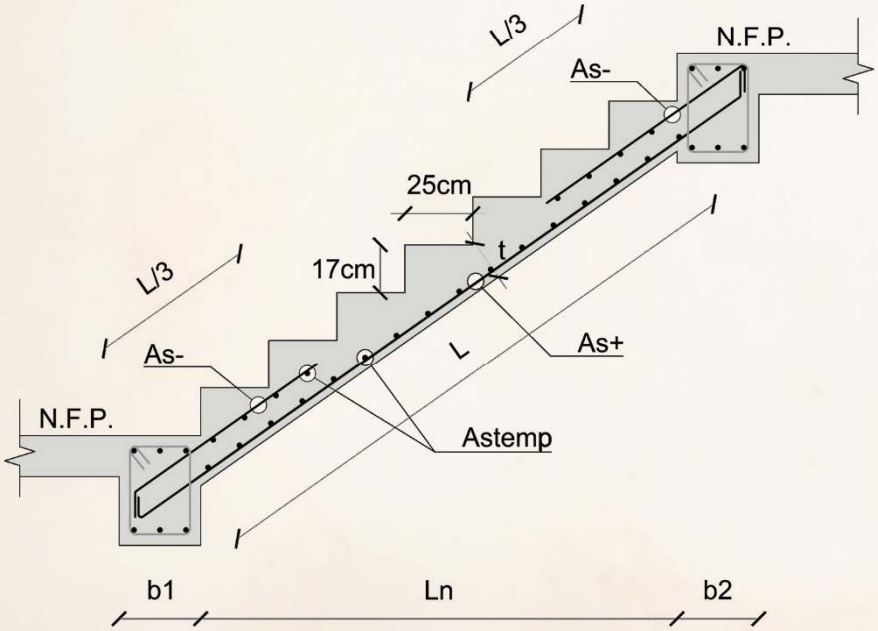
AYUDA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESCALERAS

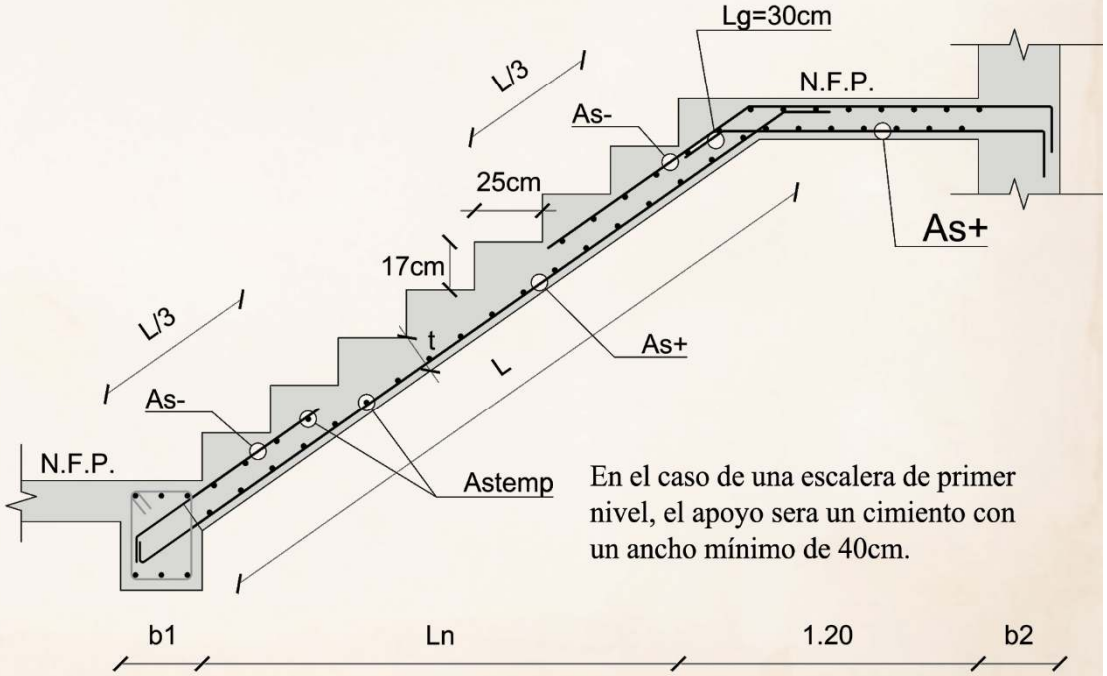
Para la construccion de una escalera se usará un concreto con resistencia a la compresión f'c=210kg/cm² y un acero con resistencia a la fluencia de fy=4200kg/cm².

Esaleras simples de un tramo							
Ln	t (m)	ØAs+	ØAs-	$ØAs_{temp}$	Sep. As+ (cm)	Sep. As- (cm)	Sep. Astemp (cm)
1.50	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	30.00	30.00	37.50
2.00	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	20.00	30.00	37.50
2.50	0.10	3/8"	3/8"	3/8"	12.50	30.00	37.50
3.00	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	32.50	25.00
3.50	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00
4.00	0.15	1/2"	3/8"	3/8"	15.00	17.50	25.00

Escaleras con descanso de 1.20m							
Ln	t (m)	ØAs+	ØAs-	$ØAs_{temp}$	Sep. As+ (cm)	Sep. As- (cm)	Sep. Astemp (cm)
1.50	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	30.00	25.00
2.00	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00
2.50	0.15	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	25.00
3.00	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	20.00
3.50	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	10.00	10.00	20.00
4.00	0.17	5/8"	1/2"	3/8"	12.50	15.00	20.00

Nota: Para t > 15cm se colocará acero corrido y no se cortará como en la imagen.





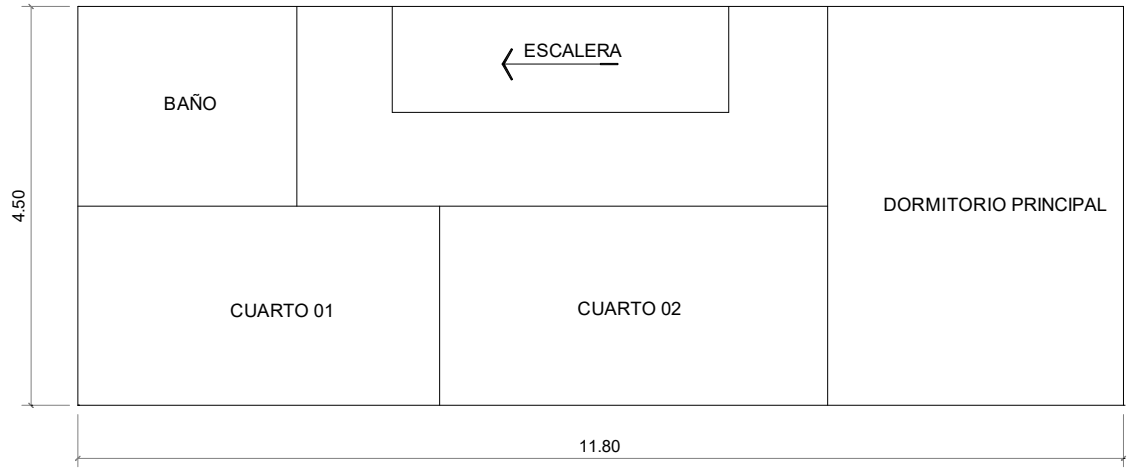
En el caso de una escalera de primer nivel, el apoyo sera un cimiento con un ancho mínimo de 40cm.

AUTOR: SNAYDER SMITH HEREDIA CHUQUIMANGO

Ancxo 13: Ejemplo aplicativo

Se pretende realizar la construcción de una vivienda de tres niveles en un lote de 49.50m² en la ciudad de Cutervo el cual presenta una forma regular. El dueño de la construcción desea contar con un primer nivel para uso de una bodega o para alquiler el cual no debe tener columnas centrales, este primer nivel debe contar con un medio baño, además para el segundo nivel la vivienda debe tener un dormitorio principal con baño propio y otros dos cuartos para otros usos. Los cuartos deben tener un baño compartido y el segundo nivel tendrá un voladizo de 80cm. La altura del primer nivel será de 3.00m y del resto de 2.40m. El esquema de distribución deseado es el que se presenta a continuación.

CROQUIS-PRIMER NIVEL



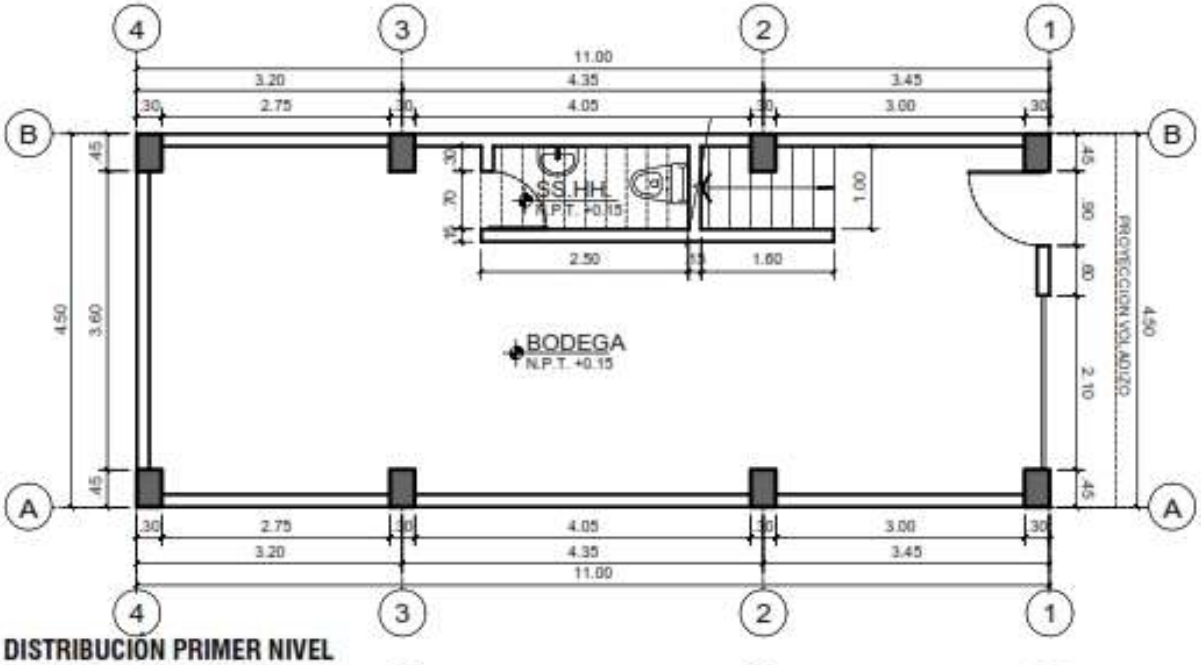
CROQUIS-SEGUNDO NIVEL

Del esquema planteado se procedió a realizar la distribución real de la vivienda así como la ubicación de los elementos estructurales que lo conforman. Según la propuesta para nuestro caso necesitaremos columnas de 30x45cm y vigas de 30cm de ancho por 45cm de peralte.

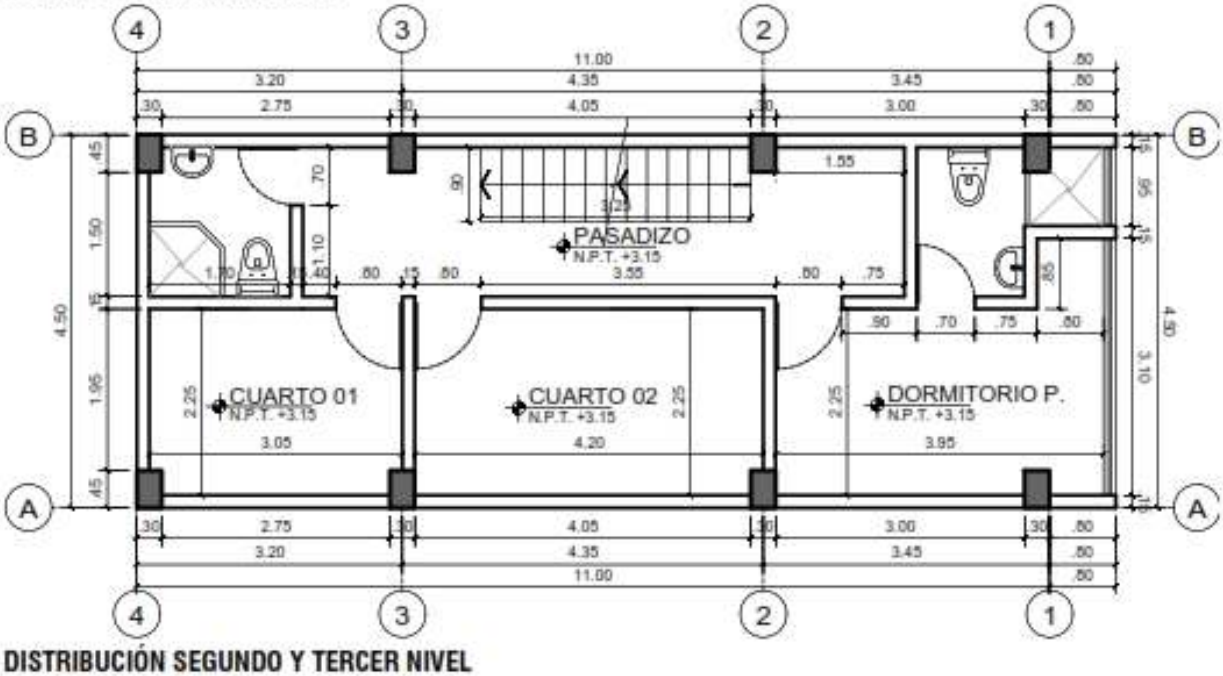
Modelo	Dimensiones	Refuerzo	Cuantía	Estribos
Modelo de 3.50m	h=30cm b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
Modelo de 4.00m	h=30cm b=40cm	4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2"	1.08%	3/8" - 1@ 5cm, 7@8cm, R@20cm
Modelo de 4.50m	h=30cm b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 5.00m	h=30cm b=45cm	6 Ø 5/8"+2 Ø 1/2"	1.07%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 5.50m	h=30cm b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm
Modelo de 6.00m	h=30cm b=50cm	8 Ø 5/8"	1.06%	3/8" - 1@ 5cm, 7@10cm, R@20cm

Modelo	Dimensiones	Nivel	Tipo de viga	Armado	As Continuo	Estribos
Modelo de 3.50m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8"	
				Inferior	2 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.00m	b=30cm h=40cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.15 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 4.50m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	3 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	3 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 5.00m	b=30cm h=45cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 9@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8"	
Modelo de 5.50m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
Modelo de 6.00m	b=30cm h=50cm	Primer y segundo piso	Intermedia	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	4 Ø 5/8"	
			Externa	Superior	3 Ø 5/8"	
				Inferior	3 Ø 5/8"	
		Azotea	Intermedia / Externa	Superior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 10@0.10, R@0.20 A/E
				Inferior	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	

Determinadas las secciones obtendríamos la distribución final de la vivienda, a continuación, se muestra el resultado de este proceso.



DISTRIBUCIÓN PRIMER NIVEL



DISTRIBUCIÓN SEGUNDO Y TERCER NIVEL

De la distribución planteada procederemos a comprobar si la estructuración es la indicada y si la estructura cumple con lo especificado en la normativa vigente. Para el análisis usaremos el software EtabsV16.2.1.

Resultados del Análisis Estructural

Como se mencionó se realizó el análisis estructural de la vivienda analizada, a continuación, se muestra el modelado de los elementos en el software.

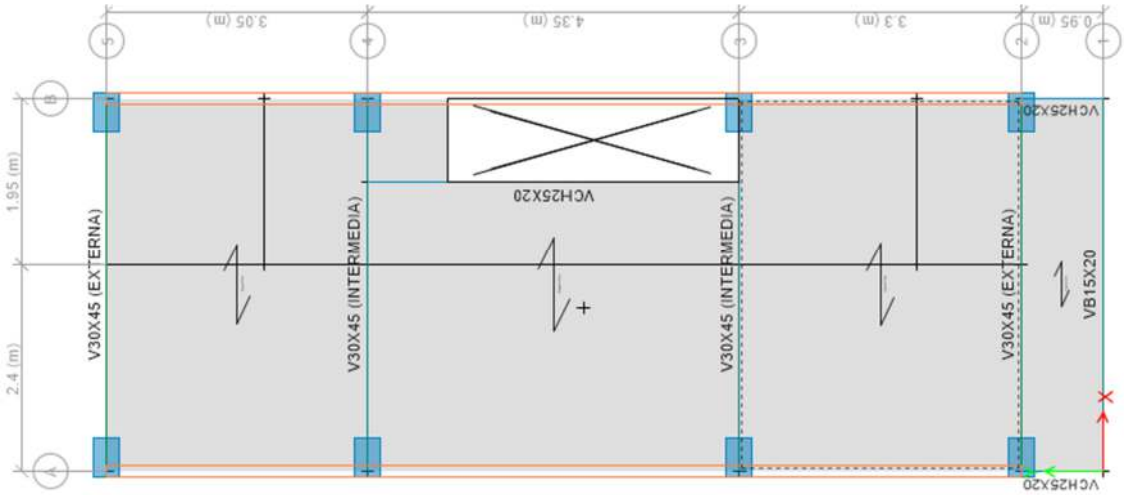


Figura 01. Modelamiento de vivienda analizada en Software Etabs.

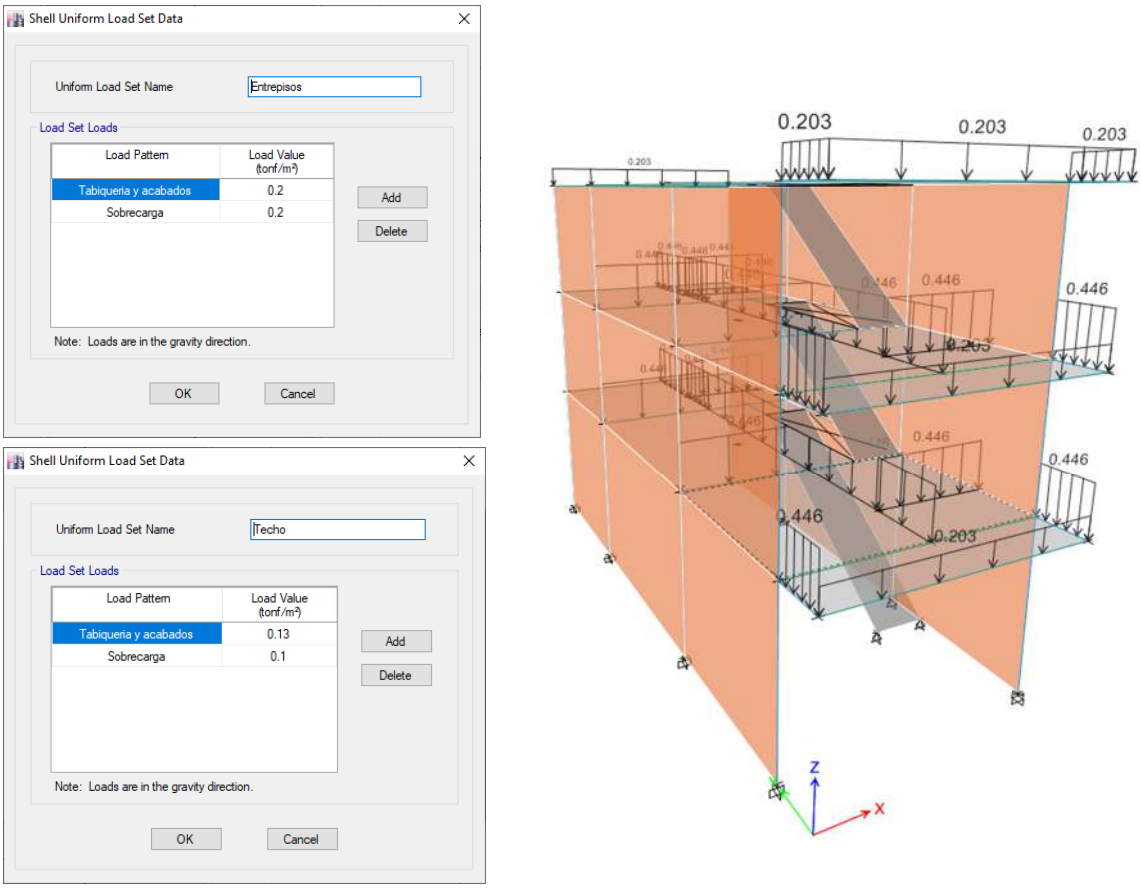


Figura 02. Cargas aplicadas en las losas y vigas.

Resultados

Modal Participating Mass Ratios

9 de 9 | Reload Apply

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.289	0.8969	0.0008	0			
Modal	2	0.175	0.0002	0.0148	0	0.8971	0.0156	0
Modal	3	0.103	0.0001	0.9054	0	0.8973	0.921	0
Modal	4	0.087	0.0886	0.0012	0	0.9859	0.9222	0
Modal	5	0.059	0.0001	0.0003	0	0.986	0.9225	0
Modal	6	0.046	0.0137	5.725E-07	0	0.9997	0.9225	0
Modal	7	0.037	0.0002	0.0709	0	0.9999	0.9934	0
Modal	8	0.035	0.0001	3.675E-06	0	1	0.9934	0
Modal	9	0.025	3.364E-05	0.0064	0	1	0.9998	0

The modal participating mass ratio in the global z-directio

Figura 03. Modos de vibración de la estructura, en ambos sentidos se alcanza el 90% de participación de masa.

Story Drifts

2 de 3 | Reload Apply

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	Deriva YY Max	Y	0.000201	6	4.35	4.25	7.8
Story2	Deriva YY Max	Y	0.000354	10	4.35	0	5.4
Story1	Deriva YY Max	Y	0.000393	6	4.35	4.25	3

Story Drifts

2 de 3 | Reload Apply

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	Deriva XX Max	X	0.001759	10	4.35	0	7.8
Story2	Deriva XX Max	X	0.002886	10	4.35	0	5.4
Story1	Deriva XX Max	X	0.002625	8	4.35	11.65	3

Figura 04. Distorsiones presentes en la edificación, en ningún caso sobrepasa el valor de 0.005.

Story Forces

4 de 4 | Reload Apply

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo Est. X	Bottom	0	-18.1243	0	116.597	0	-104.0368
Story1	Sismo Est. Y	Bottom	0	0	-24.1547	-57.5594	138.6524	0
Story1	Sismo Din. X Max	Bottom	0	16.3489	0.5764	105.594	3.2767	92.2226
Story1	Sismo Din. Y Max	Bottom	0	0.7685	21.9864	62.7343	122.2388	5.0945

Cortante	Vest	Irregularidad	80%Vest	Vdin	Factor
Vx	18.124	Regular	14.499	16.349	1.000
Vy	24.155	Regular	19.324	21.986	1.000

Figura 05. Verificación de la fuerza cortante mínima. Como se observa el cortante dinámico es mayor al 80% del estático, por lo que cumple con lo indicado en la E-030

Verificación de la cimentación

Para la verificación de la cimentación usaremos el software Safe y los valores presentados en la tabla para construcción de cimentaciones.

Modelo	Tipo de cimentación	Dimensiones (m)			Refuerzo	Dimensiones de viga de cimentación	Armado	As Continuo	Estribos
		A	B	H					
Modelo de 3.50m	Internas	1.20	1.90	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.40	1.30		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=55cm	Inferior	2 Ø 5/8" + 3 Ø 1/2"	
Modelo de 4.00m	Internas	1.30	2.10	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.15	b=30cm	Superior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.50	1.40		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.15	h=55cm	Inferior	3 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	
Modelo de 4.50m	Internas	1.40	2.20	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.60	1.50		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	
Modelo de 5.00m	Internas	1.50	2.40	0.60	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.17	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
	Externas	1.70	1.65		Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.17	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	
Modelo de 5.50m	Zapata corrida tipo L	1.40	Largo de edifcación	0.50	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	4 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
					Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	4 Ø 5/8"	
Modelo de 6.00m	Zapata corrida tipo L	1.60	Largo de edifcación	0.50	Sentido A-A --> Ø5/8 @ 0.20	b=30cm	Superior	5 Ø 5/8"	3/8" - 1@0.05, 8@0.10, R@0.20 A/E
					Sentido B-B --> Ø5/8 @ 0.20	h=60cm	Inferior	5 Ø 5/8"	

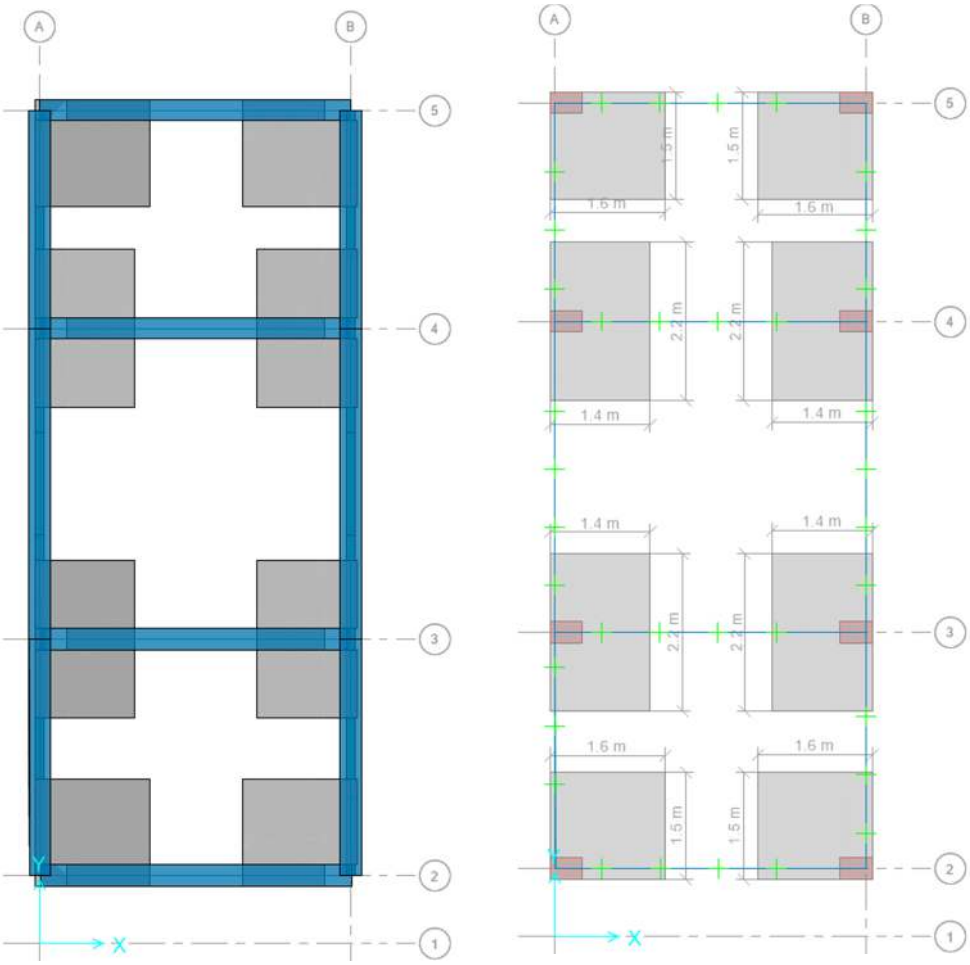
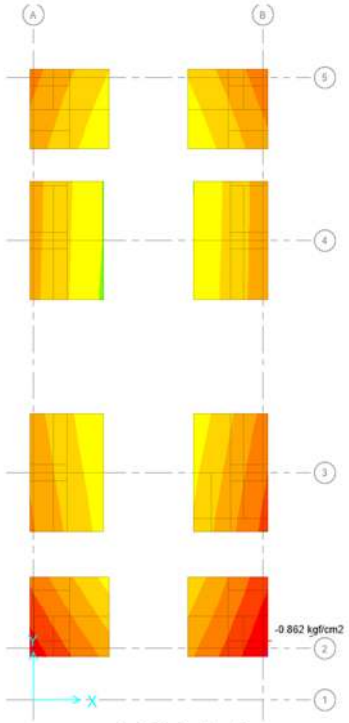
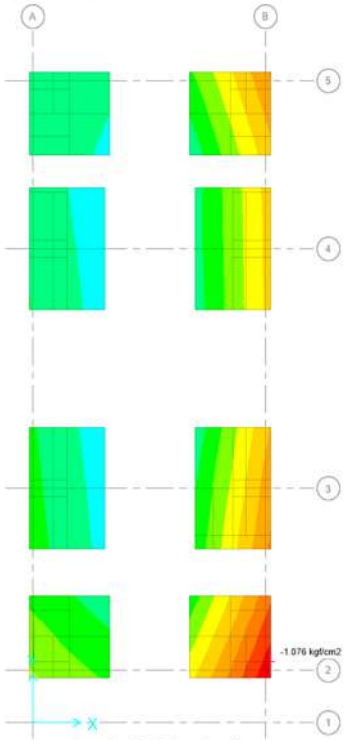
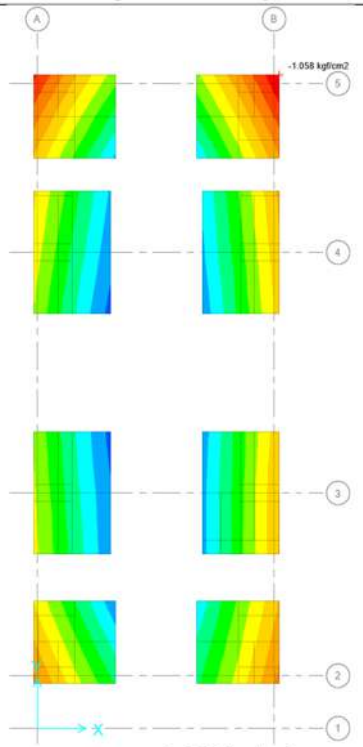


Figura 06. Planteamiento de la cimentación y dimensiones adoptadas

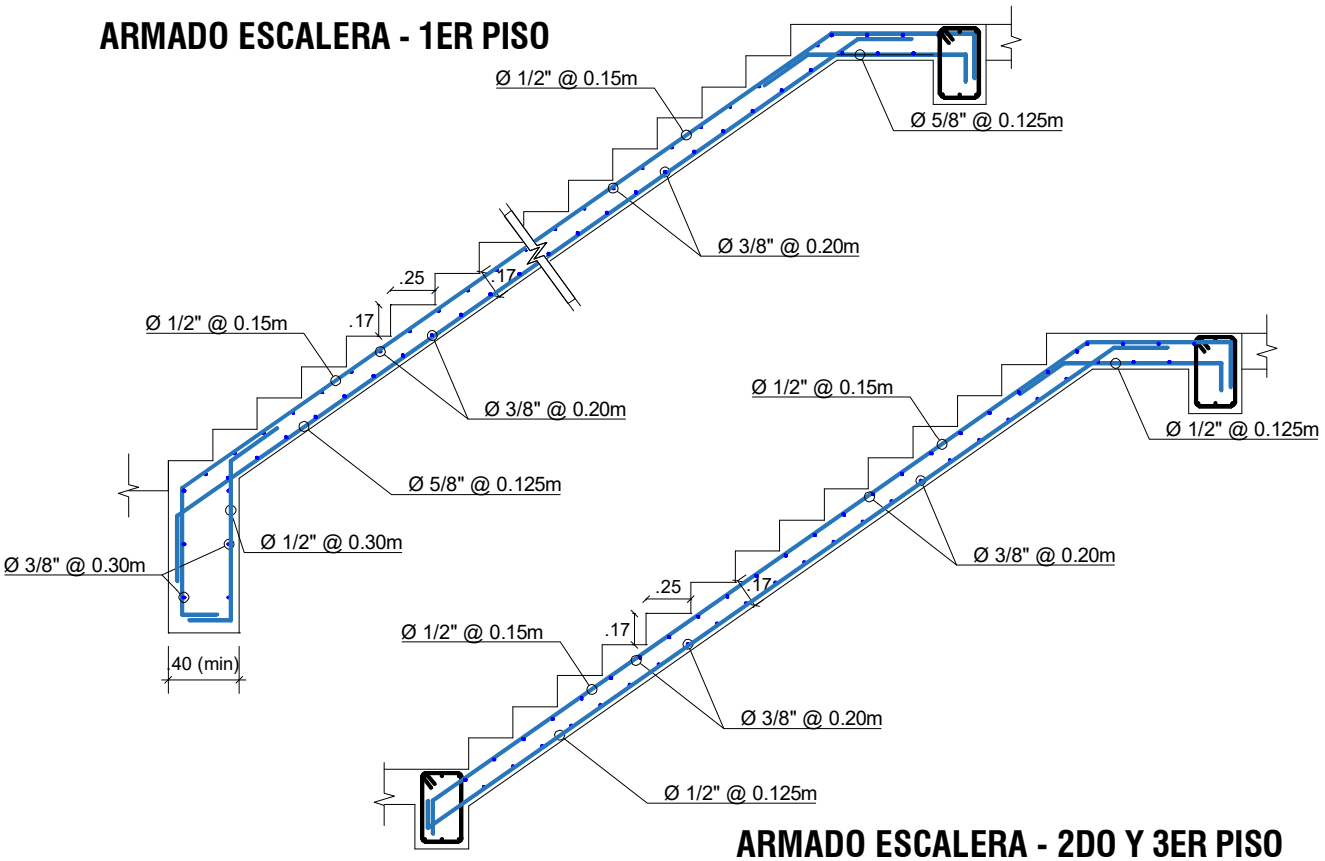
RESULTADOS DE ANÁLISIS		
SERVICIO 1 : CM+CV	SERVICIO 2 : CM+CV+0.8SX	SERVICIO 3 : CM+CV+0.8SY
$q_{admisible}$=0.85kg/cm²	1.30$q_{admisible}$=1.11kg/cm²	1.30$q_{admisible}$=1.11kg/cm²
		
σ_{max}= 0.862 kg/cm²	σ_{max}= 1.076 kg/cm²	σ_{max}= 1.058 kg/cm²
Como se observa el valor sobrepasa la capacidad portante en la esquina pero la diferencia es baja por lo que se acepta el diseño	Como se observa el valor es menor que 1.30qa=1.11kg/cm² por lo que se acepta el diseño	Como se observa el valor es menor que 1.30qa=1.11kg/cm² por lo que se acepta el diseño

Nota: Como se planteó en la propuesta las zapatas en esquina presentan una mayor carga y poca área por lo que se recomienda mejorar el terreno de estas zapatas mediante la remoción de 40cm de terreno por debajo de la zapata y reemplazarlo con material over de diámetro 2" a 4" en un espesor de 30cm debidamente compactado y luego los últimos 10cm con material granular (afirmado). Además debemos recordar que los EMS se realizan con un factor de seguridad de 3 por lo que en conclusión el modelo cumple y el diseño es aceptable

Diseño de las escaleras

Las escaleras presentes presentan un descanso y cubren una luz de 4.00 (primer nivel) y de 3.25 (resto de niveles), por lo que se usará la tabla correspondiente a escaleras con descanso.

Escaleras con descanso de 1.20m							
Ln	t (m)	ØAs+	ØAs-	$ØAs_{temp}$	Sep. As+ (cm)	Sep. As- (cm)	Sep. Astemp (cm)
1.50	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	15.00	30.00	25.00
2.00	0.15	3/8"	3/8"	3/8"	10.00	22.50	25.00
2.50	0.15	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	25.00
3.00	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	12.50	15.00	20.00
3.50	0.17	1/2"	3/8"	3/8"	10.00	10.00	20.00
4.00	0.17	5/8"	1/2"	3/8"	12.50	15.00	20.00

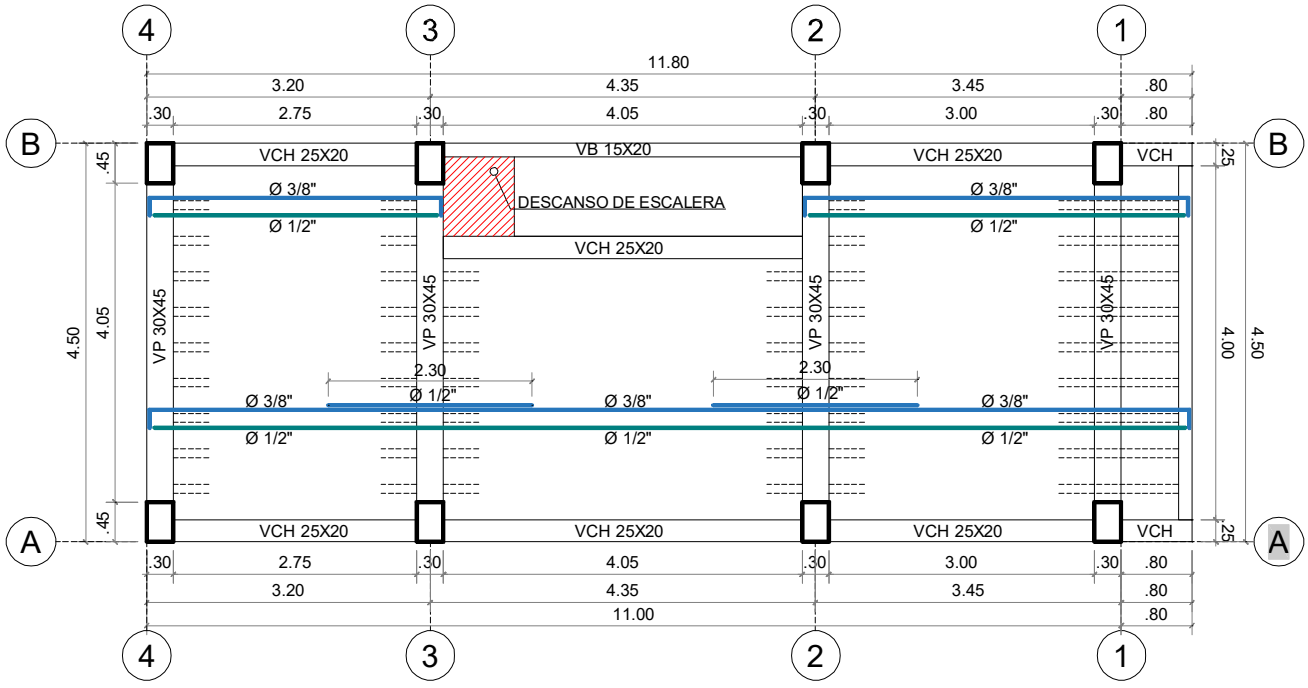


Diseño de losas

Como se aprecia en el plano en planta de la distribución planteada se cuenta con una luz entre vigas de 4.00m por lo que se usara el armado para tres tramos y luces de 4m. A continuación, se muestra el resultado:

Luz "L" (m)	Espesor de losa (cm)	N° de tramos	Volado (m)	Acero Corrido		Baston (ref. superior)			Acero por Temperatura
				Inferior	Superior	Øbast.	N" de Apoyo	Longitud (m)	
2.00	20.00	1.00	0.80	3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
3.00	20.00	1.00	0.80	1/2"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	3/8"	3/8"	3/8"	2°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	3/8"	3/8"	3/8"	2°,3°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	3/8"	3/8"	3/8"	2°,4°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	3/8"	3/8"	3/8"	2°,5°	1.50+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
4.00	20.00	1.00	0.80	1/2" +3/8"	3/8"	-	-	-	1/4" @ 17.5cm
		2.00	0.80	1/2"	3/8"	1/2"	2°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		3.00	0.80	1/2"	3/8"	1/2"	2°,3°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		4.00	0.80	1/2"	1/2"	3/8"	2°,4°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm
		5.00	0.80	1/2"	1/2"	3/8"	2°,3°,4°,5°	2.00+b_{viga}	1/4" @ 17.5cm

ARMADO FINAL



El acero de temperatura será de Ø 1/4" @17.5cm