

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR BAJO EL SISTEMA DE MUROS DE
DUCTILIDAD LIMITADA Y APORTICADO EN TACNA 2020”**

PARA OPTAR:

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. WILLIAM EDSSEL CALSINA CALCINA

BACH. GIOVANA MAMANI QUENTA

TACNA – PERÚ

2021

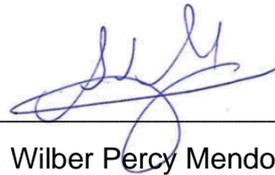
**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR BAJO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y
APORTICADO EN TACNA 2020”**

Tesis sustentada y aprobada el 01 de abril del 2021, estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



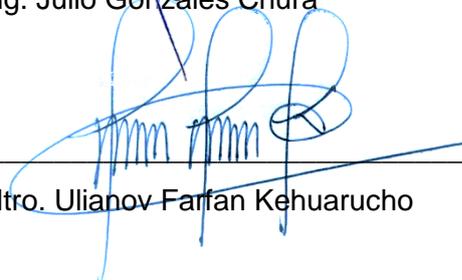
Mtro. Wilber Percy Mendoza Ramirez

SECRETARIO:



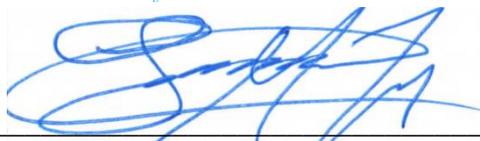
Ing. Julio Gorzales Chura

VOCAL:



Mtro. Uliano Farfan Kehuarucho

ASESOR:



Mtro. Giancarlos Javier Machaca Frias

DECLARACION JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo William Edsel Calsina Calcina, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 70128913.

Yo Giovana Mamani Quenta, en calidad de Bachiller de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 47998040.

Declaramos bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada:
“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR BAJO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y APORTICADO EN TACNA 2020”
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumimos frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra presentada. En consecuencia, nos hacemos responsables frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestras acciones se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 15 de marzo del 2021



Bach. William Edsel Calsina Calcina

DNI: 70128913



Bach. Giovana Mamani Quenta

DNI: 47998040

DEDICATORIA

Dedico principalmente este logro a mi madre Cecilia, por su apoyo, dedicación y amor incondicional pues fue quien me enseñó a luchar por mis sueños y ser perseverante y no dejarme vencer nunca.

Ella es mi principal motivo de superación para estudiar y convertirme en profesional y a mis hermanos por su compañía y comprensión.

Giovana Mamani Quenta.

Dedico este trabajo de investigación a mis padres, que fueron el principal soporte personal y emocional para que una de mis metas y sueños sea realizada.

A mi hermana Lily a quien le debo mucho, fue una de las personas que me apoyó durante diferentes etapas de mi vida entre ellas la culminación de mis estudios superiores, motivándome y ayudándome hasta donde sus alcances lo permitían. Sin ellos nada de esto hubiera sido posible, ¡muchas gracias!

William Edsel Calsina Calcina

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por sobre todas las cosas quien con su bendición llena nuestras vidas y nos provee de fuerzas para lograr nuestros objetivos.

Nuestro profundo agradecimiento a los Ingenieros encargados de cada curso impartido durante estos 5 años dentro de la universidad, por sus conocimientos y experiencias en el ámbito laboral que compartieron durante estos años de aprendizaje.

De igual manera nuestro agradecimiento a la Universidad Privada de Tacna, asimismo a las autoridades y personal que forman parte de éste.

Finalmente queremos expresar nuestro más grande y sincero agradecimiento al Mtro. Ing. Giancarlos Javier Machaca Frías, principal colaborador durante el proceso de realización del trabajo de investigación, quien, con su conocimiento, enseñanza y siempre predisposición permitió el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

DECLARACION JURADA DE ORIGINALIDAD	II
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
ÍNDICE GENERAL	VI
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
RESUMEN	XIV
ABSTRACT	XV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción de problema	2
1.2 Formulación del problema	2
1.2.1 Problema general	2
1.2.2 Problemas específicos	2
1.3 Justificación e importancia	3
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo general	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 Hipótesis de la investigación	3
1.5.1 Hipótesis general	3
1.5.2 Hipótesis específicas	3
CAPITULO II	5
MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del estudio	5
2.1.1 A nivel internacional	5
2.1.2 A nivel nacional	5
2.1.3 A nivel local	6

2.2	Bases teóricas	6
2.2.1	Sistemas Estructurales	6
2.3	Definición de términos	9
CAPITULO III.....		11
MARCO METODOLÓGICO		11
3.1	Tipo y nivel de la investigación	11
3.2	Población y/o muestra de estudio	11
3.3	Operacionalización de variables	11
3.4	Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	11
3.5	Procesamiento y análisis de datos.....	12
CAPITULO IV		13
RESULTADOS		13
4.1	Descripción del proyecto	13
4.1.1	Sistema de pórticos	13
4.1.2	Sistema de muros de ductilidad limitada.....	14
4.1.3	Estudio de suelos en la zona del proyecto.....	15
4.2	Análisis estructural usando el sistema de pórticos.....	17
4.2.1	Concepto de sistema de pórticos.....	17
4.2.2	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	17
4.2.2.1	Predimensionamiento de losa aligerada	17
4.2.2.2	Predimensionamiento de vigas.....	17
4.2.2.3	Predimensionamiento de columnas	18
4.2.3	Análisis sísmico	20
4.2.3.1	Modelo estructural	20
4.2.4	Análisis sísmico estático	22
4.2.5	Análisis sísmico dinámico	24
4.2.5.1	Análisis de aceleración espectral.....	24
4.2.5.2	Desplazamientos de la edificación.....	25
4.2.5.3	Cortante de diseño	27

4.3	Diseño en concreto armado usando el sistema de pórticos	27
4.3.1	Diseño de losa aligerada	27
4.3.2	Diseño de vigas	31
4.3.3	Diseño de columna.....	36
4.3.4	Diseño de zapata.....	45
4.4	Análisis estructural usando el sistema de muros de ductilidad limitada	57
4.4.1	Concepto de muros de ductilidad limitada	57
4.4.2	Predimensionamiento.....	57
4.4.2.1	Predimensionamiento de MDL.....	57
4.4.2.2	Predimensionamiento de losas macizas.....	58
4.4.2.3	Plata y vigas de cimentación	59
4.4.3	Metrado de cargas.....	59
4.4.3.1	Metrado por cargas de gravedad.....	59
4.4.3.2	Metrado por cargas de sismo	61
4.4.4	Análisis sísmico	64
4.4.4.1	Modelo estructural.....	64
4.4.5	Análisis sísmico estático.....	66
4.4.5.1	Periodo fundamental de vibración	66
4.4.5.2	Análisis de modos de vibración	66
4.4.6	Análisis sísmico dinámico.....	68
4.4.6.1	Análisis de aceleración espectral.....	68
4.4.6.2	Desplazamientos de la edificación.....	69
4.4.6.3	Cortante de diseño	71
4.5	Diseño en concreto armado usando el sistema de muros de ductilidad limitada	72
4.5.1	Diseño de losas	72
4.5.2	Diseño de muros	76
4.5.3	Diseño de la platea de cimentación	82
4.6	Comparativa económica entre ambos sistemas estructurales	88

4.6.1	Presupuesto de estructuras del sistema de pórticos.....	88
4.6.2	Presupuesto de estructuras del sistema de MDL.....	88
CAPITULO V		91
DISCUSIÓN.....		91
CONCLUSIONES.....		100
RECOMENDACIONES.....		101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		102
ANEXOS		103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Periodos de vibración y relación de masa	22
Tabla 2	Modos de vibración predominantes en el sentido X-X.....	23
Tabla 3	Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y	23
Tabla 4	Valores de Sa para valores desde 0s hasta 10s	24
Tabla 5	Derivas de entrepiso en la dirección X	26
Tabla 6	Derivas de entrepiso en la dirección Y	26
Tabla 7	Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala	27
Tabla 8	Cuantía vs Ku para el valor de Ku=11.21	33
Tabla 9	Cuantía vs Ku para el valor de Ku=13.36	34
Tabla 10	Cargas en la C-1 ubicado en los ejes 2-2 entre B-B.....	37
Tabla 11	Momentos últimos en X.....	37
Tabla 12	Momentos últimos en Y.....	38
Tabla 13	Cargas en la C-2 ubicado en los ejes 6-6 entre A-A.....	41
Tabla 14	Cargas en la C-3 ubicado en los ejes 6-6 entre B-B.....	43
Tabla 15	Cargas de servicio de la columna C-1.....	45
Tabla 16	Cuantía vs Ku para el valor de Ku=4.14	49
Tabla 17	Cargas de servicio de la columna C-2.....	50
Tabla 18	Cargas de servicio de la columna C-3.....	53
Tabla 19	Metrado de losa maciza típica.....	60
Tabla 20	Metrado de losa de baño.....	60
Tabla 21	Metrado de losa de azotea.....	61
Tabla 22	Factores y coeficientes para determinar V en la base	62
Tabla 23	Cargas para todos los niveles	62
Tabla 24	Peso total de la edificación.....	63
Tabla 25	Longitud total de muros de la edificación	64
Tabla 26	Periodos de vibración y relación de masa	67
Tabla 27	Modos de vibración predominantes en el sentido X-X.....	67
Tabla 28	Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y	68

Tabla 29	Valores de S_a para 0s hasta 10s	68
Tabla 30	Derivas de entrepiso en la dirección X	70
Tabla 31	Derivas de entrepiso en la dirección Y	70
Tabla 32	Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala	71
Tabla 33	Diseño en la dirección XX por cortante y flexión	75
Tabla 34	Diseño en la dirección YY por cortante y flexión	76
Tabla 35	Cargas en la base del muro M6	77
Tabla 36	Fuerzas últimas en la base del muro M6.....	78
Tabla 37	Momentos últimos en el muro M6	80
Tabla 38	Diseño por flexión y cortante en el sentido X-X	85
Tabla 39	Diseño por flexión y cortante en el sentido Y-Y	86
Tabla 40	Peso total de la edificación estructural	91
Tabla 41	Periodo fundamental de vibración estructural.....	92
Tabla 42	Derivas de entrepiso X-X según el tipo de sistema estructural.....	93
Tabla 43	Derivas de entrepiso Y-Y según el tipo de sistema estructural.....	93
Tabla 44	Concreto y acero en elementos estructurales de pórticos	94
Tabla 45	Concreto y acero en elementos estructurales de MDL	94
Tabla 46	Concreto y acero en la cimentación del sistema de pórticos	95
Tabla 47	Concreto y acero en la cimentación del sistema de MDL	96
Tabla 48	Concreto y acero en losas del sistema de pórticos.....	97
Tabla 49	Concreto y acero en losas del sistema de MDL	97
Tabla 50	Presupuesto total de la edificación.....	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Edificación con un sistema de pórticos.....	7
Figura 2	Edificaciones con muros de ductilidad limitada	8
Figura 3	Planta del sistema de pórticos.....	13
Figura 4	Planta sistema de muros de ductilidad limitada.....	14
Figura 5	Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación	15
Figura 6	Capacidad portante del suelo.....	16
Figura 7	Área tributaria C-1.....	19
Figura 8	Área tributaria C-2.....	20
Figura 9	Vista en planta y tridimensional del pórtico.....	21
Figura 10	Espectro de sismo según la norma E.030-2018 sistema de pórticos	25
Figura 11	Distorsiones máximas de entrepiso	25
Figura 12	Fuerzas cortantes en el aligerado de 20cm	28
Figura 13	Momentos flectores en el aligerado de 20cm.....	28
Figura 14	Corte de refuerzo para tramos de las viguetas	31
Figura 15	Distribución final del refuerzo en la losa aligerada	31
Figura 16	Ubicación de la viga más esforzada	32
Figura 17	Momentos últimos, positivo y negativo de la viga	32
Figura 18	Distribución de los estribos en la viga del eje 2 entre B y C.....	36
Figura 19	Distribución del acero en la viga	36
Figura 20	Diagrama de momentos, vista de elevación	37
Figura 21	Diagrama de interacción en la dirección X.....	38
Figura 22	Diagrama de interacción en la dirección Y	39
Figura 23	Distribución del acero en la columna C-1.....	40
Figura 24	Distribución del acero en la columna C-2.....	42
Figura 25	Distribución del acero en la columna C-3.....	45
Figura 26	Distribución del acero en la zapata Z-1.....	50
Figura 27	Distribución del acero en la zapata ubicada en la columna C-2.....	53
Figura 28	Distribución del acero en la zapata ubicada en la columna C-3.....	56

Figura 29	Tabla de peraltes mínimos de vigas no preesforzadas	58
Figura 30	Paño crítico de losa maciza	58
Figura 31	Vista en Planta y tridimensional de la estructura.....	65
Figura 32	Espectro de sismo según la norma E.030-2018 para la EMDL	69
Figura 33	Límites de distorsiones máximas de entrepiso	69
Figura 34	Momentos en la dirección X-X (ton-m/m).....	74
Figura 35	Momentos en la dirección Y-Y (ton-m/m).....	75
Figura 36	Vista en planta del muro M6	77
Figura 37	Disposición preliminar de acero en el muro M6	80
Figura 38	Diagrama de interacción en la dirección X, M6.....	81
Figura 39	Presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad	82
Figura 40	Presiones en el suelo debido a las combinaciones con sismo	83
Figura 41	Momentos flectores de la platea en la dirección X-X	84
Figura 42	Momentos flectores de la platea en la dirección Y-Y	85
Figura 43	Comparativa de concreto en elementos estructurales	94
Figura 44	Comparativa de acero en elementos estructurales	95
Figura 45	Comparativa de concreto en cimentaciones	96
Figura 46	Comparativa de acero en cimentaciones.....	96
Figura 47	Comparativa de concreto en losas.....	97
Figura 48	Comparativa de acero en losas	98
Figura 49	Presupuesto comparativo	98

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación denominado “Análisis comparativo estructural entre una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticado en Tacna 2020” se realizó el análisis sísmico y diseño estructural de los elementos más esforzados para lograr una comparativa estructural y económica entre el sistema de pórticos y el de muros de ductilidad limitada de una vivienda multifamiliar ubicada en la Urb. Los Nardos, perteneciente al distrito de Tacna con un área del terreno de 128 m².

Se realizó el análisis comparativo con la finalidad de determinar las ventajas que tiene un sistema con respecto de otro, que cumplan los requerimientos mínimos que establece el reglamento nacional de edificaciones.

Para el análisis y diseño estructural se inició con el predimensionamiento de los elementos estructurales para ambos sistemas, seguidamente se realizó el análisis sísmico utilizando la norma E.030-2018 Diseño sismorresistente , E.020 Cargas, después de verificadas las derivas de entrepiso y periodos en ambos sentidos para los dos sistemas estructurales se procedió a realizar el diseño de cada uno de los elementos estructurales más esforzados para cada sistema estructural, por ultimo con los planos ya detallados con la distribución de aceros se procedió a realizar el metrado de las partidas de estructuras, obviando las partidas de arquitectura, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias y otras partidas que no fueron motivo de estudio en la presente tesis.

Finalmente se realizó el análisis comparativo sísmico, estructural y económico entre ambos sistemas indicando las ventajas y desventajas que presentan cada sistema estructural propuesto.

Palabras clave: derivas de entrepiso, diseño estructural, diseño sismorresistente, sistema estructural.

ABSTRACT

In the present research work called "Structural comparative analysis between a multifamily house under the system of walls of limited ductility and contributed in Tacna 2020", the seismic analysis and structural design of the most stressed elements was carried out to achieve a structural and economic comparison between the built-in system and that of walls of limited ductility of a multifamily house located in Urb. Los Nardos, belonging to the district of Tacna with a land area of 128 m².

The comparative analysis was carried out in order to determine the advantages that one system has over another, that meet the minimum requirements established by the national building regulations.

For the analysis and structural design, the pre-dimensioning of the structural elements for both systems began, then the seismic analysis was carried out using the E.030-2018 seismic-resistant design standard, E.020 Loads, after verifying the mezzanine drifts and periods. In both directions for the two structural systems, the design of each of the most stressed structural elements for each structural system was carried out, finally with the drawings already detailed with the distribution of steels, the metering of the items of structures, ignoring the items of architecture, electrical installations, sanitary facilities and other items that were not the subject of study in this thesis.

Finally, a comparative seismic, structural and economic analysis was carried out between both systems, indicating the advantages and disadvantages of each proposed structural system.

Keywords: story drifts, structural design, earthquake design, structural system.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad en la ciudad de Tacna se presencia un crecimiento importante en población, evidenciándose así en la construcción de viviendas de 4 y 5 pisos, los que funcionan como viviendas multifamiliares o departamentos de alquiler, éstas viviendas son de sistemas estructurales convencionales, por ello en el presente trabajo de investigación se propone un análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas poco comunes en la zona de estudio, como son el sistema de pórticos y el sistema de muros de ductilidad limitada.

El análisis y diseño de los elementos estructurales usados en ambos sistemas propuestos (losa, columnas, muros, vigas, escaleras, cimentación.) se realizaron según los requerimientos de reglamento nacional de edificaciones, es los capítulos E.020 (cargas), E.060 (Diseño Sismorresistente), E.060 (Concreto Armado), E.050 (Suelos y cimentaciones).

El sistema de pórticos, es el sistema más utilizado en la actualidad y el más antiguo son cuyos elementos columna, viga y zapata están unidos a través de nodos rígidos formando pórticos en dos direcciones tanto en x como en y, permite transferir momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas.

El sistema de muros de ductilidad limitada consta de muros de concreto armado de espesores reducidos que soportan las cargas sísmicas y de gravedad, los mismos que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes, el acero de refuerzo horizontal y vertical por lo general está distribuido en una sola capa con mallas electrosoldadas o amarradas de forma manual.

En el presente trabajo de investigación se definen algunos lineamientos y restricciones de acuerdo a los resultados obtenidos, debido a que la norma no impone el tipo de sistema sismorresistente para muros de ductilidad limitada y tampoco hay una normativa vigente aún acerca de este sistema estructural, pero si predispone ciertos parámetros como son; las derivas, los espesores de muros y algunos parámetros para el diseño de la cimentación, por lo que es necesario determinar ciertas recomendaciones que se lograrán al final del trabajo de investigación y que ayude a futuros profesionales a limitar este sistema estructural.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de problema

En la ciudad de Tacna, la gran demanda de viviendas ha ocasionado que los proyectos inmobiliarios (viviendas multifamiliares, residenciales) se incrementen en los últimos años, en cuanto a la construcción y diseño, es común en la región utilizar los sistemas de albañilería confinada y/o sistemas duales, esto debido a que las empresas constructoras muchas veces no se atreven a construir con sistemas poco convencionales, ya sea por la falta de difusión de nuevos métodos o que éstos sistemas tengan una eficiencia incierta, especialmente en una zona muy sísmica como Tacna.

Por ello es necesario como ingenieros civiles tener conocimiento de los diversos sistemas estructurales existentes en las normas técnicas peruanas a fin de poder ofrecer soluciones seguras y económicas ante las exigencias que el sector construcción exige.

Para ello es necesario realizar un análisis comparativo estructural y económico, para diseñar y construir una edificación destinada a vivienda multifamiliar de mediana altura con el fin de determinar las principales cualidades, desventajas, entre dos sistemas poco convencionales en la ciudad de Tacna.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿Cuáles son las diferencias y qué sistema es más conveniente para diseñar y construir una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y de pórticos en Tacna?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Qué tipo de sistema estructural será el más adecuado, frente a un sismo de gran magnitud en una edificación destinada para una vivienda multifamiliar en la ciudad de Tacna?
- ¿Cuál será el sistema estructural más económico con respecto al otro que cumpla con las normas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones? Norma E.030-Diseño sismorresistente, Norma E.060- Concreto Armado, Norma E.050-suelos y cimentaciones, Norma E.020-cargas.
- ¿Cuáles son las desventajas de utilizar el sistema de muros de ductilidad limitada respecto al sistema de pórticos?

1.3 Justificación e importancia

Desde el punto de vista científico, este estudio nos permitirá elegir el método y el sistema estructural más apropiado para la construcción de proyectos similares futuros en la ciudad de Tacna considerando aspectos de diseño estructural sismorresistentes.

Desde el punto de vista económico, este estudio de investigación nos permitirá conocer cuál de estos dos sistemas propuestos tiene un menor costo en su ejecución.

Desde el punto de vista social, el estudio nos va a permitir tomar mejores decisiones futuras en cuanto a sistemas estructurales, considerando aspectos económicos y mejor comportamiento de las estructuras sometidas a cargas sísmicas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Analizar, diseñar y comparar los resultados obtenidos entre una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y sistema de pórticos en la ciudad de Tacna, en base al Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4.2 Objetivos específicos

- Elaborar el diseño sismorresistente de los dos sistemas estructurales propuestos y determinar cuál tiene un mejor comportamiento según la norma E.030 diseño sismorresistente.
- Realizar un comparativo económico teniendo en cuenta los materiales con mayor incidencia en el proyecto.
- Determinar las ventajas y desventajas de utilizar el sistema de muros de ductilidad limitada y el sistema de pórticos.

1.5 Hipótesis de la investigación

1.5.1 Hipótesis general

El sistema estructural de pórticos tiene un mejor comportamiento estructural en la ciudad de Tacna con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada.

1.5.2 Hipótesis específicas

- El sistema estructural que mejor comportamiento sísmico tendrá frente a un sismo de gran magnitud en la ciudad de Tacna será el sistema de pórticos.

- El sistema estructural de muros de ductilidad limitada será más económico que el sistema con pórticos, cumpliendo con las normas E.030-Diseño sismorresistente, E.060-Concreto armado, E.050 Suelos y cimentaciones, E.020 Cargas.
- El tipo de cimentación requerido por un sistema de muros de ductilidad limitada tendrá mayores costos y mayor complejidad en el proceso constructivo que una cimentación tradicional con zapatas que requiere un sistema de pórticos en la zona de estudio.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 A nivel internacional

Maldonado & Villamil (2016), realizaron su tesis llamada “Evaluación del uso de sistemas estructurales aporricados, para zonas de amenaza sísmica alta y baja en Colombia, en un edificio tipo geometría regular y altura de entrepiso de 3m”, en la investigación tiene como objetivo hacer unos estudios en zonas donde reciben constante amenazas sísmicas en Colombia se seleccionaron 03 zonas (Alta, Intermedia y baja).

De la investigación realizada en Colombia, se concluye que la cantidad de pisos, el tipo de suelo y la zona de amenaza sísmica son directamente proporcionales a los valores de las derivas en cada uno de los 700 modelos realizados, ya que éstos afectan directamente a las secciones de los elementos estructurales de la edificación con sistema de pórticos.

Vizconde (2015), realizó la tesis llamada: “Estudio de la calidad en la construcción de viviendas con el sistema constructivo muros de ductilidad limitada en la ciudad de Guayaquil y propuesta para su correcto funcionamiento”. Esta investigación se basó en la evaluación de planos estructurales de viviendas de 3 pisos construidos bajo el sistema de muro de ductilidad limitada, también se buscó encontrar las distintas patologías y defectos constructivos en edificaciones construidos bajo el mismo sistema, también tiene como finalidad encontrar aquellas causas por las cuales se produjeron esas patologías en la construcción y presentar una propuesta para mejorar su calidad.

Uno de los principales aportes de esta investigación realizada en Guayaquil, Ecuador es que desarrolla una metodología muy completa para estudiar a fondo un proyecto de viviendas basándose en normas internacionales como la colombiana, venezolana y peruana.

2.1.2 A nivel nacional

Maco (2014) realizó una tesis titulada “Análisis y diseño de una edificación multifamiliar de siete pisos con muros de ductilidad limitada”, la investigación consiste en analizar y diseñar un edificio de concreto armado de siete niveles, el edificio fue diseñado con el sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) tanto en los X-X e Y-Y, el techo de la edificación de losa maciza.

Esta tesis fue realizada para una vivienda multifamiliar ubicada en la ciudad de Lima (cercado), en este proyecto de investigación inicialmente plantea cimentaciones

de zapatas combinadas y aisladas, las cuales tienen que ser reemplazadas al final, por una platea de cimentación debido a la densidad de cimientos corridos.

Borda & Pastor (2007), realizaron una tesis titulada “Desempeño sísmico en un edificio aporticado peruano de seis pisos”, Consiste en analizar y diseñar un edificio de pórticos con columnas cuadradas y el peralte de las vigas sean iguales al lado de las columnas, se tomaron en cuenta tres tipos de periodos diferentes.

De los aportes principales que obtenemos de este trabajo de investigación es que indica que según los resultados que obtiene, afirma que la norma peruana nos conduce a edificios con sistema estructural de pórticos muy rígido, debido a que el valor de 7% que indica la norma es un valor conservador.

2.1.3 A nivel local

Anco & Mamani (2020), realizaron la tesis llamada “Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna – 2020”, En esta investigación da a conocer la propuesta de un diseño con este sistema, especificando la descripción del proyecto, el pre dimensionamiento y la estructuración.

Una de las conclusiones importantes que nos indica la tesis es que la respuesta sísmica es absorbida por los muros de concreto de espesores muy reducidos comparados con otros sistemas, estos muros no son sometidos a desplazamiento inelástico, uno de los más grandes beneficios de este sistema es reducir en tiempo y costo su construcción.

Zuñiga, (2018), realizó la tesis llamada “Estudio comparativo de la respuesta estructural de una edificación aporticada de 6 niveles, cimentada en la zona norte, centro y sur de la ciudad de Tacna, considerando interacción suelo estructura”, consiste en el estudio de la interacción suelo estructura de una edificación de 6 niveles con el sistema de pórticos.

De esta tesis podemos resaltar que mediante sus resultados obtenidos al procesar los reportes acelerográficos y determinar mediante ensayos MASW los parámetros elásticos, concluye que las mayores amplificaciones sísmicas se encuentran a las zonas norte de Tacna.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Sistemas Estructurales

Un sistema estructural es la unión de elementos que conforman una estructura como: Losa, viga y columna, cuyo objetivo es soportar las diferentes cargas a las que están expuestas. La manera en que están unidos los elementos define el

comportamiento final de la estructura y conforman diferentes sistemas estructurales, de los cuales diseñaremos y evaluaremos dos viviendas multifamiliares de concreto armado bajo el sistema de pórticos y sistema de muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

Estructuras de concreto armado (Norma E.030 Diseño Sismorresistente)

a) Sistema estructural de pórticos

El Sistema de pórticos desde la antigüedad a la actualidad es uno de los menos utilizados en Tacna para el uso de viviendas, por lo cual es importante analizar los diferentes tipos de suelos, para saber si son aptos para ejecutar la vivienda multifamiliar en ese terreno.

Este tipo de sistemas permite transferir cargas estructurales a la cimentación, por lo que se debe priorizar el diseño de estos elementos.

Figura 1

Edificación con un sistema de pórticos



Nota. edificación con pórticos del hotel Westlin libertador, Lima-Perú

Características:

Es el sistema de construcción más difundido en el Perú y el más antiguo. Es conocida en nuestro país por su resistencia y durabilidad los elementos estructurales principales con las vigas, columnas y cimientos que son conectados a través de nudos por lo consiguiente forman un pórtico en direcciones x e y.

Ventajas:

- Es versátil con la distribución de ambientes.
- Las solicitaciones sísmicas gracias a su flexibilidad.

Desventajas:

- En general, el sistema presenta baja resistencia y rigidez a cargas laterales.
- Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, los cuales producen daños en elementos no estructurales.
- Se dificulta mantener las derivas bajo los límites permisibles.

b) Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)

Son edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesor reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. (Norma E.030 Sismorresistente).

Figura 2

Edificaciones con muros de ductilidad limitada



Nota. Imagen tomada por “Edificaciones de calidad” (Chiclayo-Perú)

Características:

- En la norma E.060 (concreto Armado), en la norma define los procedimientos para el diseño eficiente a este tipo de sistema.
- El espesor de muros en estos sistemas va desde 10 cm hasta 15 cm.
- El cimiento utilizado para este sistema es la platea de cimentación.

Ventajas:

- El principal beneficio de este sistema es la rapidez de su proceso constructor en comparación a otros sistemas como el sistema de pórticos.
- El encofrado es fácil de armar y desarmar.

- El costo de construcción para este sistema es menor comparado con la construcción de otros sistemas

Desventajas

- Durante la construcción de una vivienda con este sistema, el edificio es propenso a sufrir alguna fisura en techos y muros.
- Los muros tienen capacidad portante y es casi imposible modificar el diseño en edificios utilizados como vivienda de este sistema.
- Presenta deficiencias acústicas ya que los muros son más delgados que lo habitual.
- Para la construcción de estos muros la mano de obra deberá ser calificada y con experiencia.

2.3 Definición de términos

1. **Cimentaciones:** son elementos estructurales y su misión es transmitir las cargas de la construcción o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.
2. **Deriva:** Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, con este factor se determina si las derivas se encuentran dentro de lo establecido según la normal E0.30 Diseño sismorresistente.
3. **Ductilidad:** Es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.
4. **Losa:** la losa es una estructura horizontal plana de concreto armado que separa un nivel de otro en una construcción. Ahora traduciendo, es la parte de arriba (el techo de una planta) o de abajo (el piso de la planta de arriba) de una casa.
5. **Movimientos sísmicos:** Los movimientos sísmicos son las vibraciones de la corteza terrestre, de corta duración, pero de intensidad variable, se propaga concéntricamente y de forma tridimensional a partir de un punto en la corteza profunda o Manto superficial (en general, en la Litosfera) en el que se pierde el equilibrio de masas. A este punto se le denomina hipocentro.

Cuando las ondas procedentes del hipocentro llegan a la superficie terrestre se convierten en bidimensionales y se propagan en forma concéntrica a partir del primer punto de contacto con ella. Este punto llama epicentro. Según nos alejamos del hipocentro se produce la atenuación de la onda sísmica.

- 6. Pórtico:** Es un sistema estructural formado por vigas y pilares. las vigas apoyan sobre los pilares transmitiéndoles la carga. si la unión entre viga y pilar es articulada, la viga sólo transmite a los pilares carga vertical.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y nivel de la investigación

El tipo del trabajo de investigación es aplicativo, tiene como finalidad principal realizar el análisis comparativo y diseño estructural de una edificación de vivienda multifamiliar con dos sistemas estructurales diferentes.

3.2 Población y/o muestra de estudio

La población en estudio será la zona de cercado de la ciudad de Tacna, la muestra será una vivienda multifamiliar ubicada en la asociación Los Nardos.

3.3 Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Indicadores
<p>Variable independiente</p> <p>Análisis comparativo estructural</p>	<p>Diseño, análisis y comparativa estructural de una edificación destinada a vivienda multifamiliar con distintos sistemas estructurales (MDL y pórticos).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Cuadros comparativos • Costos y presupuestos • Análisis y diseño de una vivienda.
<p>Variable dependiente</p> <p>Vivienda Multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y pórticos.</p>	<p>Edificación de 5 niveles ubicada en la provincia y distrito de Tacna.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estático sismorresistente • Análisis dinámico sismorresistente. • Diseño estructural de ambos sistemas estructurales.

3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Para la recolección de datos se utilizaron datos estadísticos y bibliografía relacionada o afín a la investigación realizada.

Asimismo, entrevistas y opiniones en base a experiencias pasadas de profesionales con mayor conocimiento en el tema de diseño y ejecución de obras con estos tipos de sistema estructural propuestos.

3.5 Procesamiento y análisis de datos

La presente tesis de investigación fue realizada para un modelo de vivienda multifamiliar con 05 niveles que se detallan en los planos de arquitectura.

Para el diseño y análisis de la edificación se realizó un modelo tridimensional con el software ETABS, SAP2000 y SAFE.

Para el análisis económico se realiza un metrado de las principales partidas estructurales que más incidencia de costos tienen en el proyecto, obviando las partidas de arquitectura, instalaciones eléctricas y sanitarias, debido a que éstas son variables con respecto a ambos sistemas estructurales propuestos, las demás partidas son fijas para ambos sistemas.

Una vez realizado el metrado se realizó un análisis de costos para cada caso, con el fin de realizar el análisis comparativo de ambos sistemas y obtener conclusiones generales.

CAPITULO IV RESULTADOS

4.1 Descripción del proyecto

4.1.1 Sistema de pórticos

La estructura en proyecto es una edificación de vivienda multifamiliar de 5 niveles con un área de 128 m², ubicada en el departamento, provincia y distrito de Tacna, en la asociación los Nardos Mz 101 Lt 16.

La edificación para ambos sistemas estructurales consta de:

Primer nivel:

01 ingreso principal, 01 SS.HH., 02 dormitorios, 02 patios, 01 cocina, 01 sala-comedor, 01 hall, 02 cocheras, 01 escalera y ascensor.

Segundo, tercero, cuarto y quinto nivel:

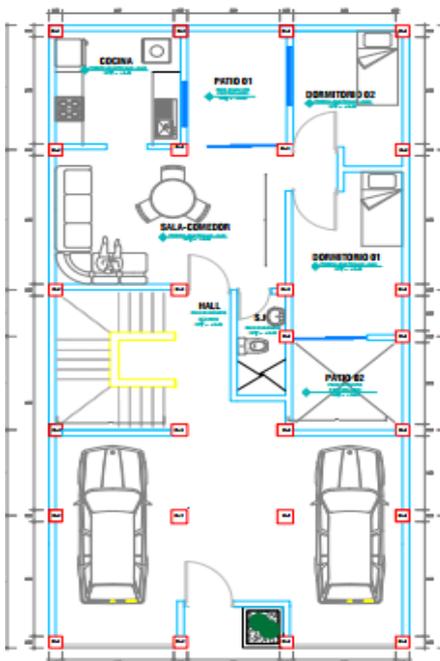
04 dormitorios, 02 sala-comedor, 02 cocinas, 02 SS.HH., 01 hall.

Teniendo 02 departamentos por nivel a excepción del primero que solo cuenta con 01, se cuenta con un total de 09 departamentos en toda la edificación.

El área techada es de 108,52 m² por nivel, y el perímetro de 48 m, alturas de entrepiso de 2,8 m y una altura total de 14 m.

Figura 3

Planta del sistema de pórticos



4.1.2 Sistema de muros de ductilidad limitada

La estructura en proyecto es una edificación de vivienda multifamiliar de 5 niveles con un área de 128 m², ubicada en el departamento, provincia y distrito de Tacna. En la asociación los Nardos Mz 101 Lt 16.

La edificación para ambos sistemas estructurales consta de:

Primer nivel:

01 ingreso principal, 01 SS.HH., 02 dormitorios, 02 patios, 01 cocina, 01 sala-comedor, 01 hall, 02 cocheras, 01 escalera y ascensor.

Segundo, tercero, cuarto y quinto nivel:

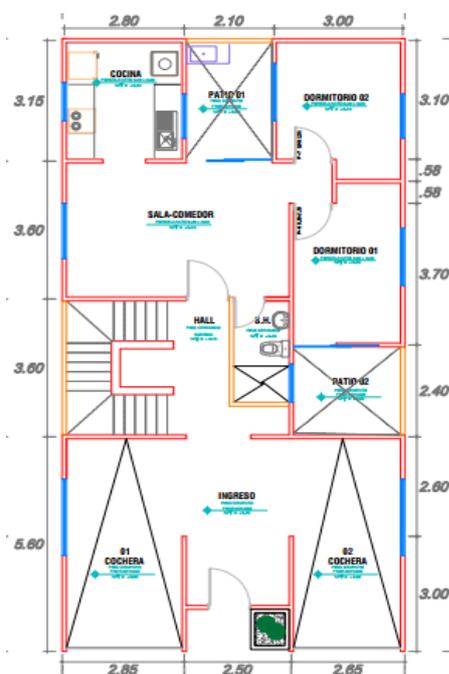
04 dormitorios, 02 sala-comedor, 02 cocinas, 02 SS.HH., 01 hall.

Teniendo 02 departamentos por nivel a excepción del primero que solo cuenta con 01, se cuenta con un total de 09 departamentos en toda la edificación.

El área techada es de 106,35 m² por nivel, y el perímetro de 48 m, alturas de entrepiso de 2,40 m y una altura total de 12 m .

Figura 4

Planta sistema de muros de ductilidad limitada



4.1.3 Estudio de suelos en la zona del proyecto

Se consideró utilizar el estudio de suelos más reciente realizado en la zona del proyecto ubicada en la asociación Los Nardos, ubicado en el Distrito y Provincia de Tacna. Este estudio de suelos data del año 2018 realizado por el laboratorio LAPCOM SRL con fines de cimentación.

Figura 5

Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación



Nota. Estudio de suelos realizado por el laboratorio LAPCOM SRL. (2018)

Los valores que usaremos para el trabajo de tesis serán principalmente la capacidad portante del terreno determinado por el estudio de suelos, en la Figura 6. Se muestra un resumen de las condiciones de cimentación y la capacidad portante para condiciones estáticas y sísmicas.

Figura 6

Capacidad portante del suelo

PARA PROFUNDIDAD DE CIMENTACION $D_f = \text{variable}$

CALICATA NUMERO	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	ANCHO DE CIMENTACION	Estático $Q_{est} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	Dinámico $Q_{din} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
CT-01	1.80 m.	1.20 m.	2.50	2.05

- Será suficiente una buena calidad del concreto en el dosificado, vaciado y vibrado a fin de evitar cangrejeras, debiéndose humedecer el terreno antes del vaciado (lechada).

ACTOR FIDY BARTOLINA
ING. CIVIL, CAP. 44881
LAPCOM SRL

Nota. Estudio de suelos realizado por el laboratorio LAPCOM SRL. (2018)

4.2 Análisis estructural usando el sistema de pórticos

4.2.1 Concepto de sistema de pórticos

Un sistema de pórticos está conformado por elementos estructurales como (columnas, vigas, losa, etc.) este tipo de sistema soporta fuerzas cortantes, fuerzas sísmicas y desplazamientos, generalmente se utilizan para la creación de grandes proyectos por su buen comportamiento estructural ante un sismo de gran magnitud.

Las columnas que se utilizarán en este sistema serán de concreto armado, pueden ser en forma de L, T, rectangulares, circulares, etc. Los muros que se colocaran para separar los ambientes serán muros no estructurales, pueden ser de: drywall, ladrillo, etc, los cuales no se tomaran en cuenta en el proceso de análisis sísmico de la edificación. Las zapatas más utilizadas para este sistema son las zapatas aisladas y zapatas conectadas mediante vigas.

4.2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

4.2.2.1 Predimensionamiento de losa aligerada

Blanco(1994), según el autor la vivienda multifamiliar se diseñará con losa aligerada ya que este tipo de losa es más económica que la losa maciza y losa nervada, es recomendable para luces de hasta 7 m.

Peralte: debido a que es necesario la instalación de tuberías de desagüe de 4" en la losa, se utilizará un peralte de 20 cm de espesor.

$$E = \frac{Ln}{25} \quad (1)$$

Donde:

- Ln = Luz libre.
- E = Espesor

Reemplazando en la Ecuación 1.

$$E > \frac{360}{25} = 14,4 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará para el diseño e = 20 cm. (losa aligerada)

4.2.2.2 Predimensionamiento de vigas

Las vigas son elementos estructurales de concreto armado que soporta cargas de la losa y lo transmiten a la columna y muros dentro de la edificación.

Es importante encontrar un peralte adecuado para las vigas, debido a que éstas controlan las deformaciones laterales.

$$H = \frac{Ln}{12} \quad \text{ó} \quad \frac{Ln}{10} \quad (2)$$

Donde:

- H = Peralte
- Ln = Luz Libre

Para edificaciones de categoría C consideramos Ln/12 por lo tanto, reemplazamos en la Ecuación 2.

$$H = \frac{320}{12} = 26 \text{ cm}$$

Para la edificación asumiremos la altura H= 0,30 m

La base de la viga según lo que indica la norma es variable de 1/2 a 2/3 veces su altura teniendo en cuenta un ancho mínimo de 0,25 m, para evitar el congestionamiento del acero y la presencia de cangrejas.

$$b = \frac{0,30}{2} = 0,15 \text{ m} \quad \text{ó} \quad b = 0,30 \times \frac{2}{3} = 0,20 \text{ m}$$

Por lo tanto, asumiremos para la sección de la viga peraltada de la edificación las dimensiones de viga:

Viga principal = 25 cm x 30 cm

4.2.2.3 Predimensionamiento de columnas

En edificaciones con mayor carga axial, según Antonio blanco se podrá calcular la sección total de la columna utilizando la siguiente expresión en columnas céntricas.

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0,45xf'c} \quad (3)$$

$$P(\text{Servicio}) = PxAN \quad (4)$$

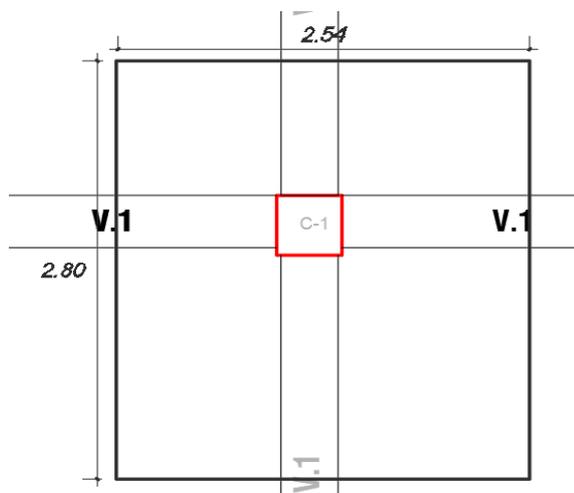
$$f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Edificios categoría C, donde:

- N=número de pisos.
- A=Área tributaria.
- P=1000 kg/m²

Figura 7

Área tributaria C-1



Reemplazando en la Ecuación 3 y 4.

$$P_{serv} = 1000 \frac{kg}{m^2} \times 2,8 m \times 2,54 m \times 5 = 35 560 kg$$

$$\text{Área de columna} = \frac{35 560 kg}{0,45 \times 210 kg/cm^2} = 376,30 cm^2 = 20 cm \times 20 cm$$

Tomando el mismo criterio que las vigas, asumimos que el mínimo valor de sección de columna será de 0,25m para evitar el congestionamiento de los aceros. Por lo tanto, asumiremos para el predimensionamiento los valores de sección de columna de 0,25mx0,25m

$$\text{sección de la columna (C - 1)} = 25 cm \times 25 cm$$

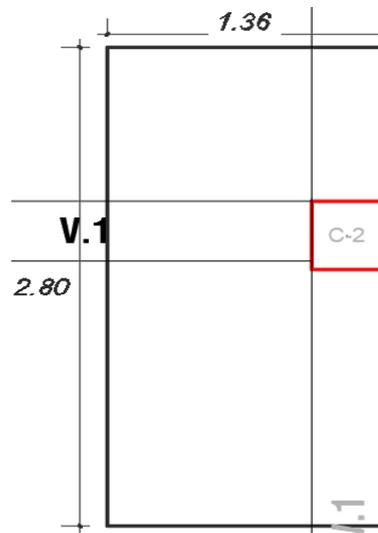
En edificaciones con menor carga axial, según Antonio blanco se podrá calcular la sección total de la columna utilizando la siguiente expresión en columnas exteriores o esquinas:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0,35 f'c} \quad (5)$$

$$P(\text{Servicio}) = P \times A \times N \quad f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

Figura 8

Área tributaria C-2



$$P_{serv} = 1000 \frac{kg}{m^2} \times 2,80 \text{ m} \times 1,365 \text{ m} \times 5 = 19\,110 \text{ kg}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{19\,110 \text{ kg}}{0,35 \times 210 \text{ kg/cm}^2} = 260 \text{ cm}^2 \approx 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$\text{sección de la columna (C - 2)} = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$$

4.2.3 Análisis sísmico

Para la estructura propuesta se realiza un análisis estático y dinámico teniendo en consideración los parámetros establecidos en la norma técnica E.030 2018 Diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones.

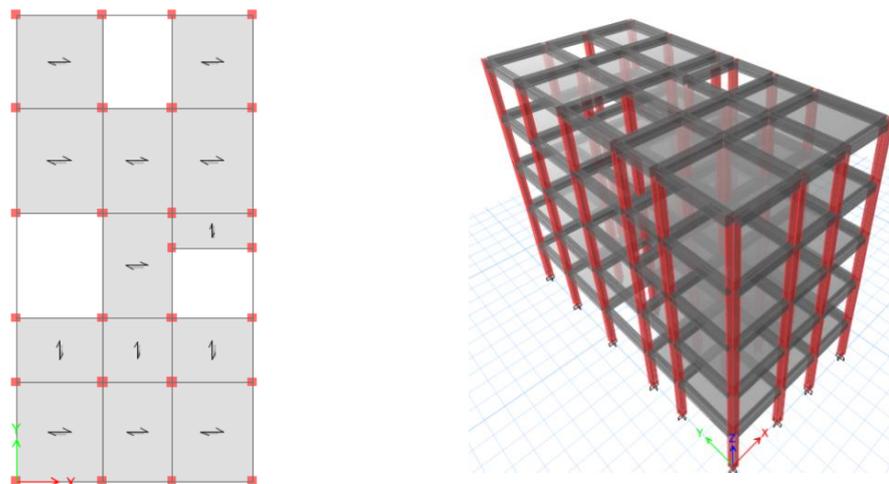
El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS 2016 V2.1, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional de la edificación y con el uso de un espectro de aceleraciones se determinan los desplazamientos laterales, el periodo, las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros en situaciones de sismo.

4.2.3.1 Modelo estructural

Se realizará el diseño estructural de un edificio para vivienda multifamiliar de 5 niveles. Dicho edificio es destinado a uso de vivienda multifamiliar cuenta con un área construida de 128 m² con altura de entre piso de 2,80 m y altura total de 14 m.

Figura 9

Vista en planta y tridimensional del pórtico



a) Zonificación

Según la norma E.030-2018 diseño sismorresistente, en el artículo 10 nos indica la zonificación para el territorio peruano, la vivienda diseñada se encuentra en la ciudad de Tacna ya que esta región está ubicada en la zona 4 (zona altamente sísmica) por lo cual el factor Z para la ciudad de Tacna es: **Z=0,45**

b) Categoría de las edificaciones y factor de uso

Las viviendas están consideradas como categoría C “edificaciones comunes” por lo tanto el factor de uso o importancia(U), definido en la tabla N° 5 de la norma E.030-2018 es: **U=1,00**

c) Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo. **C=2,5**

d) Factor de suelo

El suelo en el cual se encuentra ubicado nuestra vivienda es suelo intermedio (s2), lo cual nos indica que es un suelo medianamente rígido.

Este factor está determinado por el tipo de suelo y la zona (Tabla N° 3 NTE E.030-2018), el factor de suelo es: **S=1,05**

e) Sistema estructural

Para el sistema de pórticos de concreto armado usaremos la tabla N° 07 de la norma E.030-2018 el cual nos indica el coeficiente Básico de Reducción: **R=8**

4.2.4 Análisis sísmico estático

a) Periodo fundamental de vibración

En el artículo 28.4 de la norma E.030-2018 se indica la siguiente expresión, que nos permite estimar el periodo de vibración de la edificación.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (6)$$

C_T : 35 para porticos de concreto armado sin muros de corte.

Reemplazando en la Ecuación 6 , para ambas direcciones:

$$T = \frac{14}{35} = 0,4 \text{ s}$$

b) Fuerza cortante en la base

Reemplazando los valores mencionados en el ítem 4.4.2, la fuerza cortante en la base de la estructura se reducirá a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \rightarrow V = 0,1477 \times P$$

c) Análisis de modos de vibración

Los modos de vibración se determinan de acuerdo a la rigidez y la distribución de masas. Según el artículo 29.1.2. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas sea por lo menos el 90% de la masa total, se toma en cuenta los 3 primeros modos predominantes.

El proyecto posee un total de 15 modos de vibración, considerando tres grados de libertad por cada nivel.

Tabla 1

Periodos de vibración y relación de masa

Modo	Periodo (s)	Masa	Masa	% Masa	% Masa
		participativa X-X	participativa Y-Y	participativa X-X	participativa Y-Y
1	0,492	0,010	0,765	1,040	76,500
2	0,488	0,840	0,010	84,030	0,950
3	0,461	0,000	0,081	0,000	8,050
4	0,163	0,001	0,089	0,050	8,930
5	0,161	0,102	0,001	10,200	0,050
6	0,154	0,000	0,010	0,001	0,950
7	0,098	0,000	0,028	0,005	2,810
8	0,096	0,032	0,000	3,160	0,010
9	0,093	0,000	0,003	0,005	0,300

Modo	Periodo (s)	Masa	Masa	% Masa	% Masa
		participativa X-X	participativa Y-Y	participativa X-X	participativa Y-Y
10	0,072	0,000	0,011	0,001	1,070
11	0,07	0,012	0,000	1,200	0,003
12	0,069	0,000	0,001	0,010	0,100
13	0,061	0,000	0,003	0,000	0,270
14	0,059	0,003	0,000	0,290	0,001
15	0,058	0,000	0,000	0,004	0,020

Según el artículo 29.1.2. de la norma E.030-2018, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración que sumadas las masas efectivas sea mayor del 90% de la masa total, para lo cual se toman en cuenta por lo menos tres modos predominantes en cada dirección de análisis.

Tabla 2

Modos de vibración predominantes en el sentido X-X

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
2	0,488	84,030
5	0,161	10,200
8	0,096	3,160
TOTAL		97,39% (CUMPLE)

Tabla 3

Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
1	0,492	76,50
3	0,461	8,05
4	0,163	8,93
TOTAL		93,48 % (CUMPLE)

4.2.5 Análisis sísmico dinámico

En el artículo 29 de la norma E.030-2018 nos indica que la estructura puede ser diseñada usando resultados de análisis dinámicos por combinación modal espectral.

4.2.5.1 Análisis de aceleración espectral

Según el artículo 29.2.1 de la norma E0.30-2018 Para cada dirección se utiliza el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que está definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (7)$$

En la tabla 4 se muestra los valores de la aceleración espectral (S_a) en intervalos de tiempo, desde el tiempo 0,00 hasta los primeros 10 s y se grafica en la figura 10.

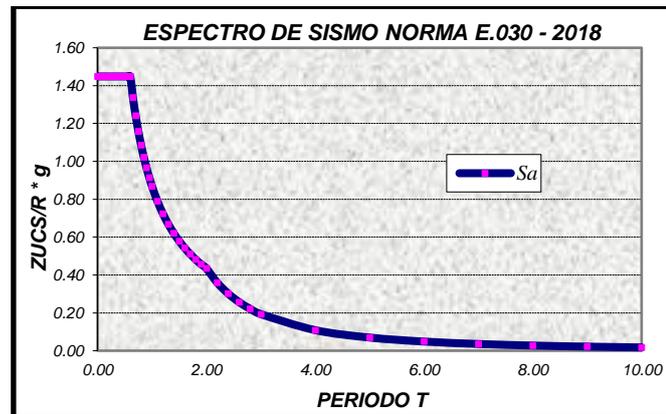
Tabla 4

Valores de S_a para valores desde 0 s hasta 10 s

T (s)	S_a (m/s²)	T (s)	S_a (m/s²)	T (s)	S_a (m/s²)
0,00	1,448 5	0,55	1,448 5	1,80	1,448 5
0,02	1,448 5	0,60	1,448 5	1,90	1,448 5
0,04	1,448 5	0,65	1,337 1	2,00	1,337 1
0,06	1,448 5	0,70	1,241 6	2,20	1,241 6
0,08	1,448 5	0,75	1,158 8	2,40	1,158 8
0,10	1,448 5	0,80	1,086 4	2,60	1,086 4
0,12	1,448 5	0,85	1,022 5	2,80	1,022 5
0,14	1,448 5	0,90	0,965 7	3,00	0,965 7
0,16	1,448 5	0,95	0,914 8	4,00	0,914 8
0,18	1,448 5	1,00	0,869 1	5,00	0,869 1
0,20	1,448 5	1,10	0,790 1	6,00	0,790 1
0,25	1,448 5	1,20	0,724 3	7,00	0,724 3
0,30	1,448 5	1,30	0,668 5	8,00	0,668 5
0,35	1,448 5	1,40	0,620 8	9,00	0,620 8
0,40	1,448 5	1,50	0,579 4	10,00	0,579 4
0,45	1,448 5	1,60	0,543 2		
0,50	1,448 5	1,70	0,511 2		

Figura 10

Espectro de sismo según la norma E.030-2018 sistema de pórticos



4.2.5.2 Desplazamientos de la edificación

Según el artículo 31 en el numeral 31.1 indica que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75R.

En la tabla 05 y 06 se muestran los resultados obtenidos en del modelo estructural realizado en ETABS.

Figura 11

Distorsiones máximas de entrepiso

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

Nota. Tabla N° 11 NTE E.030-2018

En la dirección X-X:

Tabla 5*Derivas de entrepiso en la dirección X*

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 5	SISDINXX Max	X	0,000 391	0,002 346	CUMPLE
PISO 4	SISDINXX Max	X	0,000 696	0,004 176	CUMPLE
PISO 3	SISDINXX Max	X	0,000 94	0,005 64	CUMPLE
PISO 2	SISDINXX Max	X	0,001 09	0,006 54	CUMPLE
PISO 1	SISDINXX Max	X	0,000 935	0,005 61	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia (Etabs).

En la dirección Y-Y:

Tabla 6*Derivas de entrepiso en la dirección Y*

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 5	SISDINYY Max	Y	0,000 388	0,002 33	CUMPLE
PISO 4	SISDINYY Max	Y	0,000 722	0,004 33	CUMPLE
PISO 3	SISDINYY Max	Y	0,000 993	0,005 96	CUMPLE
PISO 2	SISDINYY Max	Y	0,001 167	0,007 00	CUMPLE
PISO 1	SISDINYY Max	Y	0,001 015	0,006 09	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia (Etabs).

4.2.5.3 Cortante de diseño

En el ítem 29.4.1 de la norma E.030-2018 indica que la fuerza cortante en el primer entrespezo del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares.

También es necesario incrementar el cortante de ser necesario para cumplir los mínimos señalados, escalando proporcionalmente todos los resultados obtenidos. Peso de la estructura según el ETABS =502,08 t.

Tabla 7

Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala

	V estático (t)	V dinámico (t)	V diseño (t)	Factor de escala
Dirección X-X	74,14	62,60	59,31	1,00
Dirección Y-Y	74,14	61,30	59,31	1,00

4.3 Diseño en concreto armado usando el sistema de pórticos

CONSIDERACIONES GENERALES

Combo 01: $U = 1,4CM + 1,7CV$

Combo 02 y 03 : $U = 1,25CM + 1,25CV \pm Ex$

Combo 04 y 05 : $U = 1,25CM + 1,25CV \pm Ey$

Combo 06 y 07: $U = 0,90CM \pm Ex$

Combo 08 y 09: $U = 0,90CM \pm Ey$

Envolvente: $U = \sum \text{combo01 al combo09}$

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA:

Para flexión: $\phi = 0,90$

Para Cortante: $\phi = 0,85$

Para flexo – compresion: $\phi = 0,70$

4.3.1 Diseño de losa aligerada

Se diseñará un tramo de losa el cual es el más comprometido ya que soporta más peso se encuentra en el Eje 2 entre A-D.

Peso propio de la losa : $0,3 t/m^2$

Peso de acabado : $0,1 t/m^2$

Peso de tabiquería : $0,1 t/m^2$

$CM = 0,5 t/m^2$

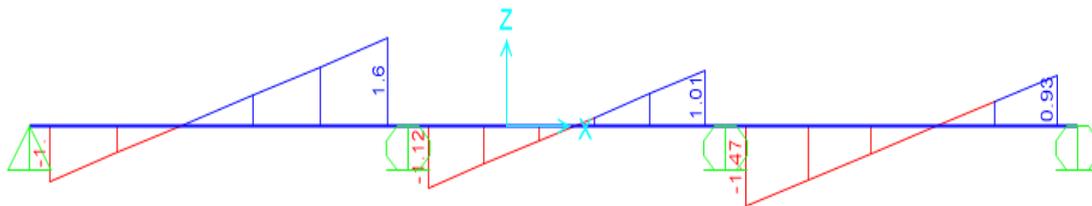
Carga viva : $0,2 \text{ t/m}^2$

$$U = 1,4(0,5) + 1,7(0,2) = 1,04 \text{ t/m}^2$$

a) Resultados obtenidos por el software sap2000:

Figura 12

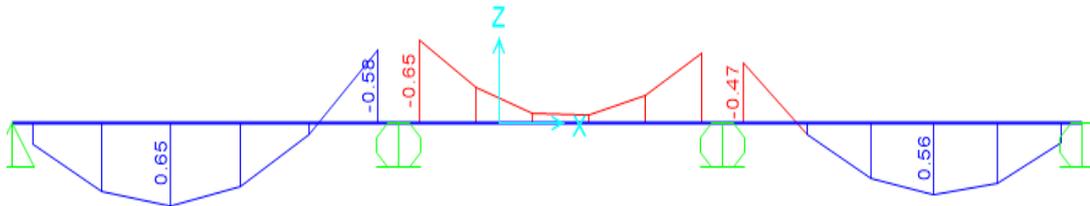
Fuerzas cortantes en el aligerado de 20 cm



De la figura 12, se tienen un valor máximo para (+) $V_u = 1,6 \text{ t}$ y (-) $V_u = 1,00 \text{ t}$

Figura 13

Momentos flectores en el aligerado de 20 cm



De la Figura 13, se tienen un valor máximo para (+) $M_u = 0,65 \text{ t/m}$ y (-) $M_u = 0,58 \text{ t/m}$

b) Diseño por flexión

- Acero Mínimo

Se busca que el acero diseñado tenga un momento resistente mayor al momento de agrietamiento por lo que la norma E.060 nos indica considerar la cuantía mínima, para calcular el área de acero mínimo necesarios para esa sección.

$$A_{smin} = p_{min} b w d, \quad p_{min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (8)$$

Por lo tanto:

$$A_{smin} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b w d \quad (9)$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0,7 \frac{\sqrt{210kg/cm^2}}{4200kg/cm^2} 10 \text{ cm} \times 17 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0,41 \text{ cm}^2$$

- Acero Máximo

En la norma E.060 nos indica que para asegurar que el diseño de acero, la cuantía máxima tiene que ser igual o menor al 75% de la cuantía balanceada, esto permitirá que se obtenga una sección sub reforzada en el lugar donde se espera una falla dúctil.

$$p_{máx} \leq 0,75 p_b$$

$$p_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (10)$$

Donde:

$$A_{smáx} = p_{máx} \times b w \times d$$

Reemplazando en la Ecuación 10 calculamos el acero máximo:

$$A_{smáx} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 210 \times 0,85}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 10 \times 17$$

$$A_{smáx} = 2,71 \text{ cm}^2$$

- Acero para el refuerzo principal de la losa

Se calculó el área de acero para el refuerzo principal de la losa, donde se utilizará el coeficiente de reducción $\phi = 0,9$ por estar sometida a flexión, asumiremos 2 varillas de $\frac{1}{2}$ " = 2,58 cm².

Diseño de acero negativo:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \quad (11)$$

$$a = \frac{2,58 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 40} = 1,52 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \frac{65 \ 000}{0,9 \times 4200 \left(17 - \frac{1,52}{2} \right)} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Diseño de acero positivo:

$$a = \frac{2,58 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 10} = 6,07 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{58\,000}{0,9 \times 4200 \left(17 - \frac{6,07}{2}\right)} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se utilizarán:

$$\text{se utilizarán varillas: } \emptyset 1/2" = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} < A_s \text{ diseñado} < A_s \text{ máx (CUMPLE)}$$

- Momento Resistente Nominal

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (12)$$

$$\phi M_n = 0,90 \times 1,27 \times 4200 \left(17 - \frac{1,52}{2}\right) = 0,8 \text{ t/m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,8 \text{ t/m} > 0,65 \text{ t/m (CUMPLE)}$$

c) Diseño por corte

Se verifica el diseño de secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes, se utilizará el coeficiente de reducción $\phi = 0,85$ para siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c \quad V_u = 1,00 \text{ t}$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (13)$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$V_c = 1,31 \text{ t} \rightarrow \phi V_c = 1,1 \text{ t}$$

$$1,00 < 1,11 \text{ t (CUMPLE)}$$

d) Cálculo de acero de temperatura

En la norma E.060 indica la cuantía mínima con la que debe contar la losa, en caso de barras corrugadas con un $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$, se utilizará una cuantía mínima de 0,0018, reemplazando en la fórmula del área de acero de obtendrá:

$$A_s = 0,0018 b_x b_y \quad (14)$$

$$A_s = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,9 \text{ cm}^2 = \phi \frac{1}{4}$$

La separación máxima de varillas es de $5t = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

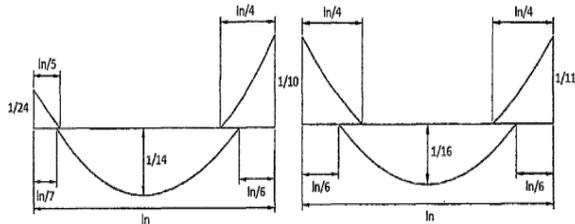
Por lo tanto, se utilizarán: $\emptyset \frac{1}{4} @ 25 \text{ cm}$

e) Corte del refuerzo

Al observar en la figura 13, diagrama de momentos flectores, podemos notar que podremos usar los criterios usados por el ACI para uniformizar el corte de refuerzo.

Figura 14

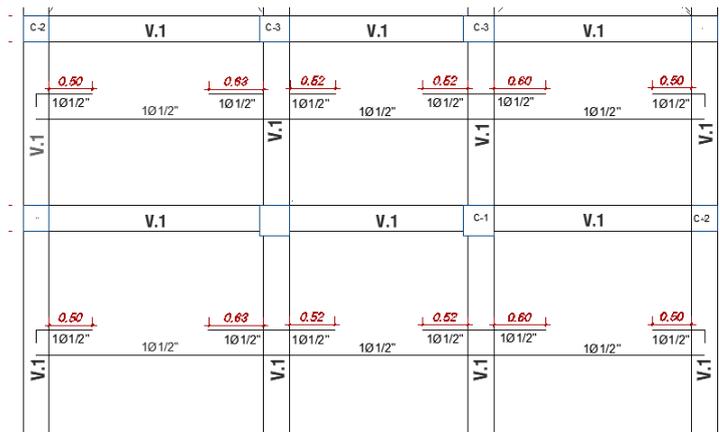
Corte de refuerzo para tramos de las viguetas



Nota. Coeficientes propuestos por el ACI

Figura 15

Distribución final del refuerzo en la losa aligerada



4.3.2 Diseño de vigas

Para el diseño de viga, se consideró la viga más esforzada, viga 30x40cm ubicada en el eje 2 entre B y C, del primer nivel se puede identificar la viga más esforzada mediante el software Etabs.

$$b_w = 30\text{cm} \quad h = 40\text{cm} \quad d = 40 - 5 = 35\text{cm}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Resultados obtenidos por el software Etabs 2016

$$M_u (+) = 4,119\ 2\ t - m \quad M_u (-) = 4,908\ 9\ t - m \quad V_u = 7,840\ 01\ t$$

Figura 16

Ubicación de la viga más esforzada

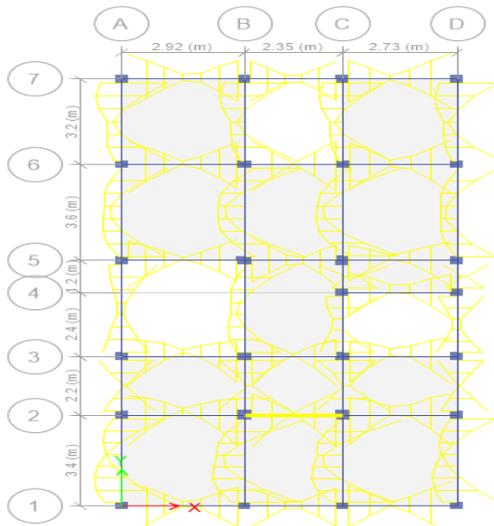
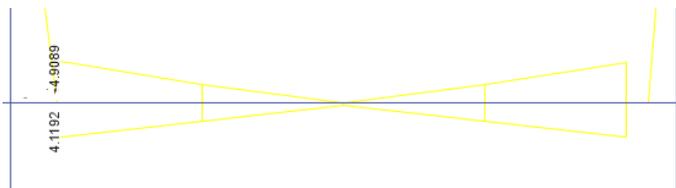


Figura 17

Momentos últimos, positivo y negativo de la viga



b) Diseño por flexión

- Acero mínimo

Según (ACI 318-14), el acero mínimo de refuerzo el cual se colocará en la viga peraltada para evitar agrietamientos que se pueda producir en la viga, el acero mínimo deberá tomarse como el mayor valor:

$$A_{smin} = \frac{0,80 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d \quad \text{ó} \quad A_{smin} = \frac{14}{f_y} \times b \times d \tag{15}$$

Reemplazando en la Ecuación 15

$$A_{smin} = \frac{0,80 \times \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 35 = 2,90 \text{ cm}^2 \quad \text{ó} \quad A_{smin} = \frac{14}{4200} \times 30 \times 35 = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3,50 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

En la norma E.060 nos indica que para asegurar que el diseño de acero la cuantía máxima tiene que ser igual o menos al 75% de la cuantía balanceada.

$$p_{m\acute{a}x} \leq 0,75\rho b$$

Donde:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho b x b x d$$

Reemplazando en la Ecuación 10:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,75x \frac{0,85 x 210 x 0,85}{4200} x \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) x 30 x 35$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 16,73 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero en flexión (momento positivo):

$$M_u (+) = 4,1192 \text{ t} - \text{m}$$

Para calcular la cuantía reemplazaremos el Mu en la siguiente formula:

$$K_u = \frac{M_u}{b w x d^2} \quad (16)$$

$$K_u = \frac{411\,920,00}{30 \text{ cm} x (35 \text{ cm})^2}$$

$$K_u = 11,21 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 8

Cuantía vs Ku para el valor de Ku=11,21

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Pho	Ku
0,28%	10,23
0,30%	10,94
0,32%	11,64
0,34%	12,34

Nota. Tabla para diseño estructural en concreto armado

Realizando:

$$\frac{0,32\% - 0,30\%}{0,32\% - x\%} = \frac{11,64 - 10,94}{11,64 - 11,21}$$

$$\rho = 0,003\,08$$

$$A_s = 0,003\,08 x 30 x 35$$

$$A_s = 3,234 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{se considerara el } A_{s_{min}} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ } \emptyset 1/2''$$

Área de acero colocado: $1,27 x 3 = 3,81 \text{ cm}^2$

Cálculo de acero en flexión (momento negativo):

$$Mu (-) = 4,9089 \text{ t} - \text{m}$$

Para calcular la cuantía reemplazaremos el Mu en la ecuación 16:

$$Ku = \frac{490890 \text{ kg} - \text{cm}}{30 \text{ cm} \times (35 \text{ cm})^2}$$

$$Ku = 13,36 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 9

Cuantía vs Ku para el valor de Ku=13,36

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Pho	Ku
0,34%	12,34
0,36%	13,03
0,38%	13,72
0,40%	14,41

Nota. Tabla para diseño estructural en concreto armado

Realizando una interpolación:

$$\frac{0,38\% - 0,36\%}{0,38\% - x\%} = \frac{13,72 - 13,03}{13,72 - 13,36}$$

$$\rho = 0,003696$$

Área de acero:

$$As = 0,0036 \times 30 \times 35$$

$$As = 3,78 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos As colocado: $As = 3 \text{ } \emptyset \frac{1}{2}$ "

c) Diseño por corte

Se verifica el diseño de secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes con siguiente condición:

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = 7,840 \text{ t}$$

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 35$$

$$Vc = 8,064 \text{ t}$$

$$\phi Vc = 6,8544 \text{ t}$$

Notamos que el $Vu > \phi Vc$ por lo tanto significa que necesitara refuerzo.

Calcularemos la cortante que deberá resistir el refuerzo y el espaciamiento necesario, usando estribos de 3/8".

Para calcular los espaciamientos requeridos de los estribos deberá calcularse la resistencia de corte absorbida por el concreto que tendrá que ser menos a la resistencia requerida o cortante actuante ($V_s < V_s \text{ máx}$).

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c \quad (17)$$

$$V_s = \frac{7,840}{0,85} - 8,064 \rightarrow V_s = 1,159 t$$

$$V_{smax} = \phi 2,1 \sqrt{f'c} x b x d$$

$$V_{smax} = 0,9 x 2,1 x \sqrt{210} x 30 x 35$$

$$V_{smax} = 28,758 t$$

$$V_s < V_{smax} \text{ (CUMPLE)}$$

Donde el espaciamiento de los estribos es:

$$S = \frac{A_s x f_y x d}{V_s} \quad (18)$$

$$S = \frac{2 x 0,71 x 4200 x 35}{1 159,00} = 180 \text{ cm}$$

Se obtuvo espaciamientos muy grandes, pero al ser una viga con carga sísmica de deberá tener en cuenta las consideraciones presentadas en la Norma E.060 para el espaciamiento de estribos, las cuales serán de la siguiente manera:

- Zona de confinamiento mínima $2h = 2(40) = 80 \text{ cm}$
- Primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo

En la zona de confinamiento, en la separación de estribos se tomará como mínimo el valor menor de los siguientes valores calculados:

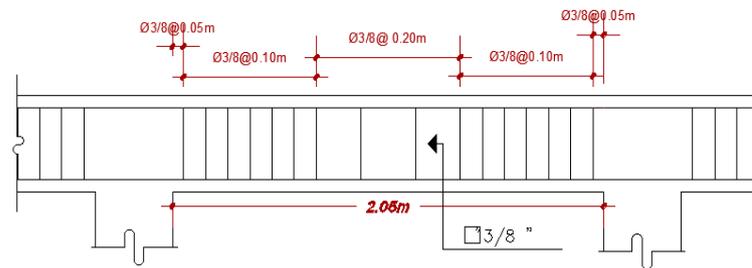
- $d/4 = 35/4 = 8,75 \text{ cm}$
- $10db = 10(\text{barra longitudinal}) = 10 x 1/2 x 2,54 = 12,70 \text{ cm}$
- $24db = 10(\text{estribo}) = 24 x 3/8 x 2,54 = 22,86 \text{ cm}$
- Se considera un máximo de espaciamiento de 10 cm
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será de $d/2 = 17,5$

Por lo tanto, la distribución de los estribos se dará de la siguiente manera:

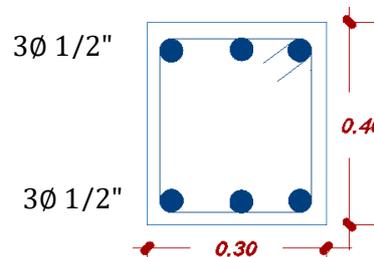
$$3/8\phi: 1 @ 0,05; 6 @ 0,10 \text{ y Resto } @ 20 \text{ cm}$$

Figura 18

Distribución de los estribos en la viga del eje 2 entre B y C

**Figura 19**

Distribución del acero en la viga



4.3.3 Diseño de columna

La edificación cuenta con 03 diferentes tipos de columnas, se diseñarán los 03 tipos de columnas más esforzadas por flexocompresión y por cortante.

a) Columna n°01

Columna de 0,35mx0,35m, ubicada en los ejes 2-2 entre B-B del primer nivel, se pudo identificar la columna c-1 más esforzada mediante el software Etabs.

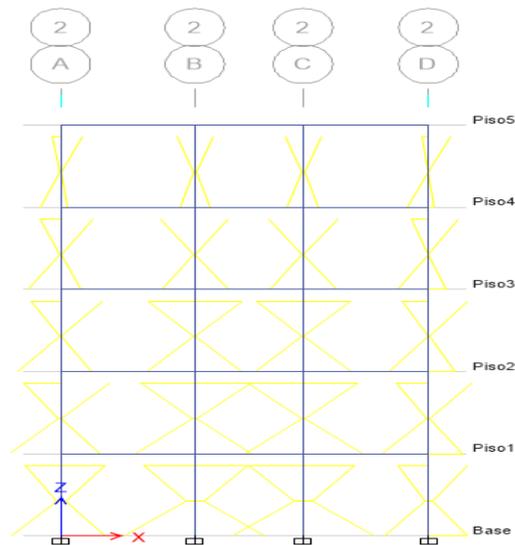
$$b_w = 35 \text{ cm} \quad , \quad h = 35 \text{ cm} \quad , \quad d = 35 - 5 = 30 \text{ cm} \quad , \quad A_g = 35 \times 35 = 1\,225 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a.1) Resultados obtenidos por el Etabs 2016

Tabla 10*Cargas en la C-1 ubicado en los ejes 2-2 entre B-B*

CARGA	P(t)	Mx(t-m)	My(t-m)	Vx(t)	Vy(t)
Carga muerta (CM)	28,548 4	0,251 0	-0,028 8	-0,036 6	0,282 8
Carga viva (CV)	6,426 0	0,087 8	-0,006 0	-0,007 9	0,099 0
Carga Sísmica (Sx)	4,339 1	0,073 0	5,187 9	3,761 0	0,052 7
Carga Sísmica (Sy)	4,577 2	5,286 6	0,846 1	0,615 2	3,774 3

Figura 20*Diagrama de momentos, vista de elevación***a.2) Diseño por flexocompresión****Tabla 11***Momentos últimos en X*

COMBINACIONES DE CARGA	Pu (t)	Mux (t-m)	Mn(t-m)
1,4CM+1,7CV	50,892	0,501	15,000
1,25CM+1,25CV+Sx	48,057	0,497	14,800
1,25CM+1,25CV-Sx	39,379	0,351	14,600
0,9CM+Sx	30,033	0,299	14,400
0,9CM-Sx	21,354	0,153	14,200

Tabla 12*Momentos últimos en Y*

COMBINACIONES DE CARGA	Pu (t)	Mux (-m)	Mn(t-m)
1,4CM+1,7CV	50,892	-0,051	15,000
1,25CM+1,25CV+Sy	48,295	0,803	15,000
1,25CM+1,25CV-Sy	39,141	-0,890	14,200
0,9CM+Sy	30,271	0,820	13,500
0,9CM-Sy	21,116	-0,872	12,500

Calculamos el refuerzo mínimo para la sección 0,35m x 0,35m, según la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima de acero es de 1% y la máxima es de 4% recomendadas para zonas altamente sísmicas.

Área de la columna: 35 cmx35 cm=1225 cm².

$$\rho_{\text{minimo}}: 1\% \quad , \quad \rho_{\text{maximo}}: 4\%$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = \rho \times \text{Area total de la sección}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,01 \times 1225 = 12,25 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s\text{máx}} = \rho \times \text{Area total de la sección}$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,04 \times 1225 = 49 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero asignado es suficiente para soportar la máxima combinación de carga axial de la columna, por ello se presenta la siguiente distribución:

$$A_s = 4 \phi 5/8" + 4 \phi 1/2" = 13,04 \text{ cm}^2$$

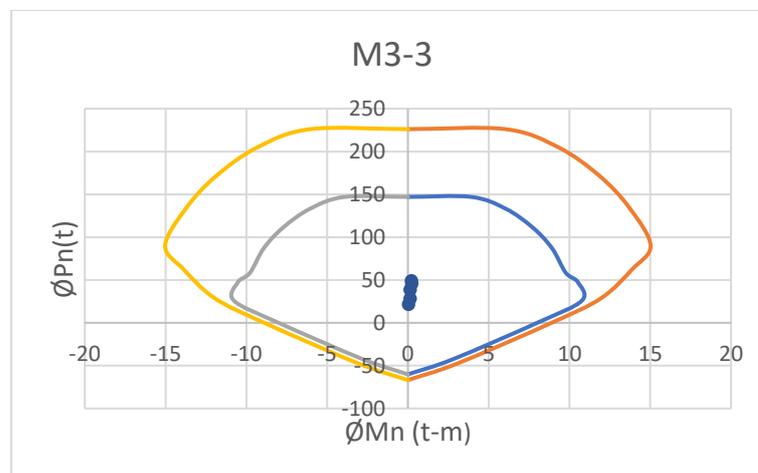
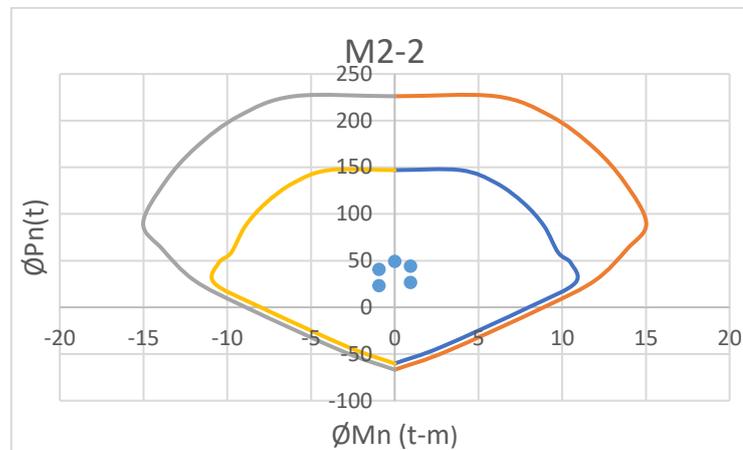
Figura 21*Diagrama de interacción en la dirección X*

Figura 22

Diagrama de interacción en la dirección Y



a.3) Diseño por corte

El diseño por corte se considera la cortante V_u a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos de la luz del elemento junto con una carga axial última P_u .

La cortante última se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{M_n x + M_n y}{L_n} \quad (19)$$

Para calcular la cortante última tomaremos el mayor momento nominal 3-3 es de 15 t-m y el mayor momento nominal 2-2 es de 15 t-m por lo tanto la fuerza cortante última es:

$$V_u = \frac{15 + 15}{2,40} = 12,500 \text{ t}$$

Para calcular la resistencia del concreto por corte se reemplazará la siguiente fórmula:

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \times \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) \quad (20)$$

Donde:

N_u : Carga axial última

A_g : Área bruta de la columna

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 35 \times 30 \times \left(1 + \frac{50,892 \times 1000}{140 \times 1225}\right) = 10,46 \text{ t}$$

La contribución del acero está dada por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s = \frac{12,50}{0,85} - 10,46 = 4,25 \text{ t}$$

Comprobación de la resistencia requerida con la resistencia al corte:

$$V_{smax} = \phi 2,1 \sqrt{f'c} x b_w x d$$

$$V_{smax} = 0,85 x 2,1 \sqrt{210} x 35 x 30 = 27,16 \text{ t}$$

$$V_s < V_{smax}$$

$$4,25 < 27,16 \text{ (CUMPLE)}$$

Considerando estribos de 3/8 obtendremos:

$$S = \frac{A_v x F_y x d}{V_s}$$

$$S = \frac{0,71 x 4,2 x 30}{4,25} = 20 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de:

$$- L/6 = 240/6 = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual que:

$$- 8db = 8 x 1,27 = 10,16 \text{ cm}$$

$$- S = 10 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

$$- \text{El requerido por } V_u = 20 \text{ cm}$$

$$- d/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

$$- 16db = 31,84 \text{ cm}$$

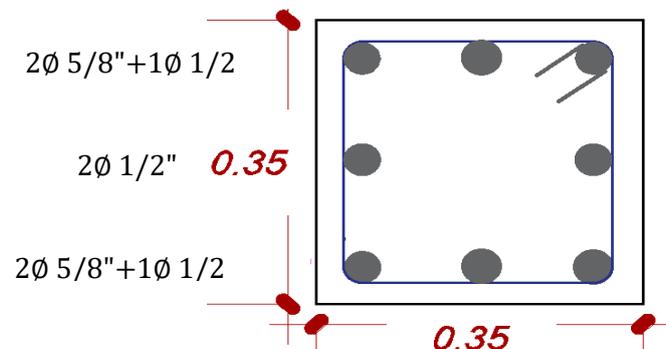
$$- S = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución de los estribos se dará de la siguiente manera:

$$- 3/8\phi: 1 @ 0,05; 4 @ 0,10 \text{ y Resto } @ 20 \text{ cm}$$

Figura 23

Distribución del acero en la columna C-1



b) Columna n°02

Columna de 0,30mx0,30m, ubicada en los ejes 6-6 entre A-A del primer nivel, se pudo identificar la columna c-2 más esforzada mediante el software Etabs.

$$bw = 30cm \quad , \quad h = 30cm \quad , \quad d = 30 - 5 = 25cm \quad , \quad Ag = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad , \quad fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

b.1) Resultados obtenidos por el Etabs 2016

Tabla 13

Cargas en la C-2 ubicado en los ejes 6-6 entre A-A

CARGA	P(t)	Mx(t-m)	My(t-m)	Vx(t)	Vy(t)
Carga muerta (CM)	21,379 1	0,028 7	0,047 4	-0,049 3	0,033 2
Carga viva (CV)	4,535 8	0,008 6	0,005 3	-0,005 0	0,010 1
Carga Sísmica (Sx)	9,420 5	0,050 2	2,659 1	1,857 8	0,037 6
Carga Sísmica (Sy)	3,261 0	3,291 6	0,545 7	0,381 1	2,465 8

b.2) Diseño por flexocompresión

Calculamos el refuerzo mínimo para la sección 0,30 m x 0,30 m, según la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima de acero es de 1% y la máxima es de 4% recomendadas para zonas altamente sísmicas.

Área de la columna: 30 cm x 30 cm=900 cm².

Área de acero mínimo:

$$Asmín = 0,01 \times 900 = 9,00 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$Asmáx = 0,04 \times 900 = 36 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero asignado es suficiente para soportar la máxima combinación de carga axial de la columna, por ello se presenta la siguiente distribución:

$$As = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" = 10,16 \text{ cm}^2$$

b.3) Diseño por corte

Para calcular la cortante ultima tomaremos el mayor momento nominal 3-3 es de 8 t-m y el mayor momento nominal 2-2 es de 8 t-m por lo tanto la fuerza cortante ultima es:

$$Vu = \frac{8 + 8}{2,40} = 6,67 \text{ t}$$

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 25 \times \left(1 + \frac{21,379 \text{ } 1 \times 1000}{140 \times 900}\right) = 6,74 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad V_s = \frac{6,67}{0,85} - 6,74 = 1,11 \text{ t}$$

Comprobación de la resistencia requerida con la resistencia al corte:

$$V_{smax} = \phi 2,1 \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_{smax} = 0,85 \times 2,1 \sqrt{210} \times 30 \times 25 = 19,40 \text{ tn}$$

$$V_s < V_{smax}$$

$$1,11 < 19,40 \text{ (CUMPLE)}$$

Considerando estribos de 3/8 obtendremos:

$$S = \frac{0,71 \times 4,2 \times 25}{1,11} = 67 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de:

$$- L/6 = 240/6 = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual que:

$$- 8d_b = 8 \times 1,27 = 10,16 \text{ cm}$$

$$- S = 10 \text{ cm.}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

$$- \text{El requerido por } V_u = 67 \text{ cm}$$

$$- d/2 = 25/2 = 12,5 \text{ cm}$$

$$- 16d_b = 20,32 \text{ cm}$$

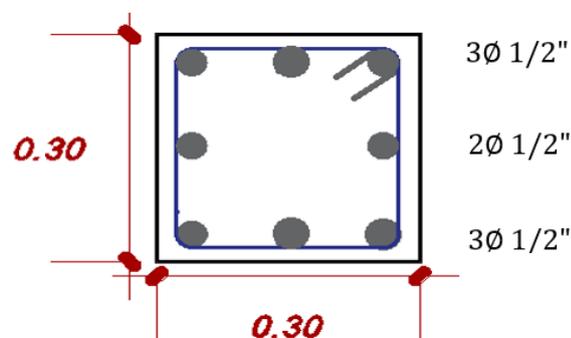
$$- S = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución de los estribos se dará de la siguiente manera:

$$- 3/8\phi: 1 @ 0,05; 4 @ 0,10 \text{ y Resto } @ 25 \text{ cm}$$

Figura 24

Distribución del acero en la columna C-2



c) Columna n°03

Columna de 0,35 mx0,30 m, ubicada en los ejes 6-6 entre B-B del primer nivel, se pudo identificar la columna c-3 más esforzada mediante el software Etabs.

$$bw = 35 \text{ cm} \quad , \quad h = 30 \text{ cm} \quad , \quad d = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \quad , \quad Ag = 35 \times 30 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el diseño de la zapata correspondiente de la columna C-3 de 0,35m x 0,30 m, ubicado entre los ejes 6-6 entre B-B.

c.1) Resultados obtenidos por el Etabs 2016

Tabla 14

Cargas en la C-3 ubicado en los ejes 6-6 entre B-B

CARGA	P(ton)	Mx(t-m)	My(t-m)	Vx(t)	Vy(t)
Carga muerta (CM)	27,741 7	0,108 7	0,002 2	0,003 2	0,122 1
Carga viva (CV)	6,132 2	0,041 1	0,005 2	0,004 3	0,046 2
Carga Sísmica (Sx)	3,379 0	0,048 9	4,581 9	3,369 0	0,036 2
Carga Sísmica (Sy)	1,778 6	3,536 5	0,940 4	0,691 3	2,615 6

c.2) Diseño por flexocompresión

Calculamos el refuerzo mínimo para la sección 0,35m x 0,30m, según la Norma de Concreto Armado E.060 la cuantía mínima de acero es de 1% y la máxima es de 4% recomendadas para zonas altamente sísmicas.

Área de la columna: 35 cmx30 cm=1050 cm²

Área de acero mínimo:

$$Asmín = 0,01 \times 1050 = 10,5 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$Asmáx = 0,04 \times 1050 = 42 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero asignado es suficiente para soportar la máxima combinación de carga axial de la columna, por ello se presenta la siguiente distribución:

$$As = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1/2" } + 4 \text{ } \emptyset \text{ 8/3" } = 13,04 \text{ cm}^2$$

c.3) Diseño por corte

Para calcular la cortante ultima tomaremos el mayor momento nominal 3-3 es de 10 t-m y el mayor momento nominal 2-2 es de 12 t-m por lo tanto la fuerza cortante ultima es:

$$Vu = \frac{12 + 10}{2,40} = 9,17 t$$

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{210} \times 35 \times 25 \times \left(1 + \frac{49,263 \times 1000}{140 \times 1050}\right) = 6,72 t$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \qquad Vs = \frac{9,17}{0,85} - 6,72 = 4,08 t$$

Comprobación de la resistencia requerida con la resistencia al corte:

$$Vsmax = \phi 2,1 \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$Vsmax = 0,85 \times 2,1 \sqrt{210} \times 35 \times 25 = 22,63 t$$

$$Vs < Vsmax$$

$$4,08 < 22,63 \text{ (CUMPLE)}$$

Considerando estribos de 3/8 obtendremos:

$$S = \frac{0,71 \times 4,2 \times 25}{4,08} = 15,5 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento será de:

$$- L/6 = 240/6 = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual que:

$$- 8db = 8 \times 1,27 = 10,16 \text{ cm}$$

$$- 8db = 8 \times 1,99 = 15,92 \text{ cm}$$

$$- S = 15 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

$$- \text{El requerido por } Vu = 15,5 \text{ cm}$$

$$- d/2 = 25/2 = 12,5 \text{ cm}$$

$$- 16db = 16 \times 1,27 = 20,32 \text{ cm}$$

$$- 16db = 16 \times 1,99 = 31,84 \text{ cm}$$

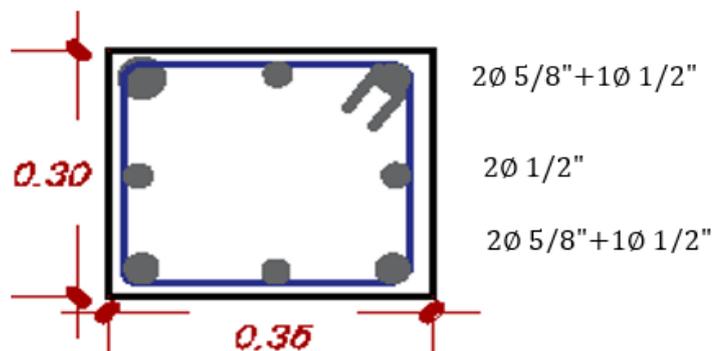
$$- S = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución de los estribos se dará de la siguiente manera:

$$- 3/8\phi: 1 @ 0,05; 3 @ 0,15 \text{ y Resto } @ 15 \text{ cm}$$

Figura 25

Distribución del acero en la columna C-3



4.3.4 Diseño de zapata

Diseño de zapata aislada

Las cimentaciones soportan diferentes cargas que provienen del análisis estructural, para nuestro diseño de zapata tomaremos las 03 cargas mayores con diferente sección de columnas de nuestra edificación.

a) Zapata n°01

Para el diseño de la zapata correspondiente de la columna C-1 de 0,35m x 0,35m, ubicado en el eje 2-2 entre B-B.

a.1) Resultados obtenidos por el software Etabs 2016.

Tabla 15

Cargas de servicio de la columna C-1

CARGAS DE SERVICIO			
	Pn (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)
CARGA MUERTA	28,548 4	0,251 0	-0,028 8
CARGA VIVA	6,426 0	0,087 8	-0,006 0
SISMO X-X	4,339 1	0,073 0	5,187 9
SISMO Y-Y	4,577 2	5,286 6	0,846 1

a.2) Dimensionamiento por presión admisible

Para el dimensionamiento del cimiento la carga actuante sobre el terreno no tiene que sobrepasar el esfuerzo admisible del mismo. La norma E.060 permite un

incremento del 30% cuando los efectos de sismos se incluyan en la presión admisible del suelo.

Para el área requerida consideramos el porcentaje del peso propio de la zapata como 5% de las cargas de gravedad, ya que el $\sigma_{adm} > 2\text{kg/cm}^2$.

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} \quad (21)$$

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1,3 \sigma_{adm}} \quad (22)$$

Calculamos el área requerida reemplazando en la Ecuación 21 y 22:

$$A_{requerida} = \frac{(1,05)(28,548\ 4 + 6,426\ 0)}{25} = 1,50\ \text{m}^2$$

$$A_{requerida} = \frac{(1,05)(28,548\ 4 + 6,426\ 0) + 4,577\ 2}{1,3 \times 25} = 1,27\ \text{m}^2$$

Se tomará el valor mayor, zapatas rectangulares de 1,40 m x 1,40 m, considerando lados iguales para ambas direcciones.

Se verificará los esfuerzos producidos debido a los momentos considerando una altura de zapata de 0,40 m.

a.3) Verificación Estática (CM y CV)

$$P_{propio} = 1,40 \times 1,40 \times 0,40 \times 2,40 = 1,882\ \text{t}$$

Una vez calculada el área requerida se determinará el esfuerzo máximo, la cual se presenta en las esquinas de la zapata y se calculará con la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6Mx - x}{L^2 \times B} \pm \frac{6My - y}{L \times B^2} \quad (23)$$

Se debe considerar 03 escenarios: Cargas por gravedad, cargas por gravedad más sismo en la dirección X-X y cargas de gravedad más sismo en la dirección Y-Y. En caso de sismos se considera un aumento del 30% de la resistencia del suelo.

$$\sigma_{adm} = 25 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad , \quad \sigma_{adm}(xx - yy) = 32,5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Caso 01: Cargas de Gravedad

$$\sigma = \frac{1,882 + 28,548\ 4 + 6,426\ 0}{1,96} \pm \frac{6(0,251\ 0 + 0,087\ 8)}{1,40^2 \times 1,40}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 19,55 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{m\acute{i}n} = 18,06 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 19,55 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 25 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{CUMPLE})$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 18,06 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{CUMPLE})$$

Caso 02: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección X-X

$$\sigma = \frac{34,974 + 4,339\ 1}{1,96} \pm \frac{6(0,251\ 0 + 0,087\ 8 + 0,073\ 0)}{1,40^2 \times 1,40}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 20,96 \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{\text{mín}} = 19,16 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 20,96 \frac{t}{m^2} < 32,5 \frac{t}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 19,16 \frac{t}{m^2} > 0 \frac{t}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

Caso 03: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma = \frac{34,974 + 4,577\ 5}{1,96} \pm \frac{6(0,251\ 0 + 0,087\ 8 + 5,286\ 6)}{1,40 \times 1,40^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 32,48 \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{\text{mín}} = 7,88 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 32,48 \frac{t}{m^2} < 32,50 \frac{t}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 7,88 \frac{t}{m^2} > 0 \frac{t}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

Se puede observar que en todos los casos los esfuerzos máximos son menores al esfuerzo admisible, lo que nos indica que nuestras dimensiones para la zapata en la C-1 son las adecuadas.

a.4) Envoltente de presiones

Cálculo de esfuerzos máximos obtenidos para cada combinación de carga que indica la Norma E.060, comprobaremos utilizando las tres primeras combinaciones:

$$U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$U = 1,25CM + 1,25CV \pm Cs$$

Dirección X-X

Primera hipótesis de Carga

$$P_u = 50,892\ t$$

$$M_u = 0,5\ t\cdot m$$

$$\sigma = \frac{50,892}{1,96} + \frac{6(0,50)}{1,40^2(1,40)} = 27,059 \frac{t}{m^2}$$

Segunda hipótesis de Carga

$$P_u = 48,057\ t$$

$$M_u = 0,497\ t\cdot m$$

$$\sigma = \frac{48,057}{1,96} + \frac{6(0,497)}{1,40^2(1,40)} = 25,606 \frac{t}{m^2}$$

Tercera hipótesis de Carga

$P_u = 39,378 \text{ t}$

$M_u = 0,3505 \text{ t-m}$

$$\sigma = \frac{39,378}{1,96} + \frac{6(0,3505)}{1,40^2(1,40)} = 20,857 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Dirección Y-Y

Primera hipótesis de Carga

$P_u = 50,892 \text{ t}$

$M_u = -0,051 \text{ t-m}$

$$\sigma = \frac{50,892}{1,96} + \frac{6(-0,051)}{1,40^2(1,40)} = 25,854 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Segunda hipótesis de Carga

$P_u = 48,295 \text{ t}$

$M_u = 0,8026 \text{ t-m}$

$$\sigma = \frac{48,295}{1,96} + \frac{6(0,8026)}{1,40^2(1,40)} = 26,395 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Tercera hipótesis de Carga

$P_u = 39,141 \text{ t}$

$M_u = -0,8896 \text{ t-m}$

$$\sigma = \frac{39,141}{1,96} + \frac{6(-0,8896)}{1,40^2(1,40)} = 18,025 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Se elige el valor máximo correspondiente a $\sigma_u = 27,059 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

a.5) Verificación de corte por punzonamiento

Se realizará la verificación por punzonamiento, para verificar que el peralte asumido sea suficiente para soportar las fuerzas cortantes, normalmente este efecto gobierna en el peralte y es más crítico mientras mayores sean las dimensiones de la zapata.

Asumiremos una altura de zapata de 40 cm, por lo que su peralte efectivo es de 30 cm.

$d = 30 \text{ cm}$

$C1 = 35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0,35 + 0,30)(0,35 + 0,30) = 0,423 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (A - A_o) = 27,059 (1,96 - 0,423) = 41,59 \text{ t}$$

Se determina la resistencia de diseño ϕV_c

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0,35 + 0,35 + 2(0,30)) = 2,60 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \left(1 + \frac{2}{35} \right) \times \sqrt{210} \times 260 \times 30 = 152,76 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 1,06 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,06 \times \sqrt{210} \times 260 \times 30 = 101,84 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,27 \times \left(\frac{\sigma x d}{b_o} + 2 \right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,27 \times \left(\frac{27,059 \times 30}{260} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 260 \times 30 = 132,87 \text{ t}$$

Considerando el valor menor obtenido $101,84 \text{ t} > 41,59 \text{ t}$.

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

a.6) Verificación de corte por flexión

Se tienen volados con longitudes iguales en ambas direcciones se calculará ϕV_c y V_u , como la zapata es cuadrada la longitud en dirección X-X y Y-Y son iguales, por lo tanto se obtendrá el mismo resultado para ambas direcciones.

Dirección (X-X y Y-Y)

$$V_u = \sigma_u \times B (m - d) = 27,059 \times 140 \times (0,525 - 0,30) = 8,52 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 140 \times 30 = 27,41 \text{ t}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

a.7) Diseño por flexión

$$M_u = \frac{\sigma \times B (m^2)}{2} = \frac{27,059 \times (1,40)(0,525^2)}{2} = 5,22 \text{ t} - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{522 \ 069,58}{140 \times 30^2} = 4,14 \frac{kg}{cm^2}$$

Tabla 16

Cuantía vs K_u para el valor de $K_u=4,14$

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Pho	K_u
0,10%	3,74
0,12%	4,47
0,14%	5,20

Nota. Tabla para diseño estructural en concreto armado

Realizando

$$\frac{0,12\% - 0,10\%}{0,12\% - x\%} = \frac{4,47 - 3,74}{4,47 - 4,14}$$

$$p = 0,00111$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0,00111 \cdot 140 \cdot 30 = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

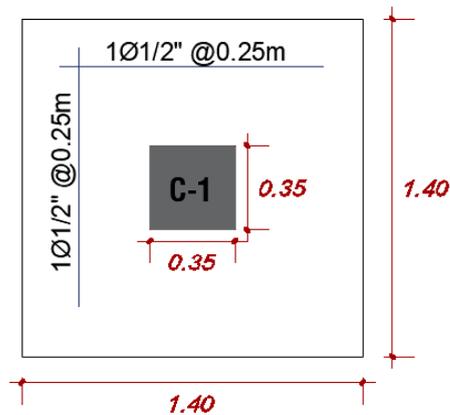
Diámetro de acero $\phi = 1/2"$

$$S = \frac{A_b}{A_s} = \frac{1,27}{4,62} = 0,27 \text{ cm}$$

Se colocarán mallas inferiores de $\phi = 1/2" @ 0,25 \text{ m}$

Figura 26

Distribución del acero en la zapata Z-1



b) Zapata n°02

Para el diseño de la zapata correspondiente de la columna C-2 de 0,30m x 0,30 m, ubicado en los ejes 6-6 entre A-A.

b.1) Resultados obtenidos por el software Etabs 2016

Tabla 17

Cargas de servicio de la columna C-2

CARGAS DE SERVICIO			
	Pn (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)
CARGA MUERTA	21,379 1	0,028 7	0,047 4
CARGA VIVA	4,535 8	0,008 6	0,005 3
SISMO X-X	9,420 5	0,050 2	2,659 1
SISMO Y-Y	3,261 0	3,291 6	0,545 7

b.2) Dimensionamiento por presión admisible

calculamos el Área requerida con la Ecuación 22:

$$A_{requerida} = \frac{(1,05)(21,379\ 1 + 4,535\ 8) + 9,420\ 5}{1,3 \times 25} = 1,13\ m^2$$

Se consideró el valor mayor, zapatas rectangulares de 1,20 m x 1,20 m, considerando lados iguales para ambas direcciones.

Se verificará los esfuerzos producidos debido a los momentos considerando una altura de la zapata de 0,40 m.

b.3) Verificación Estática (CM y CV)

$$P_{propio} = 1,20 \times 1,20 \times 0,40 \times 2,40 = 1,382\ t$$

$$\sigma_{adm} = 25\ \frac{t}{m^2}, \quad \sigma_{adm}(xx - yy) = 32,5\ \frac{t}{m^2}$$

Caso 01: Cargas de Gravedad

$$\sigma = \frac{1,382 + 21,3791 + 4,5358}{1,44} \pm \frac{6(0,0474 + 0,0053)}{1,20 \times 1,20^2}$$

$$\sigma_{máx} = 19,14\ \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{mín} = 18,77\ \frac{t}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Caso 02: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección X-X

$$\sigma = \frac{25,914\ 9 + 9,420\ 5}{1,44} \pm \frac{6(0,028\ 7 + 0,008\ 6 + 0,050\ 2)}{1,20^2 \times 1,20}$$

$$\sigma_{máx} = 24,84\ \frac{ton}{m^2} \quad \sigma_{mín} = 24,23\ \frac{ton}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Caso 03: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma = \frac{25,914\ 9 + 3,261\ 0}{1,44} \pm \frac{6(0,047\ 4 + 0,005\ 3 + 0,545\ 7)}{1,20 \times 1,20^2}$$

$$\sigma_{máx} = 22,34\ \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{mín} = 18,18\ \frac{t}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Se puede observar que en todos los casos los esfuerzos máximos son menores al esfuerzo admisible, lo que nos indica que nuestras dimensiones para la zapata en la C-2 son las adecuadas.

b.4) Envoltente de presiones

Para el cálculo de los esfuerzos máximos, utilizaremos la combinación de carga según la Norma E.060, en la combinación de carga $U = 1,4CM + 1,7CV$ se obtuvieron mayores resultados tanto en el sentido x-x como en el sentido y-y.

Dirección X-X

$$P_u = 37,642 \text{ t}$$

$$M_u = 0,0548 \text{ t-m}$$

$$\sigma = \frac{37,642}{1,44} + \frac{6(0,0548)}{1,20^2 \times 1,20} = 26,33 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Dirección Y-Y

$$P_u = 37,642 \text{ t}$$

$$M_u = 0,0754 \text{ t-m}$$

$$\sigma = \frac{37,642}{1,44} + \frac{6(0,0754)}{1,20 \times 1,20^2} = 26,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Se elige el valor máximo correspondiente a $\sigma_u = 26,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

b.5) Verificación de corte por punzonamiento

La altura de la zapata "h" es de 40 cm, por lo que su peralte efectivo es de 30 cm. Calculando la resistencia requerida:

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

$$C_2 = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0,30 + 0,30)(0,30 + 0,30) = 0,36 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (A - A_o) = 26,40(1,44 - 0,36) = 28,51 \text{ t}$$

Se determina la resistencia de diseño ϕV_c

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0,30 + 0,30 + 2(0,30)) = 2,40 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi \times 1,06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,06 \times \sqrt{210} \times 240 \times 30 = 94,01 \text{ t}$$

Considerando el valor menor obtenido $94,01 \text{ t} > 28,51 \text{ t}$. (CUMPLE)

b.6) Verificación de corte por flexión

Se tienen volados con longitudes iguales en ambas direcciones se calculará ϕV_c y V_u , como la zapata es cuadrada la longitud en dirección X-X y Y-Y son iguales, por lo tanto, se obtendrá el mismo resultado para ambas direcciones.

Dirección (X-X y Y-Y)

$$V_u = \sigma_u \times B (m - d) = 26,40 \times 1,20 (0,45 - 0,30) = 4,75 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 30 = 23,50 \text{ t}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

b.7) Diseño por flexión

$$M_u = \frac{\sigma \times B (m^2)}{2} = \frac{26,40 \times (1,20)(0,45^2)}{2} = 3,21 \text{ t-m}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{320\,760,00}{120 \times 30^2} = 2,97 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_s = p_x b x d = 0,001 \times 120 \times 30 = 3,60 \text{ cm}^2/m$$

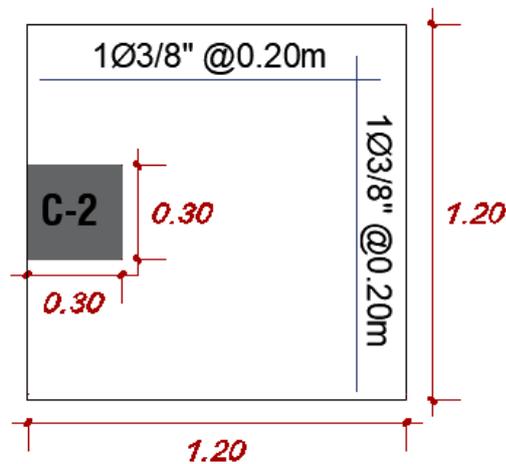
Diámetro de acero $\phi = 3/8"$

$$S = \frac{A_b}{A_s} = \frac{0,71}{3,60} = 0,20$$

Se colocarán mallas inferiores de $\phi = 3/8" @20 \text{ cm}$.

Figura 27

Distribución del acero en la zapata ubicada en la columna C-2



c) Zapata N°03

Para el diseño de la zapata correspondiente de la columna C-3 de 0,35m x 0,30 m, ubicado entre los ejes 6-6 entre B-B.

c.1) Resultados obtenidos por el software Etabs 2016

Tabla 18

Cargas de servicio de la columna C-3

CARGAS DE SERVICIO			
	Pn (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)
CARGA MUERTA	27,741 7	0,108 7	0,002 2
CARGA VIVA	6,132 2	0,041 1	0,005 2
SISMO X-X	3,379 0	0,048 9	4,581 9
SISMO Y-Y	1,778 6	3,536 5	0,940 4

c.2) Dimensionamiento por presión admisible

calculamos el área requerida con la ecuación 21:

$$A_{requerida} = \frac{(1,05)(27,741\ 7 + 6,132\ 2)}{25} = 1,42\ m^2$$

Se considera el mayor valor, zapatas rectangulares de 1,30 m x 1,20 m, considerando lados iguales para ambas direcciones.

Se verificará los esfuerzos producidos debido a los momentos considerando una altura de la zapata de 0,40 m.

c.3) Verificación Estática (CM y CV)

$$P_{propio} = 1,30 \times 1,20 \times 0,40 \times 2,40 = 1,498\ t$$

$$\sigma_{adm} = 25\ \frac{t}{m^2}, \quad \sigma_{adm}(xx - yy) = 32,5\ \frac{t}{m^2}$$

Caso 01: Cargas de Gravedad

$$\sigma = \frac{1,498 + 27,741\ 7 + 6,132\ 2}{1,56} \pm \frac{6(0,108\ 7 + 0,041\ 1)}{1,30^2 \times 1,20}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 23,12\ \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{m\acute{i}n} = 22,23\ \frac{t}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Caso 02: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección X-X

$$\sigma = \frac{33,873\ 9 + 3,379}{1,56} \pm \frac{6(0,108\ 7 + 0,041\ 1 + 0,048\ 9)}{1,30^2 \times 1,20}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 22,30\ \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{m\acute{i}n} = 21,13\ \frac{t}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Caso 03: Cargas de Gravedad más sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma = \frac{33,873\ 9 + 1,778\ 6}{1,56} \pm \frac{6(0,002\ 2 + 0,005\ 2 + 0,940\ 4)}{1,30 \times 1,20^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 25,89\ \frac{t}{m^2} \quad \sigma_{m\acute{i}n} = 19,82\ \frac{t}{m^2} \quad (CUMPLE)$$

Se puede observar que en todos los casos los esfuerzos máximos son menores al esfuerzo admisible, lo que nos indica que nuestras dimensiones para la zapata en la C-3 son las adecuadas.

c.4) Envolvente de presiones

Para el cálculo de los esfuerzos máximos, utilizaremos la combinación de carga según la Norma E.060, en la combinación de carga $U = 1,4CM + 1,7CV$ se obtuvieron mayores resultados tanto en el sentido x-x como en el sentido y-y.

Dirección X-X

$$P_u = 49,263 \text{ t}$$

$$M_u = 0,2205 \text{ t-m}$$

$$\sigma = \frac{49,263}{1,56} + \frac{6(0,2205)}{1,30^2 \times 1,20} = 32,23 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Dirección Y-Y

$$P_u = 49,263 \text{ t}$$

$$M_u = 0,01192 \text{ t-m}$$

$$\sigma = \frac{49,263}{1,56} + \frac{6(0,01192)}{1,30 \times 1,20^2} = 31,62 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Se elige el valor máximo correspondiente a $\sigma_u = 32,23 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

c.5) Verificación de corte por punzonamiento

La altura de la zapata "h" es de 40cm, por lo que su peralte efectivo es de 30cm.

Calculando la resistencia requerida:

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

$$C_3 = 35 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0,35 + 0,30)(0,30 + 0,30) = 0,42 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (A - A_o) = 32,23(1,56 - 0,42) = 36,74 \text{ t}$$

Se determina la resistencia de diseño ϕV_c

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0,35 + 0,30 + 2(0,30)) = 2,50 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi \times 1,06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,06 \times \sqrt{210} \times 250 \times 30 = 97,92 \text{ t}$$

Considerando el valor menor obtenido $97,92 \text{ t} > 36,74 \text{ t}$. (CUMPLE)

c.6) Verificación de corte por flexión

Se calculará la resistencia requerida V_u y resistencia suministrada ϕV_c para la dirección X y dirección Y.

Dirección X-X

$$V_u = \sigma_u \times B (m - d) = 32,23 \times 1,30 \times (0,475 - 0,30) = 7,33 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 130 \times 30 = 25,46 \text{ t}$$

Dirección Y-Y

$$V_u = \sigma_u \times B (n - d) = 32,23 \times 1,20 \times (0,45 - 0,30) = 5,80 \text{ t}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 30 = 23,50 \text{ t}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE EN LOS DOS SENTIDOS)}$$

c.7) Diseño por flexión

Dirección X-X

$$Mu = \frac{\sigma \times B(m^2)}{2} = \frac{32,23 \times 1,30(0,475^2)}{2} = 4,73 \text{ t} - \text{m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{472\,673,09}{130 \times 30^2} = 4,04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$As = p \times b \times d = 0,001\,08 \times 130 \times 30 = 4,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

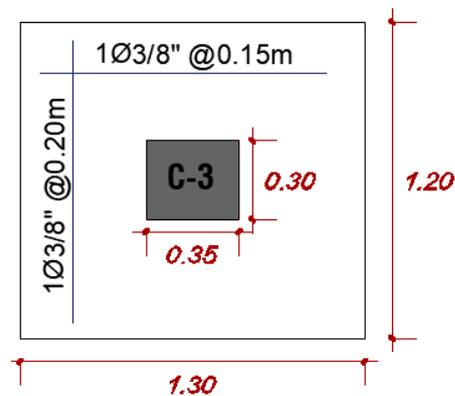
Diámetro de acero $\phi = 3/8''$ $S = Ab/As = 0,71/4,21 = 0,17 \text{ cm}$ Se colocarán mallas inferiores de $\phi = 3/8'' @ 15 \text{ cm}$.

Dirección Y-Y

$$Mu = \frac{\sigma \times B(m^2)}{2} = \frac{32,23 \times 1,20(0,45^2)}{2} = 3,92 \text{ t} - \text{m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{391\,594,5}{120 \times 30^2} = 3,63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$As = p \times b \times d = 0,001 \times 120 \times 30 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diámetro de acero $\phi = 3/8''$ $S = Ab/As = 0,71/3,6 = 0,20 \text{ cm}$ Se colocarán mallas inferiores de $\phi = 3/8'' @ 20 \text{ cm}$.**Figura 28***Distribución del acero en la zapata ubicada en la columna C-3*

4.4 Análisis estructural usando el sistema de muros de ductilidad limitada

4.4.1 Concepto de muros de ductilidad limitada

Sistema estructural compuesto principalmente por muros portantes de concreto armado en el sentido X-X e Y-Y, que no pueden desarrollar grandes desplazamientos inelásticos.

Los muros tienen espesores reducidos entre 10 a 15 cm, no es posible realizar un confinamiento en sus extremos por medio de estribos ni el uso de doble malla de refuerzo, para evitar congestión de grava del concreto lo cual causaría cangrejas o fisuras, disminuyendo la resistencia final del concreto.

Se utilizan losas macizas que cumplen la función de diafragma rígido. El sistema no presenta grandes desplazamientos inelásticos, los muros están contruidos con una malla electrosoldada para edificaciones menores de 3 pisos y con acero corrugado para edificaciones de 4 a más pisos.

4.4.2 Predimensionamiento

Las edificaciones con este tipo de sistema son generalmente menores de 8 pisos, debido a que su uso es reciente y no se sabe con certeza el comportamiento real de este tipo de edificios ante un sismo en la ciudad de Tacna.

Una de las características importantes de este sistema es que nos permite realizar edificios con gran rigidez lateral y gran resistencia frente a la actividad sísmica. Por ello en relación al sistema de pórticos o edificios con albañilería portante suele ser más conveniente usar los muros con ductilidad limitada, por el hecho de conseguir mejor resistencia con menos espesor de muros y por ello mayor espacio útil de la edificación.

4.4.2.1 Predimensionamiento de MDL

Según lo que indica la norma E.060 del RNE, el espesor el alma para muros de corte no debe ser menor de $1/25$ de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 15 cm, a excepción de los sistemas de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no debe ser menor a 10 cm.

Por lo tanto, asumiremos un espesor de muros de 10 cm. Para todo el edificio, lo cual se verificará con el análisis sísmico y de requerirse mayor espesor se podrá incrementar hasta un máximo de 15 cm.

4.4.2.2 Predimensionamiento de losas macizas

La resistencia y rigidez de una losa maciza en dos direcciones es muy buena, por lo cual requiere de peraltes reducidos, pudiéndose considerar igual al perímetro de un paño dividido entre 180. (Blanco A.)

En la figura 29 se muestran los valores de peraltes o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Figura 29

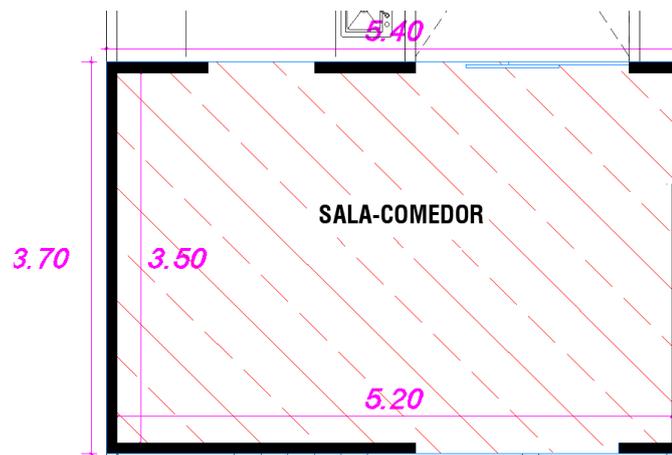
Tabla de peraltes mínimos de vigas no preesforzadas

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

Nota. Tabla para predimensionamientos de losa RNE E.060

Figura 30

Paño crítico de losa maciza



$$- \text{Perímetro} = 18,20\text{m} \rightarrow h = \frac{17,40}{180} = 0,09\text{m}$$

$$- \text{Luz libre} = 3,50\text{m} \rightarrow h = \frac{3,50}{28} = 0,125\text{m}$$

Por lo tanto, el espesor mínimo de la losa maciza que asumiremos será de 10cm, para la losa que recibe la zona de escaleras y para la zona donde estén ubicados los servicios higiénicos se considerará una losa de 15 cm debido a que las instalaciones sanitarias demandan tuberías de hasta 4”.

4.4.2.3 Platea y vigas de cimentación

Según la norma E.060 para el diseño de la cimentación con plateas se debe tener en consideración lo siguiente:

- Se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, para casos de plateas de cimentación sobre rellenos controlados.
- Se deben colocar vigas (uñas o dientes) en los bordes de las plateas con una profundidad mínima por debajo de la losa de 60 cm o dos veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- Las vigas interiores deberán tener una profundidad mínima por debajo de la losa de 2 veces el espesor de la losa.
- En ancho de las vigas no deberá ser menor que el espesor de la losa ni de 25 cm

El espesor de la platea de cimentación para edificaciones menores a 8 pisos oscila entre los 20 a 25 cm

4.4.3 Metrado de cargas

Conforme al predimensionamiento realizado e identificados los elementos estructurales, el metrado de cargas correspondiente a la estructura se realizará por gravedad y por cargas de sismo.

4.4.3.1 Metrado por cargas de gravedad

a) Losa maciza

Se consideraron dos tipos de losas macizas, de 20cm de espesor para la zona que recibe las escaleras y zona de servicios higiénicos y otra losa de 13 cm para el resto de la edificación. Considerando carga distribuida para piso terminado de 100 kg/m².

Tabla 19*Metrado de losa maciza típica*

LOSA TÍPICA					
	P.U	Espesor (m)	Ancho (m)	Carga total (t/m)	Und.
Peso propio	2,4	0,10	1,00	0,240	t/m
Piso terminado	0,1		1,00	0,100	t/m
			WD	0,340	t/m
Sobrecarga	0,2		1,00	0,200	t/m
			WL	0,200	t/m
$\omega_u = 1,4 CM + 1,7 CV$					
LOSA TÍPICA:	$\omega_u = 1,4(0,340) + 1,7 (0,200) = \mathbf{0,816 t/m}$				

Tabla 20*Metrado de losa de baño*

LOSA BAÑO					
	P.U	Espesor (m)	Ancho (m)	Carga total (t/m)	Und.
Peso propio	2,4	0,15	1,00	0,360	t/m
Piso terminado	0,1		1,00	0,100	t/m
			WD	0,460	t/m
Sobrecarga	0,2		1,00	0,200	t/m
			WL	0,200	t/m
$\omega_u = 1,4 CM + 1,7 CV$					
LOSA TÍPICA:	$\omega_u = 1,4(0,460) + 1,7 (0,200) = \mathbf{0,984 t/m}$				

Tabla 21*Metrado de losa de azotea*

LOSA AZOTEA					
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Carga total (t/m)	Und.
Peso propio	2,4	0,10	1,00	0,240	t/m
Piso terminado	0,1		1,00	0,100	t/m
			WD	0,340	t/m
Sobrecarga	0,1		1,00	0,100	t/m
			WL	0,100	t/m
			$\omega_u = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$		
LOSA TÍPICA:				$\omega_u = 1,4(0,340) + 1,7 (0,100) = \mathbf{0,646 \text{ t/m}}$	

4.4.3.2 Metrado por cargas de sismo**a) Muros de ductilidad limitada**

Se verificará la longitud de muros en cada dirección y estimar el peso de cada muro en toneladas.

Se considera el peralte efectivo (d) como el 80% del valor de la longitud del muro, lo cual lo establece la siguiente relación.

$$d = 0,8L$$

Expresión de cortante de diseño:

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Reemplazando el peralte efectivo (d) y despejando L (longitud de muros) se tiene:

$$L = \frac{V_c}{0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times 0,8}$$

Para el cálculo de la fuerza cortante total en la base se tomó en cuenta los parámetros establecidos en la norma E.030 2018 así como la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Tabla 22*Factores y coeficientes para determinar V en la base*

Factor de zona	Z	0,45
Factor de uso o importancia	U	1
Factor de amplificación sísmica	C	2,5
Factor de amplificación del suelo	S	1,05
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	R	4

Según la norma E.030 2018 en el artículo 26, la estimación peso (P) de la edificación se calcula adicionando a la carga permanente de la edificación un porcentaje de la carga viva, 25% para edificaciones de categoría C.

Tabla 23*Cargas para todos los niveles*

CARGA MUERTA PISOS 1,2,3,4 Y 5					
	Peso específico (t/m³)	Área (m²)	Espesor (m)	Altura (m)	Peso (t)
Losa maciza	2,4	96,72	0,10	-	23,213
	2,4	16,45	0,15	-	5,922
Muros					
M1	2,4	0,53	-	2,4	3,053
M2	2,4	0,5	-	2,4	2,880
M3	2,4	0,3	-	2,4	1,728
M4	2,4	0,15	-	2,4	0,864
M5	2,4	0,15	-	2,4	0,864
M6	2,4	0,5	-	2,4	2,880
M7	2,4	0,39	-	2,4	2,246
M8	2,4	0,48	-	2,4	2,765
M9	2,4	0,31	-	2,4	1,786
M10	2,4	0,395	-	2,4	2,275
M11	2,4	0,55	-	2,4	3,168
M12	2,4	0,25	-	2,4	1,440
M13	2,4	0,35	-	2,4	2,016

	Peso específico (t/m³)	Área (m²)	Espesor (m)	Altura (m)	Peso (t)
M14	2,4	0,39	-	2,4	2,246
M15	2,4	0,25	-	2,4	1,440
M16	2,4	0,20	-	2,4	1,152
M17	2,4	0,35	-	2,4	2,016
M18	2,4	0,23	-	2,4	1,325
					65,279

CARGA VIVA

		S/C (t/ m²)	Área (m²)	%CV	Peso (t)
Azotea	Piso 5	0,1	96,72	0,25	2,418
Piso típico	Piso 1,2,3 y 4	0,2	96,72	0,25	4,836

Los muros M16, M17, M18 solo estarán presentes en el primer nivel, en la tabla 24 se muestra el total de cargas por piso

Tabla 24

Peso total de la edificación

	CM+CV	Peso (t)
Piso 5	60,786+2,418	63,204
Piso 1	65,279+4,836	70,115
Piso 2,3 y 4	60,786+4,836	65,622
PESO TOTAL (P)	63,204+70,115+65,622(3)	330,185

Con los datos obtenidos, reemplazamos en la expresión de la cortante basal:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V = \frac{0,45 \times 1 \times 2,5 \times 1,05}{4} \times 330,185$$

$$V = 97,508 \text{ t}$$

Reemplazamos la cortante basal y verificamos la longitud mínima de muros para la estructura.

$$L = \frac{97,508 \times 1000}{0,85 \times 0,53 \times \sqrt{175} \times 10 \times 100 \times 0,8}$$

$$L = 20,452 \text{ m}$$

La tabla 25 muestra las longitudes de muros propuestas en la arquitectura en ambas direcciones.

Tabla 25

Longitud total de muros de la edificación

Longitud de muros X-X	22,80 m
Longitud de muros Y-Y	31,3 m

Con lo cual se comprueba que en ambas direcciones se tiene mayor longitud de muros que el mínimo calculado.

4.4.4 Análisis sísmico

Para la estructura propuesta se realiza un análisis estático y dinámico teniendo en consideración los parámetros establecidos en la norma técnica E0.30 2018 Diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones.

El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS 2016 V2.1, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional de la edificación y con el uso de un espectro de aceleraciones se determinan los desplazamientos laterales, el periodo, las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros en situaciones de sismo.

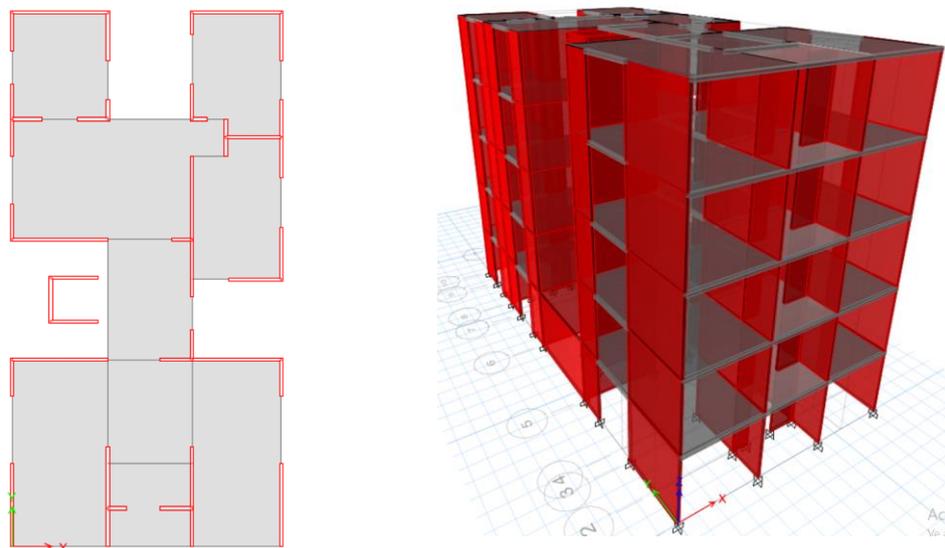
4.4.4.1 Modelo estructural

El edificio de vivienda multifamiliar consta de 5 niveles, con una altura de entre piso de 2,40 m, y altura total de 12m para uso de vivienda multifamiliar.

Generalmente en el sistema de muros de ductilidad limitada se trabaja con concreto premezclado, con baja relación a/c ($f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$) Preparado con mixer y vaciado con una bomba.

Figura 31

Vista en Planta y tridimensional de la estructura



Parámetros y consideraciones generales

a) Zonificación

Según la norma E0.30-2018 diseño sismorresistente, en el artículo 10 nos indica la zonificación para el territorio peruano, por lo cual el factor Z para la ciudad de Tacna (zona de estudio) es de **$Z=0,45$** .

b) Categoría de las edificaciones y factor de uso

Las viviendas están consideradas como categoría C “edificaciones comunes” por lo tanto el factor de uso o importancia (U), definido en la tabla N° 5 de la norma E0.30-2018 es de **$U=1,00$**

c) Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

d) Factor de suelo

Este factor está determinado por el tipo de suelo y la zona (Tabla N° 3 NTE E0.30-2018), para el tipo de suelo requerido S2 y zona 4, el factor de suelo es **$S=1,05$**

e) Sistema estructural

Para el sistema de muros de ductilidad limitada, la tabla Nª 07 de la norma E.030-2018 nos indica un coeficiente de reducción **R=4**

4.4.5 Análisis sísmico estático

El artículo 28 de la norma E.030-2018 define al análisis estático como las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

4.4.5.1 Periodo fundamental de vibración

En el artículo 28.4 de la norma E0.30-2018 se indica la siguiente expresión, que nos permite estimar el periodo de vibración de la edificación.

De acuerdo con la Ecuación 6 reemplazamos.

C_T : 60 para muros de ductilidad limitada

Para ambas direcciones:

$$T = \frac{12}{60} = 0,2 \text{ s}$$

La norma indica que estos valores obtenidos son estimados, por lo cual es necesario realizar el modelamiento en el software para calcular un valor más exacto.

4.4.5.2 Análisis de modos de vibración

Los modos de vibración se determinan de acuerdo a la rigidez y la distribución de masas. Según el artículo 29.1.2. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas sea por lo menos el 90% de la masa total, se toma en cuenta los 3 primeros modos predominantes.

El proyecto posee un total de 15 modos de vibración, considerando tres grados de libertad por cada nivel.

La Tabla 26 nos muestra los periodos obtenidos del software ETABS

Tabla 26*Periodos de vibración y relación de masa*

Modo	Periodo (s)	Masa	Masa	% Masa	% Masa
		participativa X-X	participativa Y-Y	participativa X-X	participativa Y-Y
1	0,261	0,371	0,014	37,120	1,370
2	0,229	0,020	0,635	1,990	63,480
3	0,143	0,280	0,007	27,980	0,700
4	0,056	0,125	0,002	12,520	0,180
5	0,044	0,007	0,214	0,650	21,380
6	0,033	0,106	0,004	10,560	0,400
7	0,025	0,029	0,001	2,940	0,080
8	0,019	0,004	0,075	0,350	7,520
9	0,016	0,029	0,003	2,920	0,280
10	0,016	0,012	0,001	1,180	0,080
11	0,012	0,005	0,000	0,490	0,002
12	0,012	0,002	0,031	0,160	3,110
13	0,011	0,009	0,004	0,850	0,350
14	0,009	0,002	0,003	0,240	0,340
15	0,009	0,001	0,007	0,070	0,710

Según el artículo 29.1.2. de la norma E.030-2018, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración que sumadas las masas efectivas sea mayor del 90% de la masa total, para lo cual se toman en cuenta por lo menos tres modos predominantes en cada dirección de análisis.

Tabla 27*Modos de vibración predominantes en el sentido X-X*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
1	0,261	37,12
3	0,143	27,98
4	0,056	12,52
6	0,033	10,56
7	0,025	2,940
TOTAL		91,12%

Tabla 28*Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
2	0,229	63,48
5	0,056	21,38
8	0,019	7,52
TOTAL		92,38 %

4.4.6 Análisis sísmico dinámico

En el artículo 29 de la norma E0.30-2018 nos indica que la estructura puede ser diseñada usando resultados de análisis dinámicos por combinación modal espectral.

4.4.6.1 Análisis de aceleración espectral

Según el artículo 29.2.1 de la norma E0.30-2018 Para cada dirección se utiliza el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que está definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \left(\frac{m}{s^2}\right)$$

En la Tabla 29 se muestra los valores de la aceleración espectral (S_a) en intervalos de tiempo, desde el tiempo 0,00 hasta los primeros 10s. y se grafica en la Figura 32

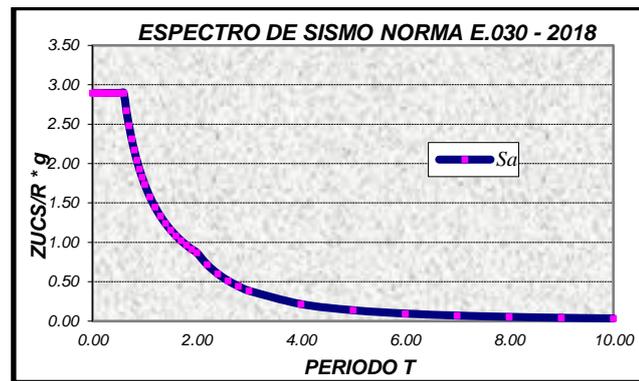
Tabla 29*Valores de S_a para 0s hasta 10s*

T (s)	Sa (m/s²)	T (s)	Sa (m/s²)	T (s)	Sa (m/s²)
0,00	2,897	0,55	2,897	1,80	0,966
0,02	2,897	0,60	2,897	1,90	0,915
0,04	2,897	0,65	2,674	2,00	0,869
0,06	2,897	0,70	2,483	2,20	0,718
0,08	2,897	0,75	2,318	2,40	0,604
0,10	2,897	0,80	2,173	2,60	0,514
0,12	2,897	0,85	2,045	2,80	0,443
0,14	2,897	0,90	1,931	3,00	0,386
0,16	2,897	0,95	1,830	4,00	0,217
0,18	2,897	1,00	1,738	5,00	0,139
0,20	2,897	1,10	1,580	6,00	0,097
0,25	2,897	1,20	1,449	7,00	0,071

T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)
0,30	2,897	1,30	1,337	8,00	0,054
0,35	2,897	1,40	1,242	9,00	0,043
0,40	2,897	1,50	1,159	10,00	0,035
0,45	2,897	1,60	1,086		
0,50	2,897	1,70	1,022		

Figura 32

Espectro de sismo según la norma E.030-2018 para la EMDL



4.4.6.2 Desplazamientos de la edificación

Según el artículo 31 en el numeral 31.1 indica que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75R.

En la tabla 30 y 31 se muestran los resultados obtenidos del modelo estructural realizado en ETABS, con las comprobaciones de derivas máximas de entrepiso que nos indica la norma E0.30-2018.

Figura 33

Límites de distorsiones máximas 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

En la dirección X-X:

Tabla 30

Derivas de entrepiso en la dirección X

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 5	SISDINXX Max	X	0,001 049	0,003 147	CUMPLE
PISO 4	SISDINXX Max	X	0,001 027	0,003 081	CUMPLE
PISO 3	SISDINXX Max	X	0,000 904	0,002 712	CUMPLE
PISO 2	SISDINXX Max	X	0,000 627	0,001 881	CUMPLE
PISO 1	SISDINXX Max	X	0,000 229	0,000 687	CUMPLE

En la dirección Y-Y:

Tabla 31

Derivas de entrepiso en la dirección Y

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 5	SISDINYY Max	Y	0,000 677	0,002 031	CUMPLE
PISO 4	SISDINYY Max	Y	0,000 655	0,001 965	CUMPLE
PISO 3	SISDINYY Max	Y	0,000 571	0,001 713	CUMPLE
PISO 2	SISDINYY Max	Y	0,000 387	0,001 161	CUMPLE
PISO 1	SISDINYY Max	Y	0,000 13	0,000 39	CUMPLE

Se puede apreciar en las tablas 30 y 31 que las derivas máximas son de 0,003 147 o 3,15% en la dirección X-X y 0,002 031 o 2,03% en la dirección Y-Y, de acuerdo

a la norma E.030-2018 en la tabla N° 11 indica un valor de 0,005 o 5% para sistemas de muros de ductilidad limitada, por tanto, se concluye que se está cumpliendo con este parámetro en ambos sentidos.

4.4.6.3 Cortante de diseño

En el ítem 29.4.1 de la norma E.030-2018 indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares.

También es necesario incrementar el cortante de ser necesario para cumplir los mínimos señalados, escalando proporcionalmente todos los resultados obtenidos.

Tabla 32

Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala

	V estático (t)	V dinámico (t)	V diseño (80% V est) (t)	Factor de escala
Dirección X-X	113,72	55,35	90,97	1,64
Dirección Y-Y	113,72	73,85	90,97	1,23

4.5 Diseño en concreto armado usando el sistema de muros de ductilidad limitada

a) Consideraciones generales

En el capítulo 8 “análisis y diseño” de la norma E.060 indica que para el diseño de estructuras de concreto armado se utiliza el diseño por resistencia, debiendo proporcionarse a cada una de las secciones de los elementos estructurales resistencias de diseño (ϕR_n) adecuadas, utilizando factores de carga de amplificación y factores de reducción de resistencia.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Para las diferentes solicitaciones de las resistencias nominales deben satisfacerse las siguientes expresiones.

$$\text{Flexión} \quad \phi M_n \geq M_u$$

$$\text{Cortante} \quad \phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Carga axial} \quad \phi P_n \geq P_u$$

b) Factores de reducción de resistencia

$$\text{Flexión} \quad \phi = 0,9$$

$$\text{Cortante} \quad \phi = 0,85$$

$$\text{Carga axial} \quad \phi = 0,7$$

4.5.1 Diseño de losas

Las losas macizas propuestas son de 10 centímetros de espesor, a excepción de la zona de baños y losas donde se apoya la escalera, donde se plantea una losa de 15 cm, para el diseño de las losas macizas se usará el software SAFE que nos permite exportar las losas desde el ETABS. este software realiza el diseño por el método de elementos finitos.

a) Diseño por flexión

El diseño por flexión se satisface cuando: $\phi M_n \geq M_u$

Para ello usaremos algunas ecuaciones de diseño:

- Para secciones rectangulares con falla en tracción.

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{siendo } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (24)$$

a.1) Acero mínimo, máximo y cuantía balanceada

Según el artículo 9.7.2 de la norma E.060, la armadura por retracción y temperatura en losas, para el caso de barras corrugadas de intersecciones soldadas con $f_y > 420$ Mpa, tiene una relación mínima de área de la armadura a área de la sección total del concreto de 0,001 8, por lo tanto:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,001 8 \times b \times h \quad (25)$$

Para la losa de 10 cm $A_{s \text{ mín}} = 0,0018 \times 100 \times 10 = 1,8 \text{ cm}^2$

Para la losa de 15 cm $A_{s \text{ mín}} = 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,7 \text{ cm}^2$

$$S_{\text{losa } 10\text{cm}} = \frac{0,71}{1,8} = 0,394 \text{ m} \quad S_{\text{losa } 15\text{cm}} = \frac{0,71}{2,7} = 0,263 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0,71}{0,30} = 2,367 \text{ cm}^2 \quad A_s = \frac{0,71}{0,25} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Para la losa de 10 cm

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2,367 \times 4200}{0,85 \times 175 \times 100} = 0,668 \text{ cm}$$

$$\varphi Mn = 0,9 \times A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \varphi Mn = 0,9 \times 2,367 \times 4200 \left(5 - \frac{0,668}{2} \right)$$

$$\varphi Mn = 0,4174 \text{ t} - \text{m}$$

Para la losa de 15cm

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2,84 \times 4200}{0,85 \times 175 \times 100} = 0,802 \text{ cm}$$

$$\varphi Mn = 0,9 \times A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \varphi Mn = 0,9 \times 2,84 \times 4200 \left(5 - \frac{0,802}{2} \right)$$

$$\varphi Mn = 0,494 \text{ t} - \text{m}$$

a.2) Acero máximo

En elementos no preesforzados sometidos a flexión o flexocompresión el refuerzo de acero de tracción no debe exceder de $0,75 A_{sb}$, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada.

$$A_{s \text{ máx}} = 0,75 \times \rho_b \times b \times d \quad (26)$$

La cuantía balanceada se refiere a la cantidad de acero necesario que producirá las fallas del acero y concreto al mismo tiempo y se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y} \right) \quad (27)$$

ε_{cu} : Deformación última del concreto = 0,003

ε_y : Deformación de fluencia del acero = 0,002

b) Diseño por cortante

El diseño por cortante se satisface cuando: $\phi V_n \geq V_u$ (norma E.060 Concreto armado)

Siendo $V_n = V_c + V_s$; Aporte del concreto (V_c) , Aporte del acero (V_s).

Para el diseño por cortante tenemos lo siguiente:

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{175} \times 100 \times 5$$

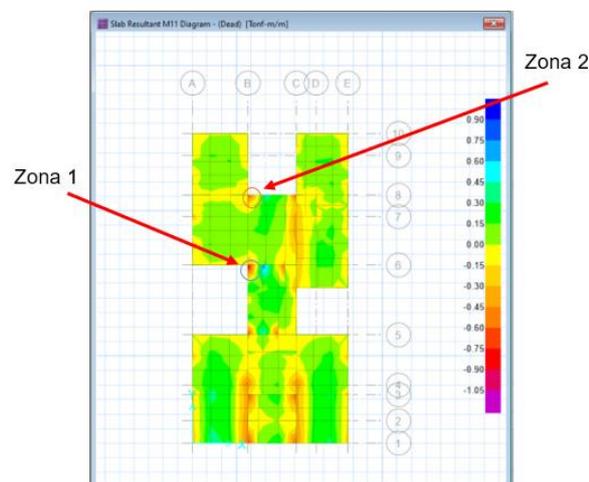
$$\phi V_c = 2,98 \text{ t}$$

b.1) Diseño de losa típica

Exportamos nuestro modelo al software SAFE para comprobar los momentos máximos en cada paño de las losas macizas para franjas de 1m.

Figura 34

Momentos en la dirección X-X (t-m/m)



Analizando los resultados obtenidos en las zonas críticas de la losa en dirección X-X señaladas en la figura 34, se realizan los cálculos de acero en la tabla 33.

Tabla 33*Diseño en la dirección XX por cortante y flexión*

	Zona 1	Zona 2
Espesor de losa(cm)	15	10
Mu (t-m)	0,83	0,65
As requerido (cm ²)	3,713	2,813
Acero colocado	$\varnothing 3/8'' @ 0,25 + \varnothing 8\text{mm} @ 0,25$	$\varnothing 3/8'' @ 0,25$
As colocado (cm ²)	4,84	2,84
Vu (t)	0,982	0,421
ϕV_c (t)	2,98	2,98

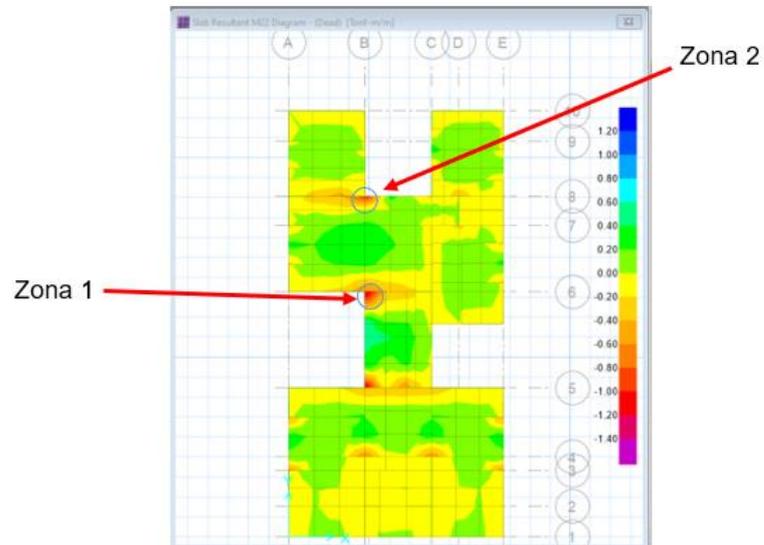
Figura 35*Momentos en la dirección Y-Y (t-m/m)*

Tabla 34*Diseño en la dirección YY por cortante y flexión*

	Zona 1	Zona 2
Espesor de losa(cm)	15	10
Mu (t-m)	1,10	0,80
As requerido (cm ²)	5,213	3,563
Acero colocado	Ø3/8" @0,20 + ø8mm@0,20	Ø3/8" @0,30 + ø8mm@0,30
As colocado (cm ²)	6,05	4,03
Vu (t)	0,9	0,41
φVc (t)	3,87	3,87

4.5.2 Diseño de muros

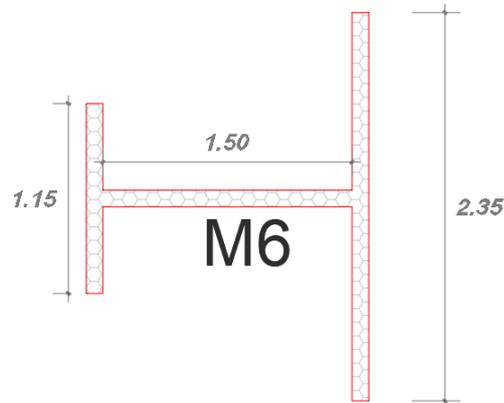
Para el diseño de muros de ductilidad limitada se utilizará la norma técnica E.060 concreto armado, del reglamento nacional de edificaciones.

Se tomarán consideraciones indicadas en el capítulo 21, ítem 21.10 de la norma E.060 denominada "edificaciones con muros de ductilidad limitada".

El muro diseñado será el denominado M6 está ubicado en el eje D, el procedimiento de diseño para los muros restantes es el mismo.

a) Diseño por flexocompresión**Consideraciones y detalles del muro M6**

- Altura total del muro : 12,00 m
- Longitud del muro : 3,9 m
- Espesor del muro : 0,10 m
- Área de la sección : 0,39 m²
- Concreto f'c : 175 kg/cm²
- Límite de fluencia del acero : 4200 kg/cm²

Figura 36*Vista en planta del muro M6*

Teniendo la relación de la altura, con la longitud total del muro h/l podemos determinar lo siguiente:

$$\left(\frac{h}{l}\right) = \frac{12,00 \text{ m}}{5,00 \text{ m}} = 2,4 > 1$$

La relación nos da un valor mayor a 1, lo cual indica que el muro es esbelto, por lo tanto, se diseñará como tal.

Tabla 35*Cargas en la base del muro M6*

CARGA		P(t)	Vx(t)	Vy(t)	Mx(t-m)	My(t-m)
Carga muerta (CM)		27,434	-0,078	-0,112	-0,794	0,264
Carga viva (CV)		6,389	-0,083	-0,059	-0,315	0,462
Carga Sísmica (Sx)		2,656	1,494	5,119	40,339	16,572
Carga Sísmica (Sy)		0,865	1,845	0,862	8,238	32,034

Tabla 36

Fuerzas últimas en la base del muro M6

COMBINACIONES DE CARGA	Pu (t)	Vux (t)	Vuy (t)
1,4CM+1,7CV	49,27	-0,25	-0,26
1,25CM+1,25CV+Sx	44,93	1,29	4,90
1,25CM+1,25CV-Sx	39,62	-1,70	-5,33
1,25CM+1,25CV+Sy	43,14	1,64	0,65
1,25CM+1,25CV-Sy	41,41	-2,05	-1,08
0,9CM+Sx	27,35	1,42	5,02
0,9CM-Sx	22,03	-1,56	-5,22
0,9CM+Sy	25,56	1,77	0,76
0,9CM-Sy	23,83	-1,92	-0,96

A continuación, se calculará el acero de refuerzo que requiere el muro M6 en cada dirección.

En la dirección X**Mx1**

Altura del muro $hm = 12,00 \text{ m}$

Longitud del muro $lm = 1,5 \text{ m}$

Espesor del muro $e = 0,10 \text{ m}$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{12m}{1,5 \text{ m}} = 8,00 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} \quad (28)$$

$$\phi Vc = 0,85(0,8 \times 150 \times 10)(0,53)\sqrt{175} = 7\,151,47 \text{ kg} \approx 7,151 \text{ t}$$

Por lo tanto, el acero colocado será de:

$$\phi Vc = 7,151 \text{ t}$$

$$\frac{\phi Vc_{acumulado}}{2} = \frac{7,151}{2} = 3,576 \text{ t}$$

$$\text{Si: } \frac{\phi Vc}{2} < Vu \rightarrow \rho_{vertical} = 0,0025$$

$$(\text{Del análisis realizado}) Vu_x = 5,02 \text{ tn} > 3,576 \text{ t}$$

Por lo tanto $\rho_{vertical} = 0,0025$

$$As = 0,0025 \times 10 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{vertical} = \frac{0,71}{2,5} = 0,284$$

→ El acero horizontal colocado será de $\emptyset 3/8" @ 0,25 \text{ m}$

En la dirección Y**My1**

Altura del muro $hm = 12m$

Longitud del muro $lm = 1,15 m$

Espesor del muro $e = 0,10 m$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{12 m}{1,15 m} = 10,43 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

Reemplazando en la Ecuación 28

$$\phi Vc = 0,85(0,8 \times 115 \times 10)(0,53)\sqrt{175} = 5\,482,79 \text{ kg} \approx 5,483 \text{ t}$$

My2

Altura del muro $hm = 12m$

Longitud del muro $lm = 2,35 m$

Espesor del muro $e = 0,10 m$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{12 m}{2,35 m} = 5,11 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

Reemplazando en la Ecuación 28

$$\phi Vc = 0,85(0,8 \times 235 \times 10)(0,53)\sqrt{175} = 11\,203,96 \text{ kg} \approx 11,204 \text{ t}$$

Por lo tanto, el acero colocado será de:

$$\phi Vc_{acumulado} = 5,483 \text{ t} + 11,204 \text{ t} = 16,687 \text{ t}$$

$$\frac{\phi Vc_{acumulado}}{2} = \frac{16,687}{2} = 8,34 \text{ t}$$

$$Si : \frac{\phi Vc}{2} < Vu \rightarrow \rho_{horizontal} = 0,0025$$

Por lo tanto $\rho_{vertical} = 0,0025$

$$As = 0,0025 \times 10 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2/m$$

$$S = \frac{0,71}{2,5} = 0,284$$

→ El acero vertical colocado será de $\emptyset 3/8" @ 0,25 m$

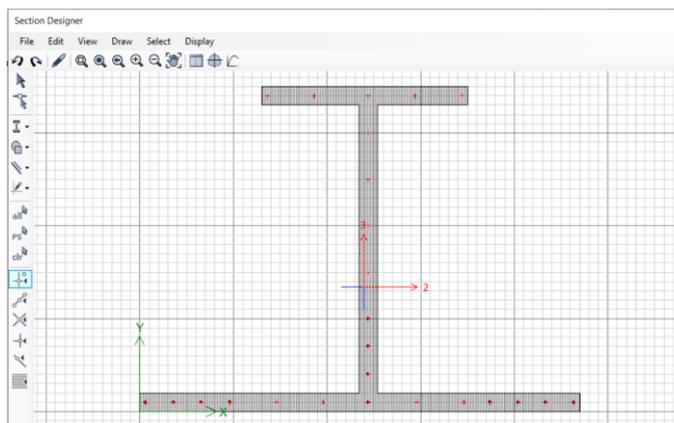
Utilizando la herramienta section designer del software ETABS, se realizó el diseño del muro M6, considerando valores mínimos de cuantía para el refuerzo vertical, en la figura 36 se muestra la distribución del acero.

Para el muro M6 se consideró en los extremos $4\emptyset 1/2" @ 0,15 m$ para crear un sistema con mayor rigidez, debido a que los muros son de 10 cm de espesor y no es posible colocar el acero en 2 capas y confinarlos.

Con esta distribución se generaron los diagramas de interacción del muro, considerando que si los puntos no se encuentran dentro del diagrama se necesitará aumentar el refuerzo de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Figura 37

Disposición preliminar de acero en el muro M6



En la tabla 37 se muestran los valores de momentos últimos obtenidos del análisis sísmico para el muro M6

Realizando las combinaciones de cargas establecidas en la norma E.060 para el primer nivel muro M6.

Tabla 37

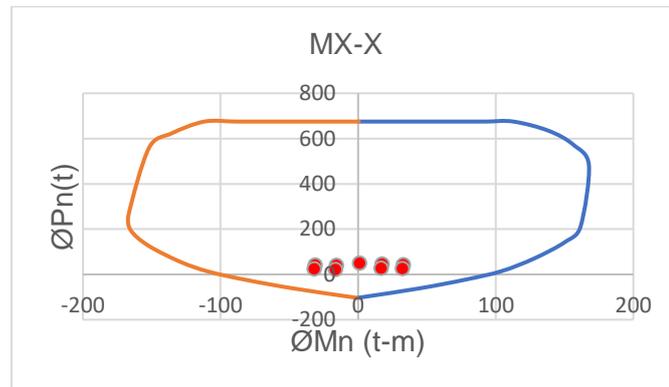
Momentos últimos en el muro M6

COMBINACIÓN	P (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
1,4CM+1,7CV	49,27	-1,65	1,16
1,25(CM+CV)+SX	44,93	38,95	17,48
1,25(CM+CV)-SX	39,62	-41,73	-15,66
1,25(CM+CV)+SY	43,14	6,85	32,94
1,25(CM+CV)-SY	41,41	-9,62	-31,13
0,9CM+SX	27,35	39,62	16,81
0,9CM-SX	22,03	-41,05	-16,33
0,9CM+SY	25,56	7,52	32,27
0,9CM-SY	23,83	-8,95	-31,80

Ubicamos las cargas actuantes en el diagrama de interacción para las direcciones X, Y.

Figura 38

Diagrama de interacción en la dirección X, M6



De acuerdo a los gráficos de diagrama de interacción, se puede observar que todos los puntos están dentro de los diagramas, lo cual indica que con los aceros colocados anteriormente en la figura 36 el muro de ductilidad limitada podrá resistir los momentos y cargas actuantes que se generen en la estructura.

b) Diseño por cortante

Utilizamos la fórmula

$$Vu = Vua \cdot \frac{Mn}{Mua} \quad (29)$$

En la dirección X:

$$Vua = 5,02 \text{ t} \quad ; \quad Mua = 39,62 \text{ t} - \text{m} \quad ; \quad Mn = 180 \text{ t} - \text{m} \quad (\text{del análisis})$$

$$\text{Reemplazando en la fórmula: } Vu = 22,8 \text{ t}$$

Calculamos el cortante nominal con la siguiente condición $Vn = Vc + Vs$

$$Vc = 0,53x\sqrt{175}x10x280 = 19,63 \text{ t}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0,85} - 19,63 = 26,83 \text{ t}$$

$$Vn = 19,63 + 26,83 = 46,46 \text{ t}$$

$$d = 0,8(350) = 280 \text{ cm}$$

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = \frac{0,5x4200x240}{11,42x1000} = 21,91 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos acero horizontal Ø8mm @0,20 m

4.5.3 Diseño de la platea de cimentación

En este tipo de sistema estructural se utilizan las plateas de cimentación debido a la alta concentración de muros de corte que se presentan, también es conveniente debido a los asentamientos diferenciales que podrían producirse debido a las cargas de la edificación.

El sistema de cimentación de plateas requiere de vigas de cimentación que actúan como uñas que garantizan una mejor adherencia entre la platea y el suelo.

Características de la platea de cimentación:

Espesor de losa: 0,20 m

Viga de cimentación: 0,25 mx0,80 m

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

a) Esfuerzos y capacidad portante del suelo

Para los casos de combinaciones de cargas donde solamente implican cargas de gravedad, las presiones no deben exceder la capacidad portante del suelo, $q = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ (del estudio de suelos)

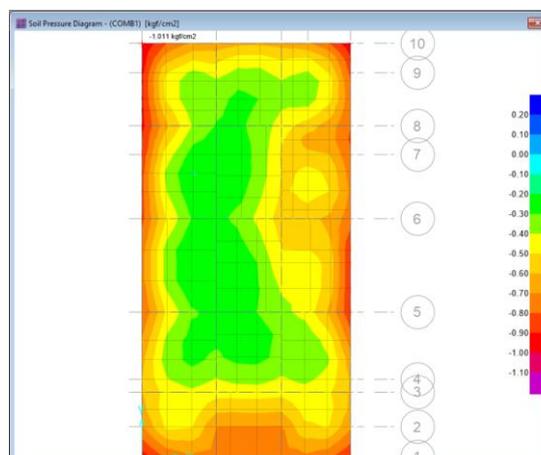
Según el artículo 15.2.4 de la norma E.060, para casos de combinaciones de carga donde intervengan cargas temporales como sismo o viento se podrá considerar un incremento del 30% de la presión admisible del suelo ($1,3q = 3,25 \text{ kg/cm}^2$).

El diseño de la platea de cimentación se realizó en el software SAFE utilizando las capacidades portantes del suelo antes mencionadas y coeficientes de balasto $K_s= 5 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de cargas de gravedad.

La figura 39 muestra las presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad.

Figura 39

Presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad

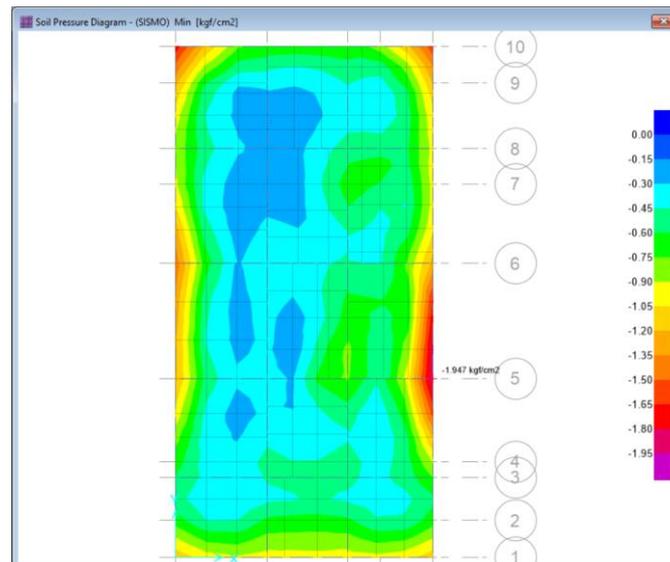


En la figura 39 podemos observar las presiones provenientes de la carga muerta y viva de la edificación, teniendo un valor máximo de 1,011 kg/cm² lo cual es menor que la capacidad portante de 2,5 kg/cm² del terreno en estudio.

La Figura 40 muestra las presiones en el suelo debido a las combinaciones de carga que incluyen sismo.

Figura 40

Presiones en el suelo debido a las combinaciones con sismo



En la Figura 40 podemos observar las presiones provenientes de las combinaciones de cargas que incluyen sismos de la edificación, teniendo un valor máximo de 1,947 kg/cm² lo cual es menor que la capacidad portante amplificada de 3,25 kg/cm² del terreno en estudio.

b) Diseño por flexión y cortante

Se diseñará de forma similar al diseño de losas macizas, considerando como franja de diseño un metro lineal.

La distribución del acero será en dos capas considerando un peralte efectivo de 0,19m con 0,06m de recubrimiento contra el suelo.

Consideramos como acero mínimo lo siguiente:

$$A_{s_{mín}} = 0,001 \cdot 8 \times 100 \times 20 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Calculamos el espaciamiento considerando que utilizaremos acero de 3/8" (As=0,71 cm²)

$$\frac{0,71 \text{ cm}^2}{\left(\frac{3,6 \text{ cm}^2/\text{m}}{2}\right)} = 0,39 \text{ m}$$

Consideramos el espaciamiento de 0,35 m por lo cual el área de acero por metro lineal resulta 2,03 cm²/m por cada capa.

Verificamos si el $\phi Mn \geq Mu$

$$a = \frac{2,03 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 100} = 0,478 \text{ cm/m}$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 2,03 \times 4200 \times \left(14 - \frac{0,478}{2}\right) = 1,056 \text{ t} - \text{m} / \text{m}$$

Para diseñar por fuerza cortante tenemos la siguiente condición $\phi Vn \geq Vu$ donde:

$$\phi Vc = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 14 \times \left(\frac{1 \text{ t}}{1000 \text{ kg}}\right)$$

$$\phi Vc = 9,14 \text{ t}$$

Realizamos el diseño analizando los momentos flectores obtenidos en el software SAFE para ambas direcciones.

En la dirección X-X

Figura 41

Momentos flectores de la platea en la dirección X-X

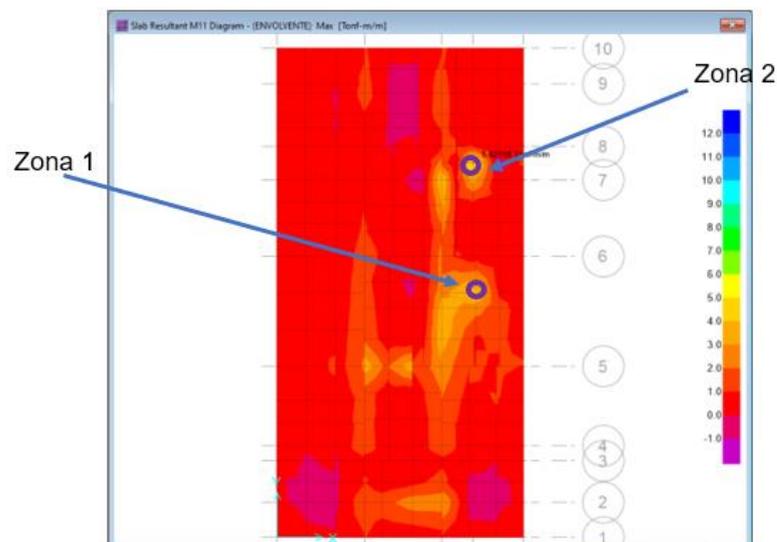


Tabla 38*Diseño por flexión y cortante en el sentido X-X*

	ZONA 1	ZONA 2
Mu (t.m)	4,31	5,62
As requerido (cm ²)	5,28	6,82
Acero colocado	Ø3/8" @0,20m+Ø8mm @0,20m	Ø1/2"@0,25m+Ø8mm @0,25m
As colocado (cm ²)	6,05	7,08
Vu (t)	5,65	7,27
ØVc	9,14	9,14

En la dirección Y-Y

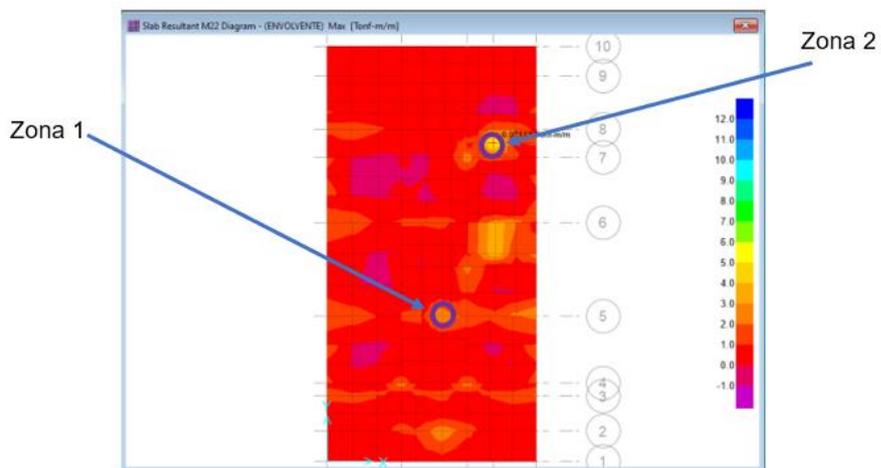
Figura 42*Momentos flectores de la platea en la dirección Y-Y*

Tabla 39*Diseño por flexión y cortante en el sentido Y-Y*

	ZONA 1	ZONA 2
Mu (t.m)	3,18	6,02
As requerido (cm ²)	3,74	7,26
Acero colocado	Ø3/8" @0,25m+Ø8mm @0,20m	Ø1/2"@0,20m+Ø8mm @0,20m
As colocado (cm ²)	4,84	8,85
Vu (t)	4,30	7,65
ØVc	9,14	9,14

c) Diseño de la viga de cimentación

Se realizará el diseño de la viga de borde de la platea por flexión y cortante, para lo cual consideraremos la viga más esforzada.

V(0,25 mx0,80 m)

Consideraciones generales:

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}, \quad fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}, \quad b = 0,25m, \quad d = 0,75m$$

Acero mínimo

$$As_{min} = \frac{0,7 x \sqrt{f'c} x b x d}{fy} \rightarrow As_{min} = \frac{0,7 x \sqrt{210} x 25 x 75}{4200} = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0,75 x \rho_b x b x d \rightarrow As_{max} = 0,016 x 25 x 75 = 30 \text{ cm}^2$$

c.1) Diseño por flexión

El momento máximo calculado del análisis es Mu= 30,59 t-m con lo cual calculamos el As colocado:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{30,59 x 10^5}{25 x 75^2} = 21,75$$

(de la tabla para diseño en flexión si Ku = 21,75 → ρ = 0,61 %)

$$As = 11,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Colocamos } 6\text{Ø } 5/8''$$

$$As_{colocado} = 11,94 \text{ cm}^2$$

Para hacer homogéneo el diseño usaremos el acero calculado para todas las vigas de cimentación.

c.2) Diseño por cortante

Para la misma viga que es la más esforzada del sistema se obtuvo por cortante $V_u = 27,71$ t, por lo tanto, calculamos si es necesario la colocación de estribos.

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 75 \times 10^{-3} \rightarrow \phi V_c = 12,24 \text{ t}$$

$\phi V_c < V_u$ Por lo tanto se comprueba que se necesitan estribos

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{0,85} = \frac{27,71 - 12,24}{0,85} = 18,2 \text{ t}$$

Si usamos acero de 1/2" $A_{v_{3/8}} = 1,27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \rightarrow S = \frac{1,27 \times 4200 \times 75}{18,20 \times 1000} = 21,98 \text{ cm}$$

Por lo tanto, utilizaremos estribos de 1/2" @0,20 m

c.3) Revisión de presiones

Para controlar las presiones en la losa de cimentación se necesita conocer las cargas, las dimensiones de la cimentación y la excentricidad producida entre el centro de gravedad de la cimentación y el punto de aplicación de la resultante de las cargas actuantes.

$$\sigma = \frac{Q}{A} \times \left[1 \pm \frac{6e}{L} \right] \quad (30)$$

Con lo cual debemos garantizar que el esfuerzo que transmite el cimiento sea menor que el esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} , y para casos de combinaciones donde incluyen cargas temporales como sismo o viento, deberá ser menor que $1,3\sigma_{adm}$.

Se tiene un área de 128 m², un perímetro de 48 m y un centroide en las coordenadas $x=4,142$ m y en $y= 7,969$ m.

$$PCM = 361,818 \text{ t}$$

$$PCV = 93,042 \text{ t}$$

$$MxCM = 2\,888,761 \text{ t x m}$$

$$MxCV = 710,030 \text{ t x m}$$

$$MyCM = 1\,505,437 \text{ t x m}$$

$$MyCV = 379,834 \text{ t x m}$$

$$x = \frac{MyCM + MyCV}{P_{cm} + P_{cv}} = \frac{M_{uy}}{P_u} = 4,144 \text{ m}$$

$$y = \frac{MxCM + MxCV}{P_{cm} + P_{cv}} = \frac{M_{ux}}{P_u} = 7,911 \text{ m}$$

De los resultados obtenidos, podemos determinar que no existe mucha excentricidad entre el centro de masas y el punto de aplicación de fuerzas resultantes que actúan en la losa debido a la transmisión de cargas de los muros estructurales, por lo tanto, significa que no ocasionará ningún problema de volteo.

4.6 Comparativa económica entre ambos sistemas estructurales

4.6.1 Presupuesto de estructuras del sistema de pórticos

Se consideraron solamente las partidas de movimiento de tierras, concreto simple y concreto armado con costos estimados actuales a la fecha marzo 2021

4.6.2 Presupuesto de estructuras del sistema de MDL

Para el presupuesto de las partidas de concreto armado se consideró utilizar el concreto premezclado y vaciado con bomba.

Presupuesto

Presupuesto **0102004 VIVIENDA MULTIFAMILIAR LOS NARDOS-SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS**
 Cliente **ASOCIACIÓN LOS NARDOS** Costo al **04/03/2021**
 Lugar **TACNA - TACNA - TACNA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
OE.2	ESTRUCTURAS				203,512.54
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				6,457.45
OE.2.1.2	EXCAVACIONES				4,854.08
OE.2.1.2.1	EXCAVACION SIMPLE	m3	91.50	53.05	4,854.08
OE.2.1.4	RELLENOS				1,603.37
OE.2.1.4.1	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	51.99	30.84	1,603.37
OE.2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				7,536.99
OE.2.2.1	CIMIENTO CORRIDO	m3	13.68	165.93	2,269.92
OE.2.2.3	SOLADOS	m2	39.20	46.21	1,811.43
OE.2.2.6	SOBRECIMIENTO				3,455.64
OE.2.2.6.1	PARA EL CONCRETO	m3	3.42	274.21	937.80
OE.2.2.6.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO.	m2	45.58	55.24	2,517.84
OE.2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				189,518.10
OE.2.3.2	ZAPATAS				5,736.88
OE.2.3.2.1	PARA EL CONCRETO	m3	15.68	288.89	4,529.80
OE.2.3.2.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	204.59	5.90	1,207.08
OE.2.3.7	COLUMNAS				55,592.96
OE.2.3.7.1	PARA EL CONCRETO	m3	38.17	480.36	18,335.34
OE.2.3.7.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	428.26	15.45	6,616.62
OE.2.3.7.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	5,193.39	5.90	30,641.00
OE.2.3.8	VIGAS				71,926.80
OE.2.3.8.1	PARA EL CONCRETO	m3	59.27	442.98	26,255.42
OE.2.3.8.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	543.29	20.74	11,267.83
OE.2.3.8.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	5,831.11	5.90	34,403.55
OE.2.3.9	LOSAS				56,261.46
OE.2.3.9.2	LOSAS ALIGERADAS CONVENCIONALES				56,261.46
OE.2.3.9.2.1	PARA EL CONCRETO	m3	33.77	442.98	14,959.43
OE.2.3.9.2.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	385.99	14.75	5,693.35
OE.2.3.9.2.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	3,746.54	5.90	22,104.59
OE.2.3.9.2.4	PARA LADRILLOS,BLOQUES HUECOS O ELEMENTOS LIVIANOS	und	3,215.26	4.20	13,504.09
	Costo Directo				203,512.54

SON : DOSCIENTOS TRES MIL QUINIENTOS DOCE Y 54/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 0102005 VIVIENDA MULTIFAMILIAR LOS NARDOS - SISTEMA ESTRUCTURAL DE MDL
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente ASOCIACIÓN LOS NARDOS Costo al 04/03/2021
 Lugar TACNA - TACNA - TACNA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
OE.2	ESTRUCTURAS				186,239.22
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				818.07
OE.2.1.2	EXCAVACIONES				818.07
OE.2.1.2.1	EXCAVACION SIMPLE	m3	20.96	39.03	818.07
OE.2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				1,151.49
OE.2.2.3	SOLADO	m2	26.20	43.95	1,151.49
OE.2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				184,269.66
OE.2.3.3	VIGA DE CIMENTACION				17,872.50
OE.2.3.3.1	PARA EL CONCRETO	m3	20.96	363.78	7,624.83
OE.2.3.3.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	2,272.21	4.51	10,247.67
OE.2.3.4	LOSAS DE CIMENTACIÓN				13,709.03
OE.2.3.4.1	PARA EL CONCRETO	m3	20.30	363.78	7,384.73
OE.2.3.4.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	19.20	14.75	283.20
OE.2.3.4.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	1,339.49	4.51	6,041.10
OE.2.3.6	MUROS REFORZADOS				85,762.63
OE.2.3.6.2	MUROS DE CONCRETO, TABIQUES DE CONCRETO Y PLACAS				85,762.63
OE.2.3.6.2.1	PARA EL CONCRETO	m3	67.81	363.78	24,667.92
OE.2.3.6.2.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	678.12	56.51	38,320.56
OE.2.3.6.2.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	5,049.70	4.51	22,774.15
OE.2.3.9	LOSAS				66,925.50
OE.2.3.9.1	LOSAS MACIZAS				66,925.50
OE.2.3.9.1.1	PARA EL CONCRETO	m3	61.41	363.78	22,339.73
OE.2.3.9.1.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	539.20	56.51	30,470.19
OE.2.3.9.1.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	3,129.84	4.51	14,115.58
	Costo Directo				186,239.22

SON : CIENTO OCHENTISEIS MIL DOSCIENTOS TRENTINUEVE Y 22/100 NUEVOS SOLES

CAPITULO V

DISCUSIÓN

1. Distribución Arquitectónica

La edificación usando un sistema estructural de pórticos tiene un área total a construir de 128 m², de los cuales se tiene un área total de columnas y muros no portantes de 11,53 m² quedando así un área de 116,47 m² de libre tránsito para el uso de la vivienda multifamiliar para cada nivel propuesto.

La edificación usando un sistema estructural de muros de ductilidad limitada tiene un área total a construir de 128 m², de los cuales se tiene un área total de muros de corte portantes 6,28 m² en planta, quedando así un área de 121,72 m² de libre tránsito para el uso de la vivienda multifamiliar para cada nivel propuesto.

De la comparativa podemos observar que el sistema estructural de muros de ductilidad limitada tiene mayor área de espacio libre, debido al poco espacio que ocupan los muros de concreto armado de 10 cm.

2. Análisis sísmico

Para una mejor visualización de resultados se optó por dividir los siguientes ítems; peso, periodo y distorsiones laterales.

a) Peso

En la Tabla 40 se muestran los resultados calculados mediante el modelado en el software ETABS para ambos sistemas estructurales propuestos.

Tabla 40

Peso total de la edificación

NIVEL	PÓRTICOS	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
1er Nivel	103,00 t	84,69 t
2do Nivel	103,00 t	79,79 t
3er Nivel	103,00 t	79,79 t
4to Nivel	103,00 t	79,79 t
5to Nivel	90,08 t	61,02 t
Peso total	502,08 t	385,08 t

De la Tabla 40 podemos concluir que el sistema de pórticos presenta un peso total de la edificación mayor en un 23,30% con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada.

b) Periodo de vibración

La edificación con un sistema estructural de **pórticos**, tiene como periodo de vibración

en dirección X, un valor de 0,4 s (Norma E.030-2018) y 0,492 s (modelado ETABS)

en dirección Y, un valor de 0,4 s (Norma E.030-2018) y 0,488 s (modelado ETABS)

El sistema estructural de **muros de ductilidad limitada**, tiene como periodo de vibración en la dirección X, un valor de 0,2 s (Norma E.030-2018) y 0,261 s (modelado ETABS)

En la dirección Y, un valor de 0,2 s (Norma E.030-2018) y 0,165 s (modelado ETABS)

Tabla 41

Periodo fundamental de vibración

PÓRTICOS		MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	
Norma E.030-2018	Modelo ETABS	Norma E.030-2018	Modelo ETABS
T _x = 0,4 s	T _x = 0,492 s	T _x = 0,2 s	T _x = 0,261 s
T _y =0,4 s	T _y =0,488 s	T _y =0,2 s	T _y =0,229 s

De la tabla 41 se determina que el sistema de pórticos tiene un mayor tiempo de oscilación con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada en ambos sentidos, lo cual indica que la estructura es más flexible cuando no se considera ningún tipo de muro estructural.

c) Distorsiones laterales

En la tabla 42 y 43 se muestran los resultados obtenidos a partir de un diseño sismorresistente utilizando la norma E.030-2018 para condiciones de sismo severo en la ciudad de Tacna

Tabla 42*Derivas de entrepiso X-X según el tipo de sistema estructural*

NIVEL	PÓRTICOS			MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
	Δ_x	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\% \Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_x	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\% \Delta_{m\acute{a}x}$
5to Nivel	0,002 3	0,007	33,51%	0,003 1	0,005	62,94%
4to Nivel	0,004 2	0,007	59,66%	0,003 1	0,005	61,62%
3er Nivel	0,005 6	0,007	80,57%	0,002 7	0,005	54,24%
2do Nivel	0,006 5	0,007	93,43%	0,001 9	0,005	37,62%
1er Nivel	0,005 6	0,007	80,14%	0,000 6	0,005	13,74%

Tabla 43*Derivas de entrepiso Y-Y según el tipo de sistema estructural*

NIVEL	PÓRTICOS			MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
	Δ_y	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\% \Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_y	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\% \Delta_{m\acute{a}x}$
5to Nivel	0,002 3	0,007	33,29%	0,002 03	0,005	40,62%
4to Nivel	0,004 3	0,007	61,86%	0,001 97	0,005	39,30%
3er Nivel	0,006 0	0,007	85,14%	0,001 71	0,005	34,26%
2do Nivel	0,007 0	0,007	100,00%	0,001 16	0,005	23,22%
1er Nivel	0,006 1	0,007	87,00%	0,000 39	0,005	7,80%

De la tabla 44 se puede deducir que según el diseño para el sistema de pórticos en el sentido X-X la deriva del 2do nivel alcanza un porcentaje de 93,43% de la deriva máxima de 0,007 establecida en la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones.

En el sistema de muros de ductilidad limitada el mayor valor de deriva de entrepiso alcanza el 62,94% de la deriva máxima de 0,005.

En la tabla 45 las derivas en el sentido Y-Y para el sistema de pórticos el máximo valor alcanza el 100,00% de la deriva máxima 0,007.

En el sistema de muros de ductilidad limitada el mayor valor apenas alcanza el 40,62% de la deriva máxima permitida de 0,005, lo cual indica que el sistema tiene mayor rigidez en este sentido.

3. Diseño estructural

a) Elementos estructurales

Tabla 44

Concreto y acero en elementos estructurales de pórticos

SISTEMA DE PÓRTICOS		
ELEMENTOS	CONCRETO (m^3)	ACERO (kg)
COLUMNAS	38,17	5 193,39
VIGAS	59,27	5 831,11
TOTAL	97,44	11 024,50

Tabla 45

Concreto y acero en elementos estructurales de MDL

MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
ELEMENTOS	CONCRETO (m^3)	ACERO (kg)
MUROS ESTRUCTURALES $e=0,10$ m	67,81	5 049,70
TOTAL	67,81	5 049,70

Figura 43

Comparativa de concreto en elementos estructurales

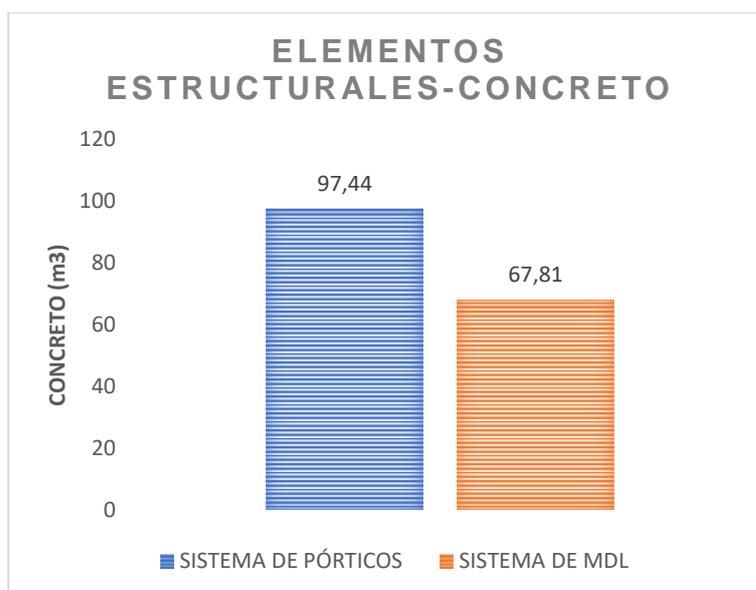
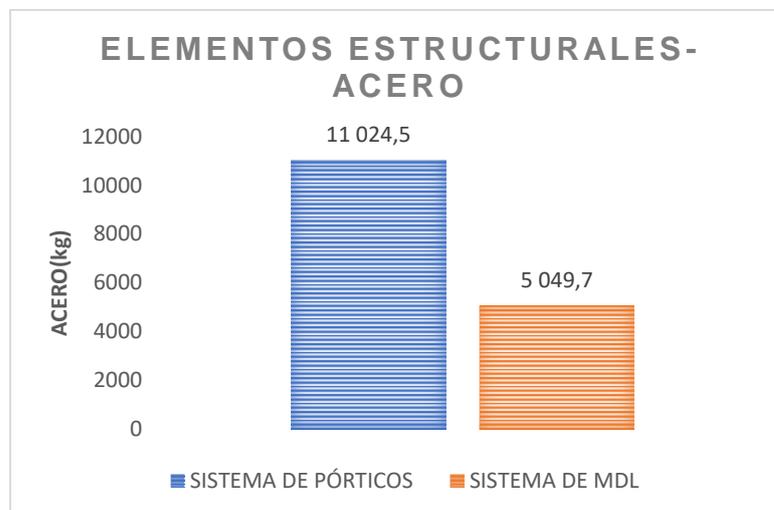


Figura 44

Comparativa de acero en elementos estructurales



b) Concreto y acero en cimentación

Para el sistema de pórticos, se consideró una cimentación superficial con zapatas aisladas, cimientos y sobrecimientos que se detallan en los planos.

Para el sistema de muros de ductilidad limitada se consideró una cimentación superficial considerando una platea de cimentación que cubre la totalidad del terreno y está arriostrada con vigas en todo el borde e interiores donde se van a apoyar los muros portantes, estas vigas funcionan a su vez como uñas.

En la Tabla 46 y 47 se muestran las cantidades de acero y concreto calculadas en el diseño para el sistema de pórticos y de muros de ductilidad limitada respectivamente.

Tabla 46

Concreto y acero en la cimentación del sistema de pórticos

SISTEMA DE PÓRTICOS		
ELEMENTOS	CONCRETO (m^3)	ACERO (kg)
ZAPATA	15,68	204,59
CIMIENTO CORRIDO	13,68	-
SOBRECIMIENTO	3,42	-
TOTAL	32,78	204,59

Tabla 47

Concreto y acero en la cimentación del sistema de MDL

MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
ELEMENTOS	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)
VIGAS (0,25 mx0,60 m)	20,96	2 272,21
PLATEA e=0,20 m	20,30	1 339,49
TOTAL	41,26	3 611,70

Figura 45

Comparativa de concreto en cimentaciones

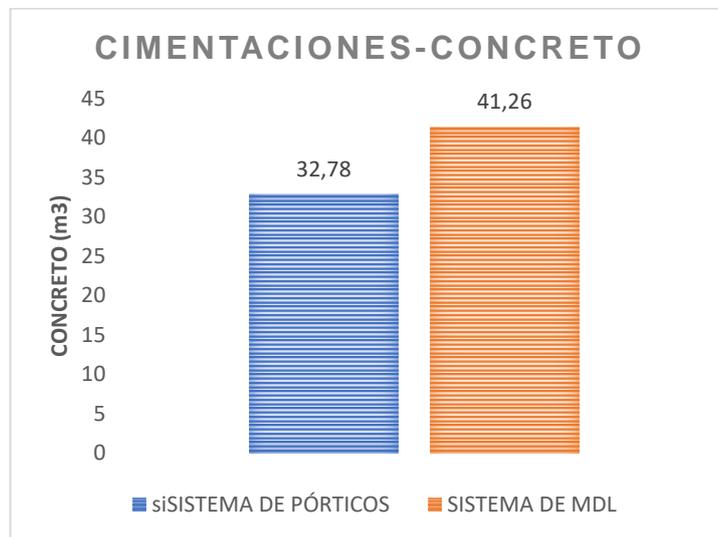
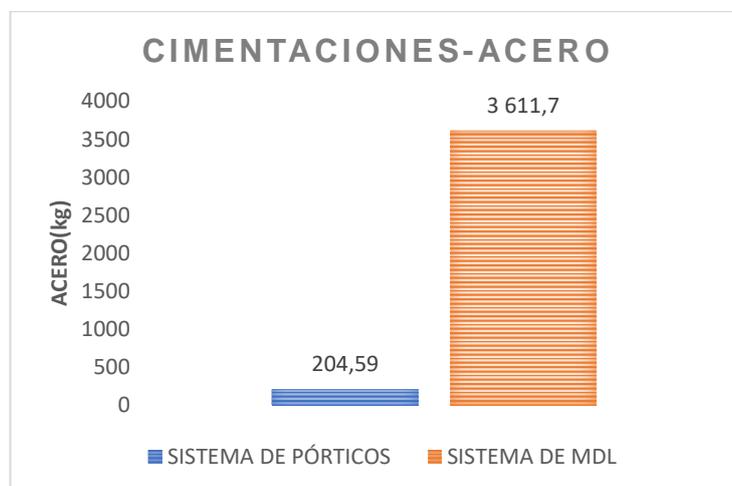


Figura 46

Comparativa de acero en cimentaciones



c) Concreto y acero en losas

Tabla 48

Concreto y acero en losas del sistema de pórticos

SISTEMA DE PÓRTICOS		
ELEMENTOS	CONCRETO (m³)	ACERO (kg)
Losas aligeradas e=0,20 m	33,77	3 746,54
TOTAL	33,77	3 746,54

Tabla 49

Concreto y acero en losas del sistema de MDL

MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
ELEMENTOS	CONCRETO (m³)	ACERO (kg)
Losas macizas e=0,10 m	48,36	2 220,40
Losas macizas e=0,15 m	13,05	909,44
TOTAL	61,41	3 129,84

Figura 47

Comparativa de concreto en losas

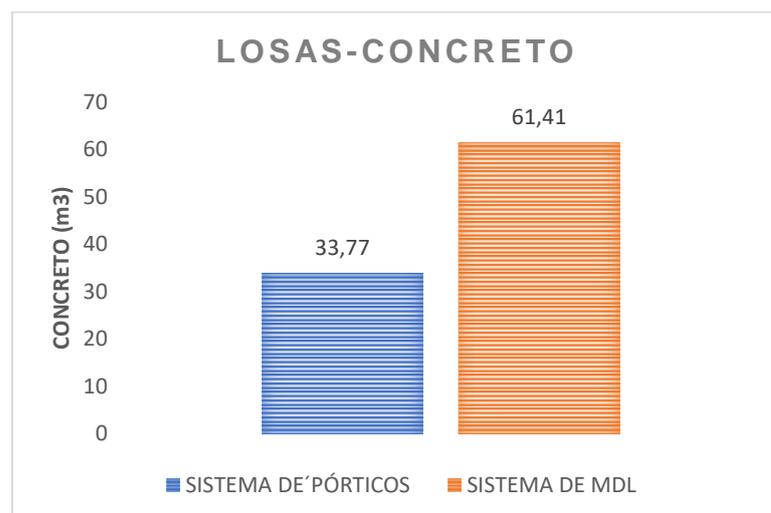
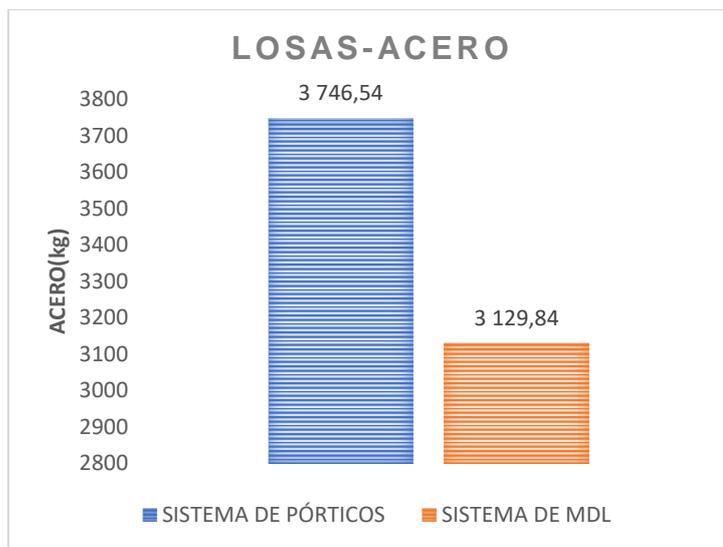


Figura 48

Comparativa de acero en losas



4. Análisis de costos

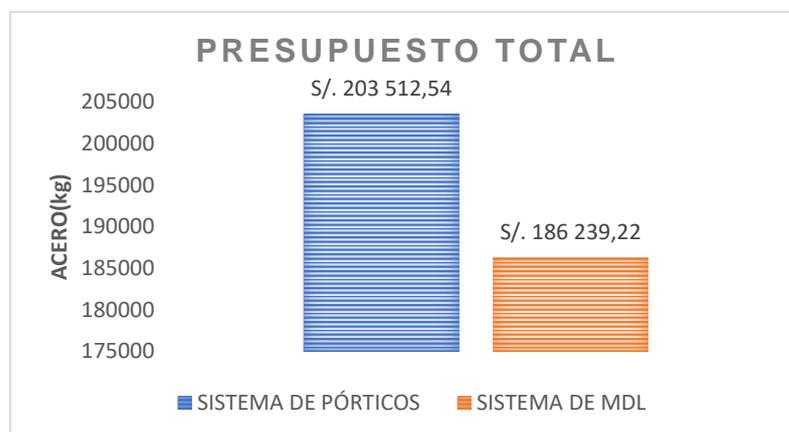
Tabla 50

Presupuesto total de la edificación

DESCRIPCIÓN	PÓRTICOS	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
Elementos estructurales	s/. 127 519,76	s/. 85 762,63
Cimentación	s/. 19 731,32	s/. 33 551,09
losas	s/. 56 261,46	s/. 66 925,50
TOTAL	s/. 203 512,54	s/. 186 239,22

Figura 49

Presupuesto comparativo



Se aprecia de acuerdo a nuestros resultados que el sistema de muros de ductilidad limitada resulta más económico con respecto al sistema de pórticos en un 8,49%, considerando solamente las partidas de estructuras, teniendo en cuenta que el encofrado de este sistema es caravista y no conlleva gastos adicionales de tarrajeo que en su defecto el sistema de pórticos si requiere y supone un costo considerable.

De acuerdo a nuestros resultados, la mayor incidencia del costo en el sistema de ductilidad son los muros estructurales 46,05% y las losas macizas 35,93% del presupuesto total, debido al gran metrado de encofrado que requiere este tipo de sistema, completando el presupuesto la platea de cimentación superficial con 18,02%.

Los porcentajes de incidencia de costos en el sistema de pórticos son los siguientes: en los principales elementos estructurales (columnas, vigas) 62,66%, para losas aligeradas 27,64% y 9,70% para la cimentación.

CONCLUSIONES

Conclusión 1

Realizado el análisis, diseño y comparativa entre los dos sistemas propuestos podemos concluir que ambos sistemas tienen una buena funcionalidad para la zona de estudio debido en gran medida a la buena capacidad portante del terreno, y cumplen con las normas mínimas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones.

Conclusión 2

De acuerdo a lo planteado inicialmente en la arquitectura, en la edificación se denota la forma alargada en el sentido Y, motivo por el cual en el sistema de muros de ductilidad limitada la densidad de muros es mayor en este sentido, por lo cual se explica las pequeñas derivas de entrepiso que se obtienen en este sentido con respecto del otro, En el sistema de pórticos el máximo valor para la deriva de entrepiso es de 0,007 y para muros de ductilidad limitada 0,003 1 lo que representa un 100% y 62,94% respectivamente del límite indicado en la norma E.030, en conclusión se tiene que ambos sistemas son eficientes, pero la ventaja de utilizar el sistema de pórticos es que en edificios con mayor altura se puede orientar el comportamiento de la estructura predisponiendo elementos estructurales con mayor área según la necesidad que se tiene.

Conclusión 3

De acuerdo a lo analizado tenemos un presupuesto para el sistema de pórticos de S/. 203 512,54 y para el sistema de muros de ductilidad limitada se tiene s/. 186 239,22, con lo cual concluimos que desde el punto de vista económico resulta más eficiente el sistema de muros de ductilidad limitada para edificaciones de vivienda multifamiliar de 05 niveles en la ciudad de Tacna.

Conclusión 4

El sistema estructural de pórticos tiene una mayor funcionabilidad en cuanto a distribución de ambientes debido a que se pueden cambiar en cualquier momento y con facilidad, por lo contrario los muros de ductilidad limitada no pueden retirarse o modificarse debido a que todos son portantes y necesita tener una continuidad vertical, por otro lado las diferencias estructurales entre ambos sistemas son mínimas debido a que ambos sistemas son resistentes, por lo que se podría establecer diferencias más por el punto de vista constructivo y económico.

RECOMENDACIONES

En base al diseño realizado, cuando se tienen distorsiones laterales mayores a los que indica la norma, se recomienda incrementar las secciones de los elementos estructurales, vigas o columnas para sistemas de pórticos o espesor de muros de corte para sistemas de muros de ductilidad limitada, si por el contrario las distorsiones son muy bajas podría irse disminuyendo las secciones hasta tener el diseño adecuado. Encontrar el balance que no implique fallas en la estructura ni tampoco sobre costo en el proyecto.

Se recomienda para el diseño de plateas de cimentación agregar el área de la platea en los extremos cuando éstos están muy esforzados como alternativa a seguir agregando varillas de acero y generar congestionamientos, fisuras o cangrejas a mediano o largo plazo.

El sistema estructural de pórticos es recomendable para emplearlo en edificaciones que requieran libre tránsito, donde constantemente se pueden hacer modificaciones a la tabiquería para quitar o realizar separaciones de ambientes.

Se recomienda utilizar el sistema estructural de muros de ductilidad limitada netamente para viviendas unifamiliares y/o multifamiliares, debido a que éstos conllevan muros portantes que nacen desde la platea de cimentación hasta el último nivel por la continuidad que debe tener de forma obligatoria.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anco, R. T., & Mamani, A. R. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna-2020*. Repositorio Universidad Privada de Tacna.
- Blanco Blasco, A. T. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Capítulo de Ingeniería Civil Consejo Departamental de Lima.
- Borda, L. M., & Pastor, A. E. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos*. Repositorio PUCP.
- Hansen E. Teodororo (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. (Tercera edición). Fondo editorial PUCP
- Maco, H. J. (2014). *Análisis y diseño de una edificación multifamiliar de siete pisos con muros de ductilidad limitada*. Repositorio PUCP.
- Maldonado, L., & Villamil, H. (2016). *Evaluación del uso de sistemas estructurales aporticados, para zona de amenaza sísmica alta y baja en Colombia, de un edificio tipo de geometría regular y altura de entrepiso de 3m*. Universidad de la Salle.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *E.030 diseño dismorresistente*. RNE ICG.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma E.060 concreto armado*. RNE ICG
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. ICG.
- Ottazzi Pasino, G. (2006). *"Diseño en concreto armado"*. (Primera edición). Pontificia Universidad Católica del Perú
- Vizconde, A. (2015). *Estudio de la calidad en la construcción de viviendas con el sistema constructivo de muros de ductilidad limitada en la ciudad de Guayaquil y propuesta para su correcto funcionamiento*. Repositorio institucional de la Universidad de Guayaquil.
- Zuñiga, N. F. (2018). *"Estudio comparativo de la respuesta estructural de una edificación aporticada de 6 niveles, cimentada en la zona norte, centro y sur de la ciudad de Tacna, considerando interacción suelo estructura"*. Repositorio Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

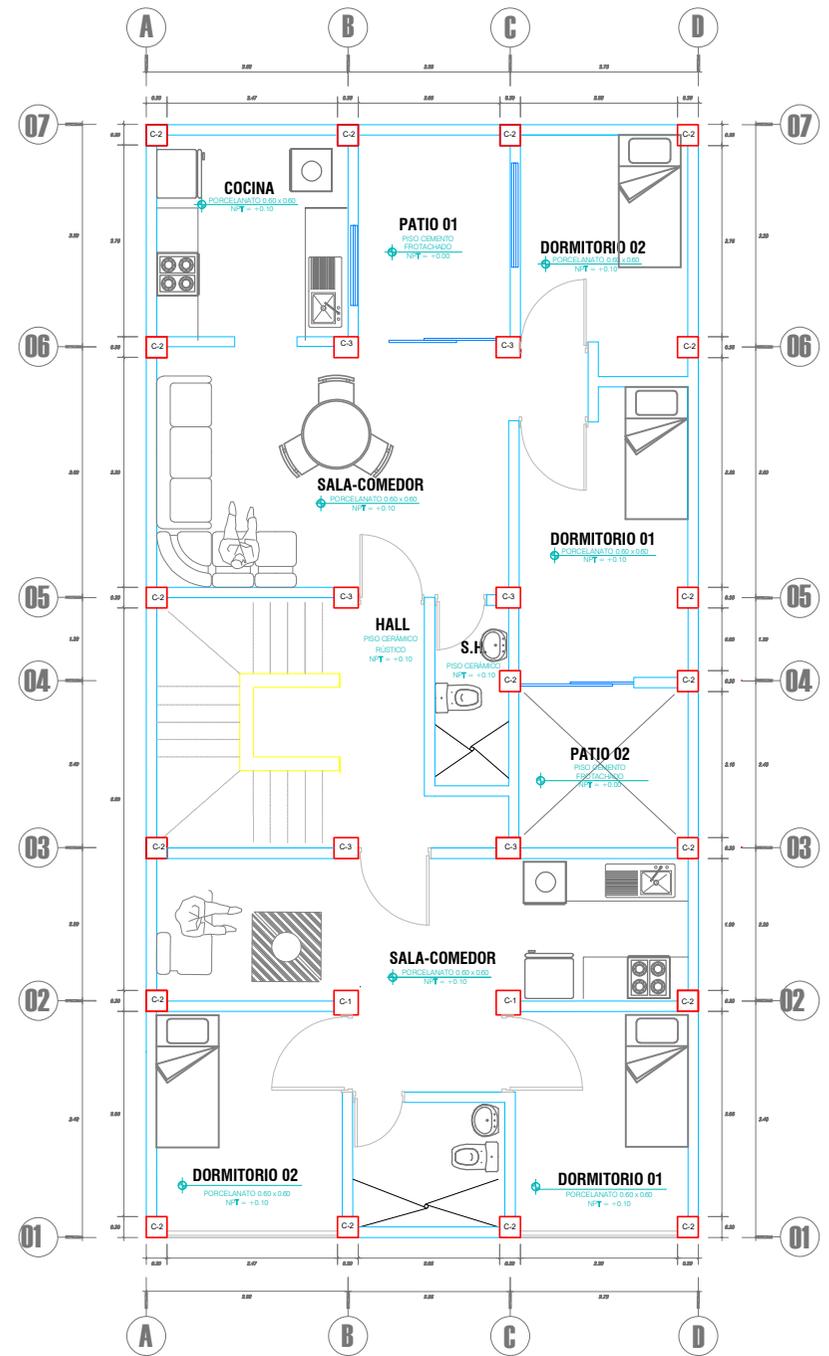
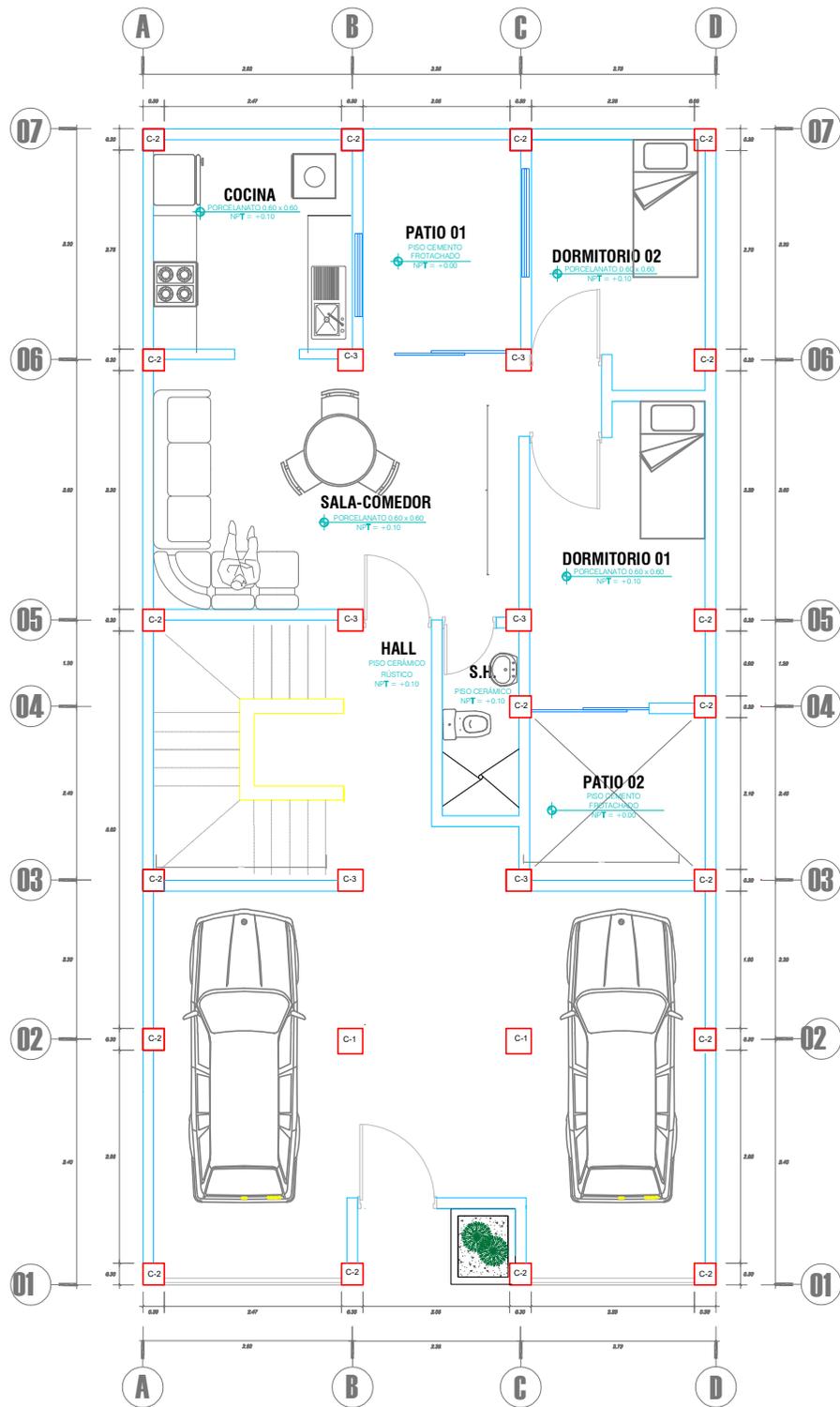
Matriz de consistencia

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA
TEMA: ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR BAJO EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y APORTICADO EN TACNA 2020					
GENERAL	GENERAL	GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE		TIPO DE INVESTIGACIÓN
¿Cuáles son las diferencias del análisis estructural entre un edificio multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticado en Tacna?	Analizar, diseñar y comparar los resultados obtenidos entre una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticado en la ciudad de Tacna, en base al Reglamento Nacional de Edificaciones.	El sistema estructural de pórticos tiene un mejor comportamiento sísmico en la ciudad de Tacna con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada.	Análisis Comparativo estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Cuadros comparativos. • Costos y presupuestos. • Análisis y Diseño de un edificio. 	Investigación Aplicada.
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	VARIABLE DEPENDIENTE		NIVEL DE INVESTIGACIÓN
¿Qué tipo de sistema estructural será el más adecuado, frente a un sismo de gran magnitud en una edificación destinada para una vivienda multifamiliar en la ciudad de Tacna?	Elaborar el diseño sismorresistente de los dos sistemas estructurales propuestos y determinar cuál tiene un mejor comportamiento según la norma E.030 diseño sismorresistente.	El sistema estructural que mejor comportamiento sísmico tendrá frente a un sismo de gran magnitud en la ciudad de Tacna será el aporticado.	Vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticada.	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estático estructural. • Evaluación dinámica mediante el ETABS. • Diseño estructural de los dos sistemas estructurales. 	Nivel aprehensivo.
¿Cuál será el sistema estructural más económico con respecto al otro que cumpla con las normas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones?	Realizar un comparativo económico teniendo en cuenta los materiales con mayor incidencia en el proyecto.	El sistema estructural de muros de ductilidad limitada será más económico que el sistema con pórticos, cumpliendo con las normas E.030-Diseño sismorresistente, E.060-Concreto armado, E.050 Suelos y cimentaciones, E.020 Cargas.			POBLACION Y/O MUESTRA La población en estudio será la zona de cercado de la ciudad de Tacna.
¿Cuáles son las ventajas de utilizar el sistema de muros de ductilidad limitada respecto a el sistema de pórticos?	Determinar las ventajas y desventajas de utilizar el sistema de muros de ductilidad limitada y el sistema de pórticos.	El tipo de cimentación requerido por un sistema de muros de ductilidad limitada será más complejo y costoso en relación al sistema aporticado en la zona de estudio.			

ANEXO 2

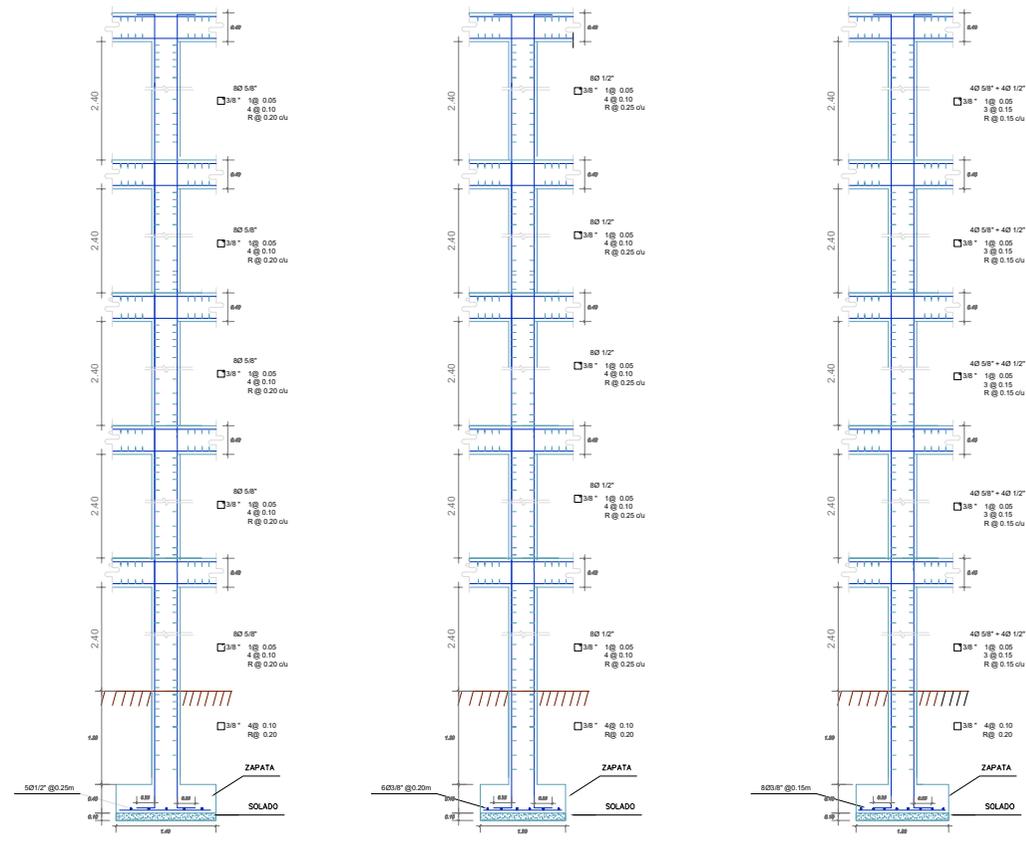
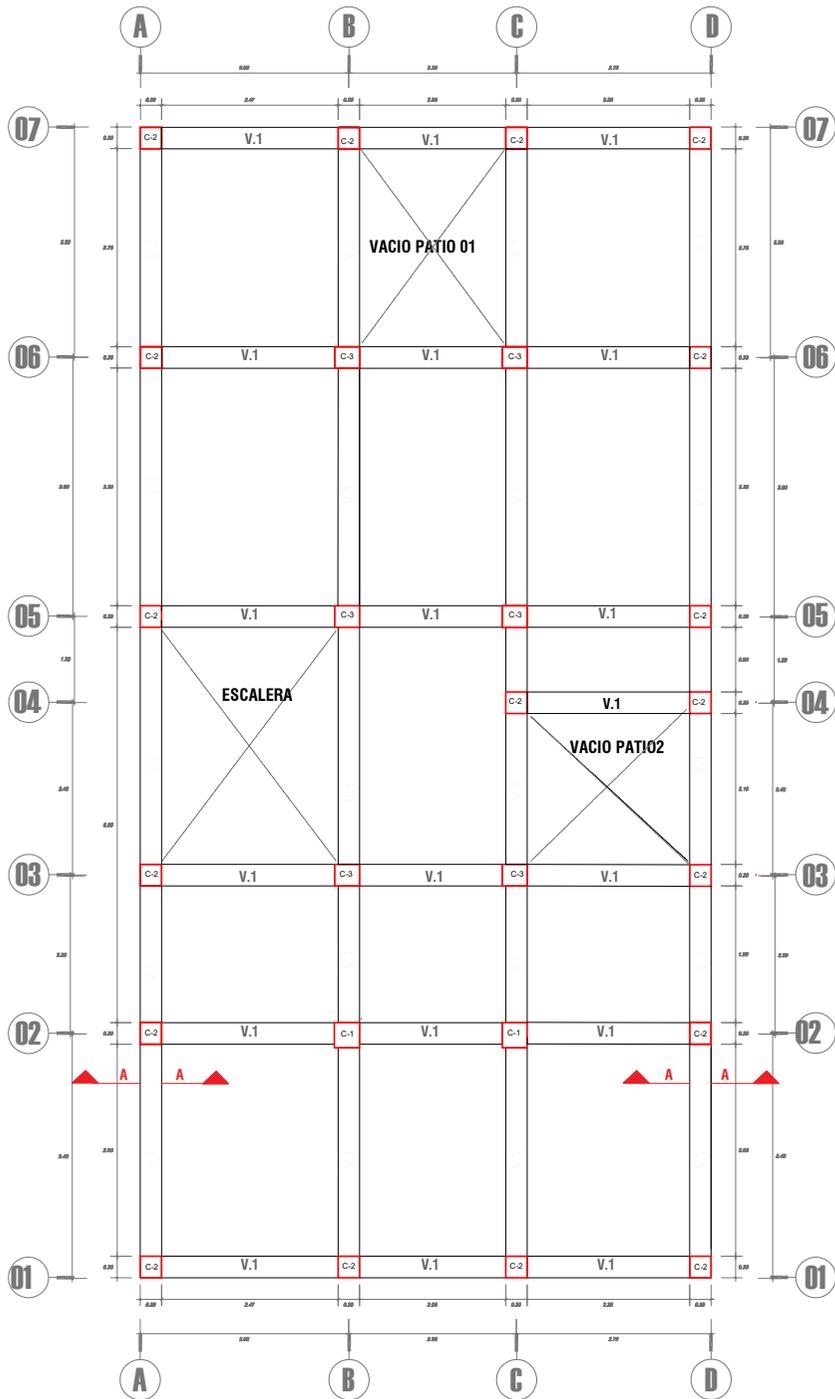
PLANOS DEL SISTEMA DE PÓRTICOS

- a) Arquitectura.
- b) Columnas y vigas.
- c) Cimentaciones.
- d) Losa aligerada.

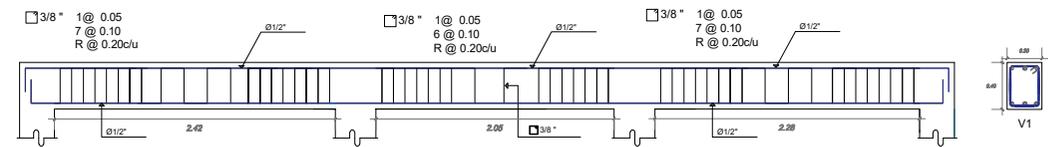


	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILAR APORTICADA - LOS NARDOS		
	PLANO: ARQUITECTURA		
	PROPIEDAD: PROPIEDAD PRIVADA	LÍNEA:	
	UBICACIÓN: ASOC. LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16 DISTRITO: PROVINCIA Y DEPARTAMENTO: Tarma	FECHA: MARZO 2021	
ESCALA:	INDICADA:	DIBUJO: BACH, WECG-DMB	

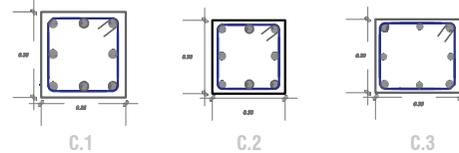
A-01



DETALLE ANCLAJE COLUMNA-ZAPATA

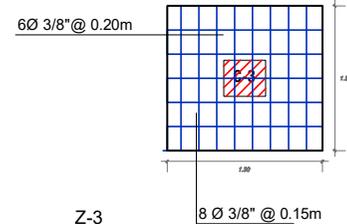
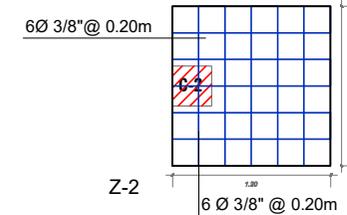
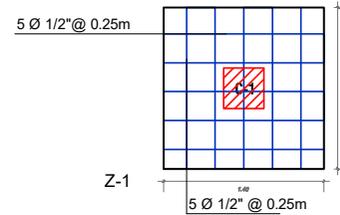
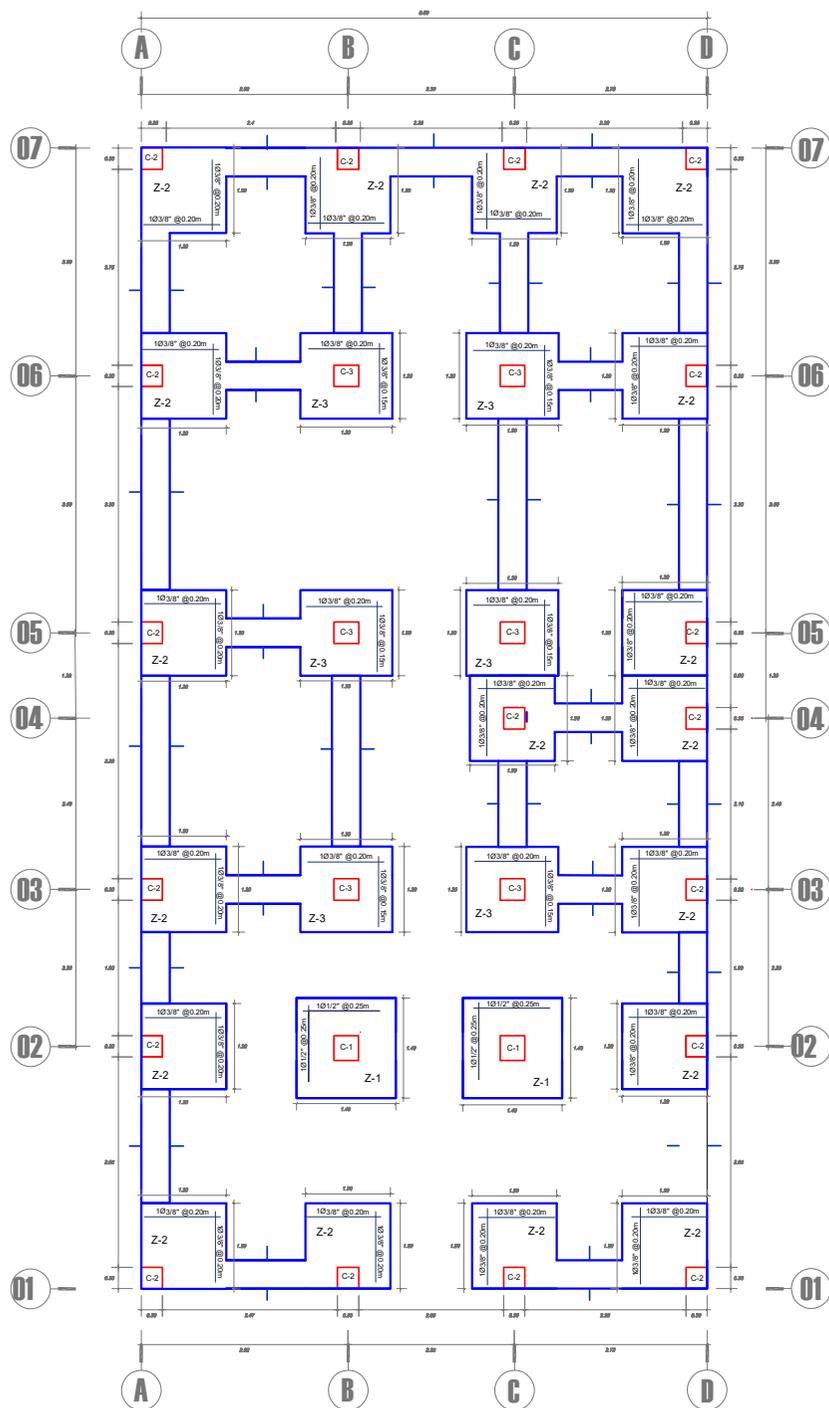


V1 A-A
DETALLE ANCLAJE EN VIGA

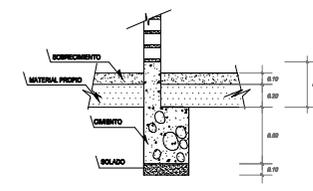
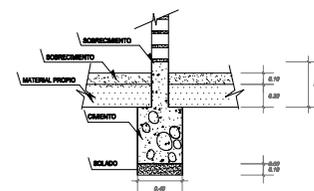


COLUMNAS

	PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR APORTICADA - LOS NARDOS	
	PLANO:	DETALLE DE COLUMNAS Y VIGAS	
	PROPIETARIO:	PROPIEDAD PRIVADA	LIMITES:
	UBICACION:	ASOC. LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16 DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TAZA	
FECHA:	MARZO 2021	ESCALA:	INDICADA
		DISEÑO:	BACH. WECZ-GMD

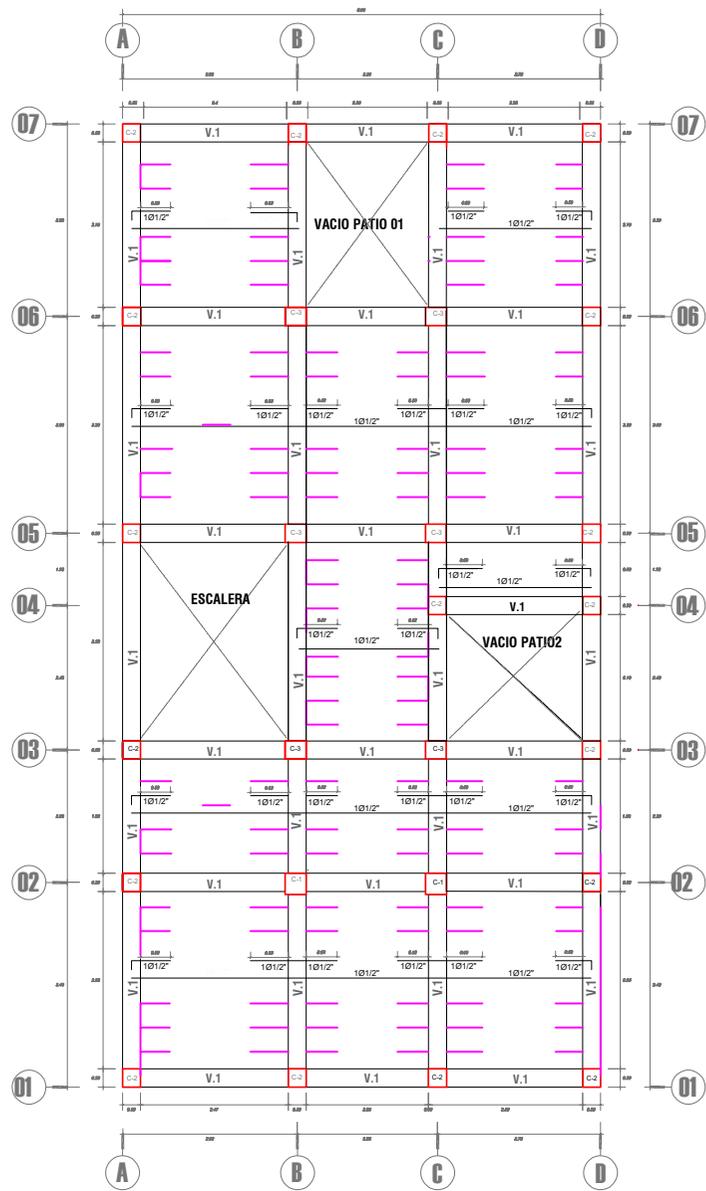


DETALLE DE ZAPATAS



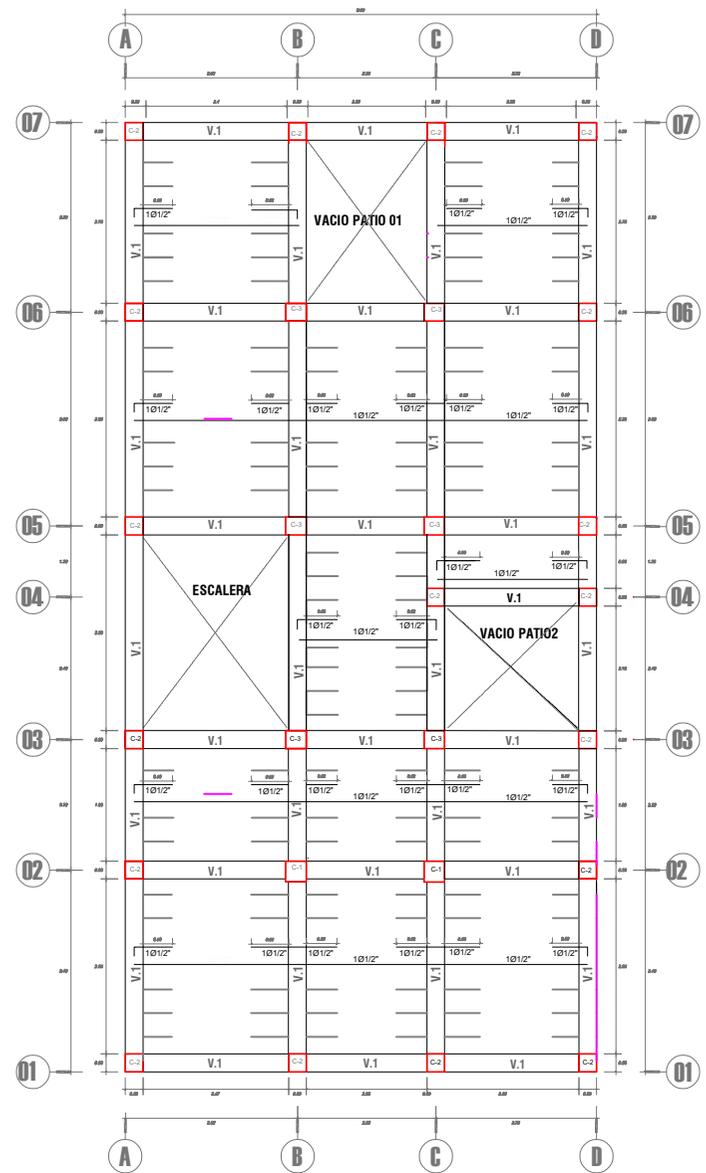
DETALLE DE CIMIENTOS

	PROYECTO				E-02
	VIVIENDA MULTIFAMILIAR APORTICADA - LOS NARDOS				
	PLANO				
	CIMENTACIONES				
PROPIEDAD PRIVADA				LÁMINA	
UBICACIÓN : ASOC. LOS NARDOS MZ 101 LOTE 16					
DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TACNA					
FECHA :	MARZO 2021	ESCALA :	INDICADA	DISEÑO :	BACH. WEGC-GMG



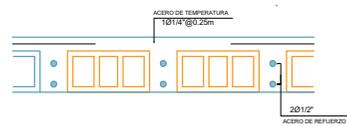
LOSA ALIGERADA 1er NIVEL

Escala : 1/50



LOSA ALIGERADA nivel 2,3,4 y 5

Escala : 1/50



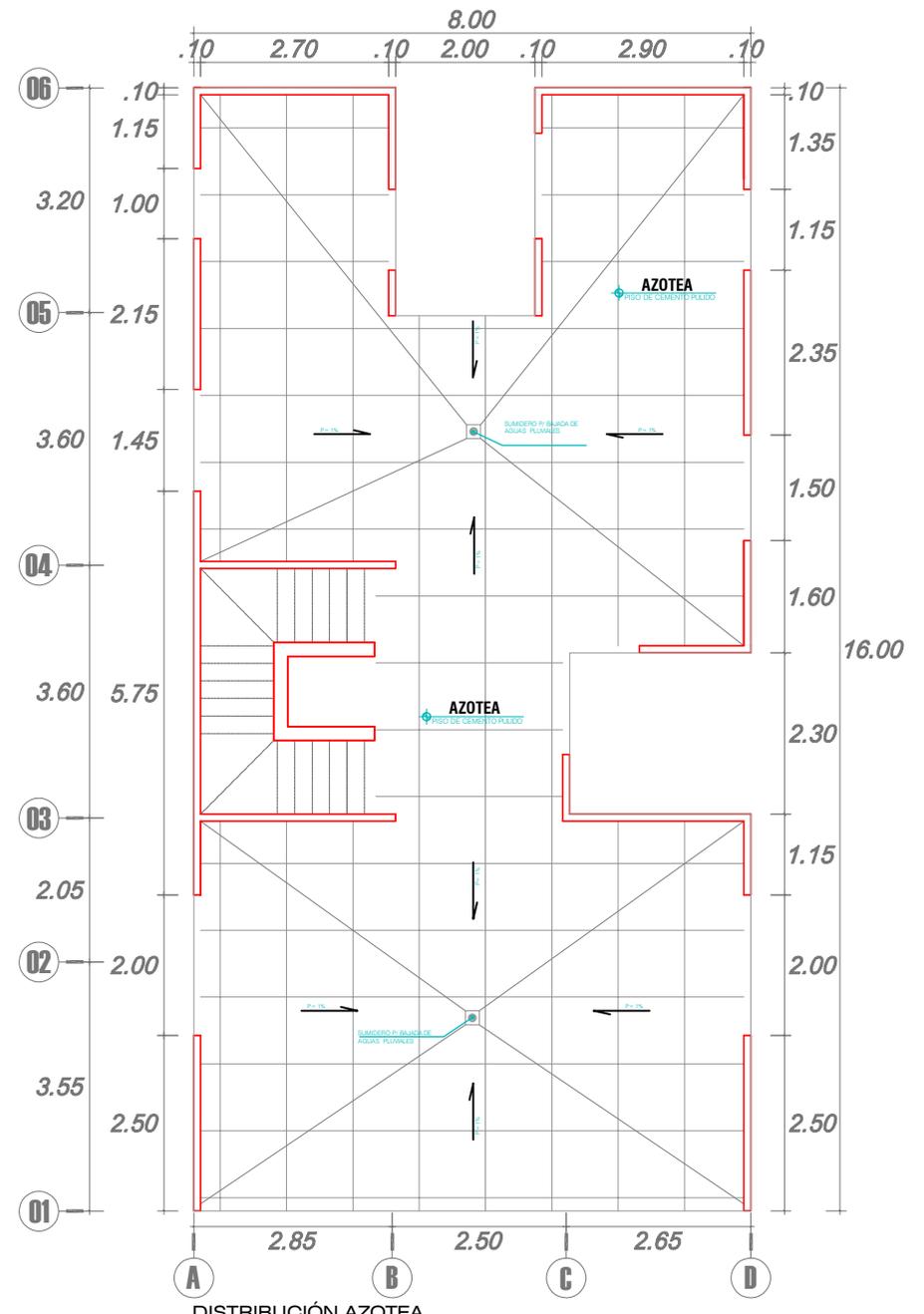
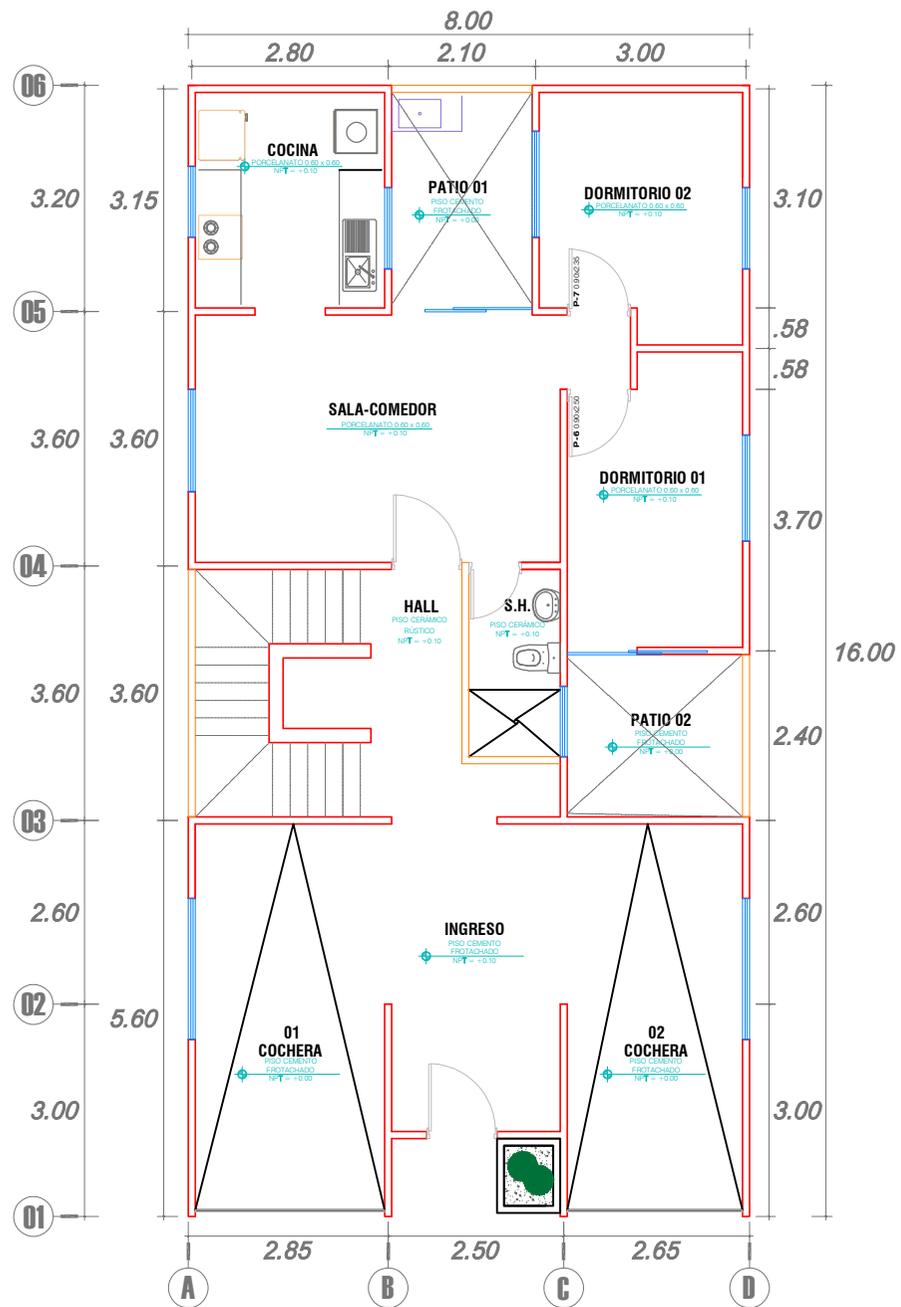
DETALLE DE LOSA ALIGERADA DE 20CM

	PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR APORTICADA - LOS NARDOS	
	PLANO :	CIMENTACIONES	
	PROPIETARIO :	PROPIEDAD PRIVADA	
	UBICACION :	ASDC LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16 DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TACNA	
FECHA :	MARZO 2021	ESCALA :	INDICADA
		DISEÑO :	BACH. WEECC-GMD
			E-02

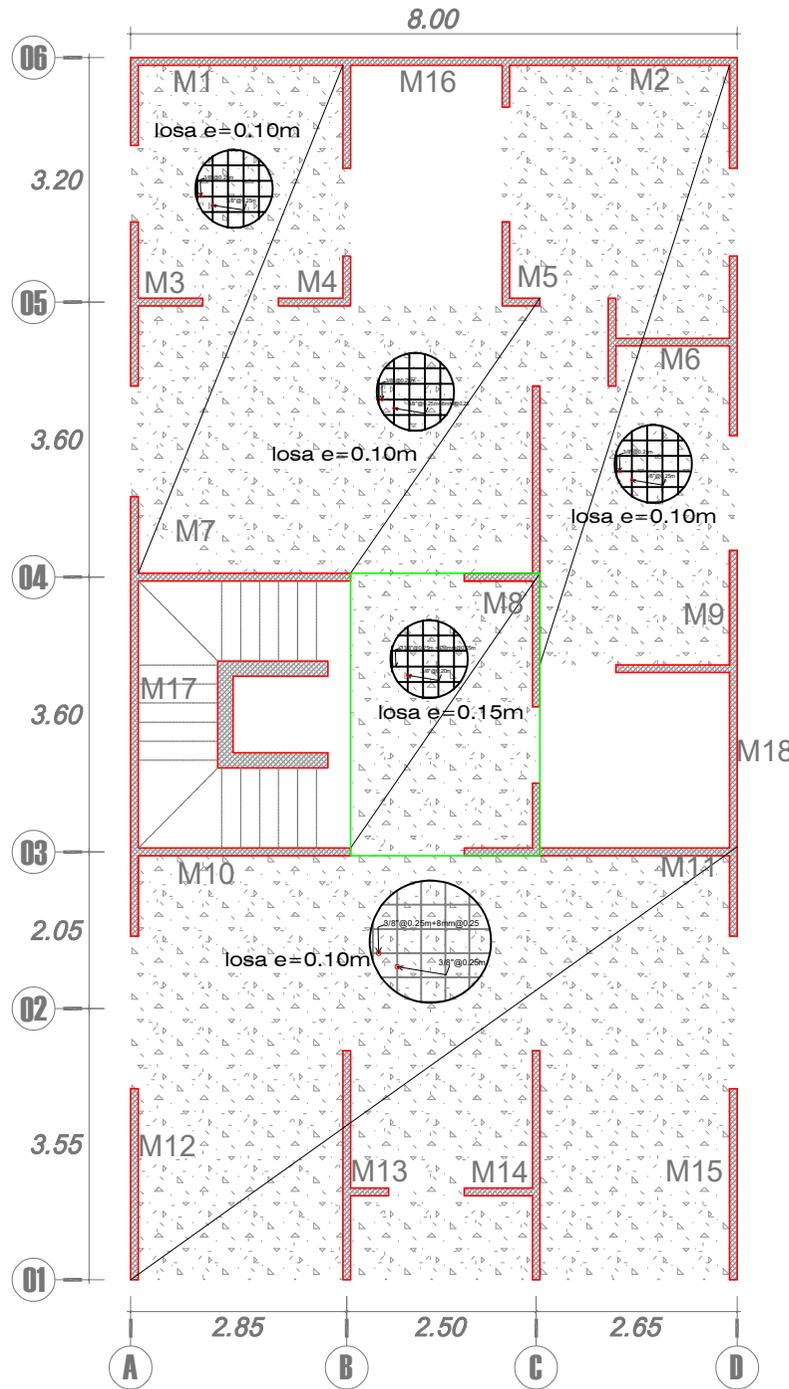
ANEXO 3

PLANOS DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

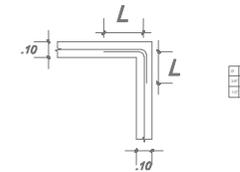
- a) Arquitectura.
- b) Losa maciza.
- c) Muros de ductilidad limitada.
- d) cimentaciones.



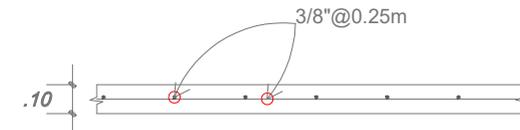
	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON MDL - LOS NARDOS			A-01
	PLANO: ARQUITECTURA			
	PROPIEDAD: PROPIEDAD PRIVADA			
	UBICACIÓN: ASOC. LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16, DISTRITO PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TUCUMÁN			
FECHA: MARZO 2021	ESCALA:	INDICADA:	DEBIDA:	BAJOS: WECC-DMB



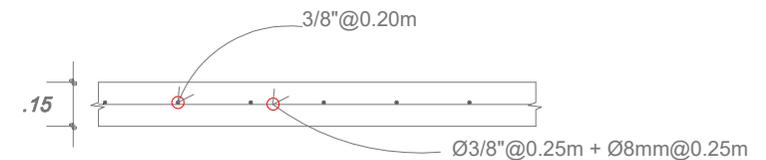
LOSA MACIZA 1,2,3,4 y 5to NIVEL
ESC:1/25



DETALLE DE TRASLAP
ESC:1/10

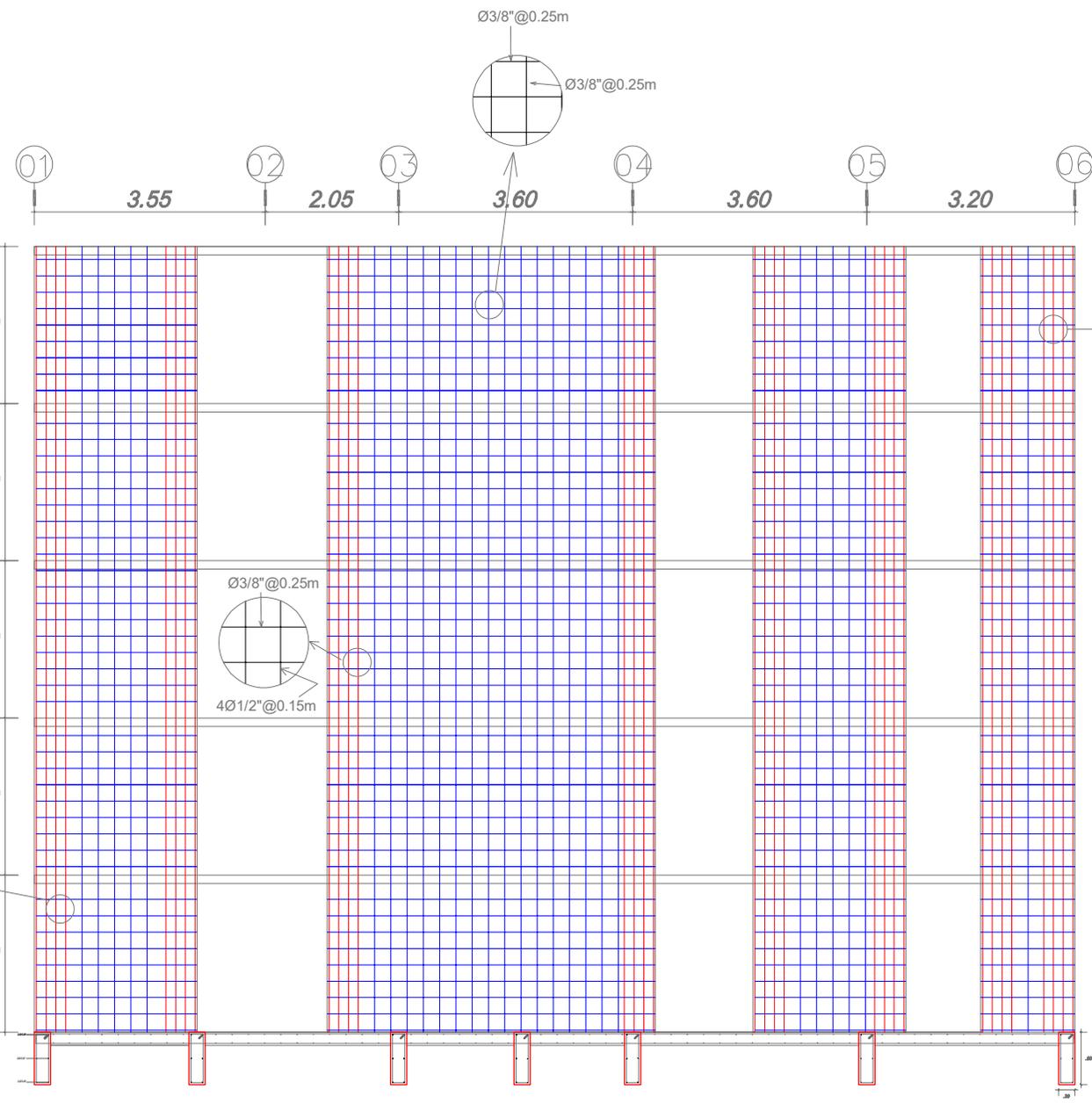


DETALLE DE LOZA MACIZA e=0.10m
ESC:1/10

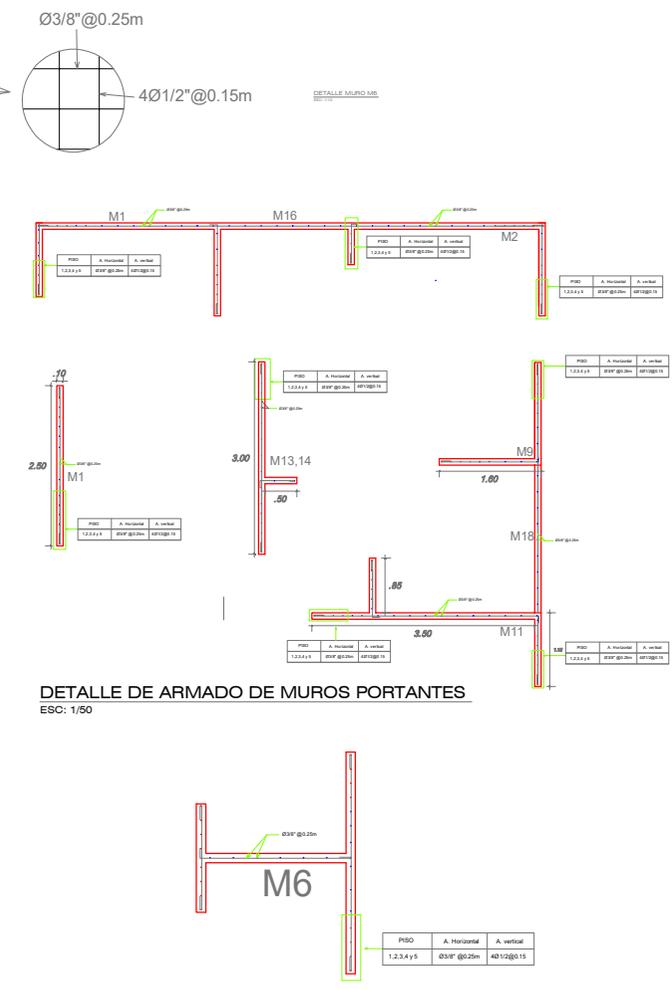


DETALLE DE LOZA MACIZA e=0.15m
ESC:1/10

	PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON MDL - LOS NARDOS	LÁMINA :
	FASE :	DETALLE DE LOSA MACIZA	
	PROPIEDAD :	PROPIEDAD PRIVADA	
	UBICACION :	ASOC. LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16 DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TACHA	
FECHA :	MARZO 2021	ESCALA :	INDICADA
		DISEÑO :	BACH. WEEC GMD



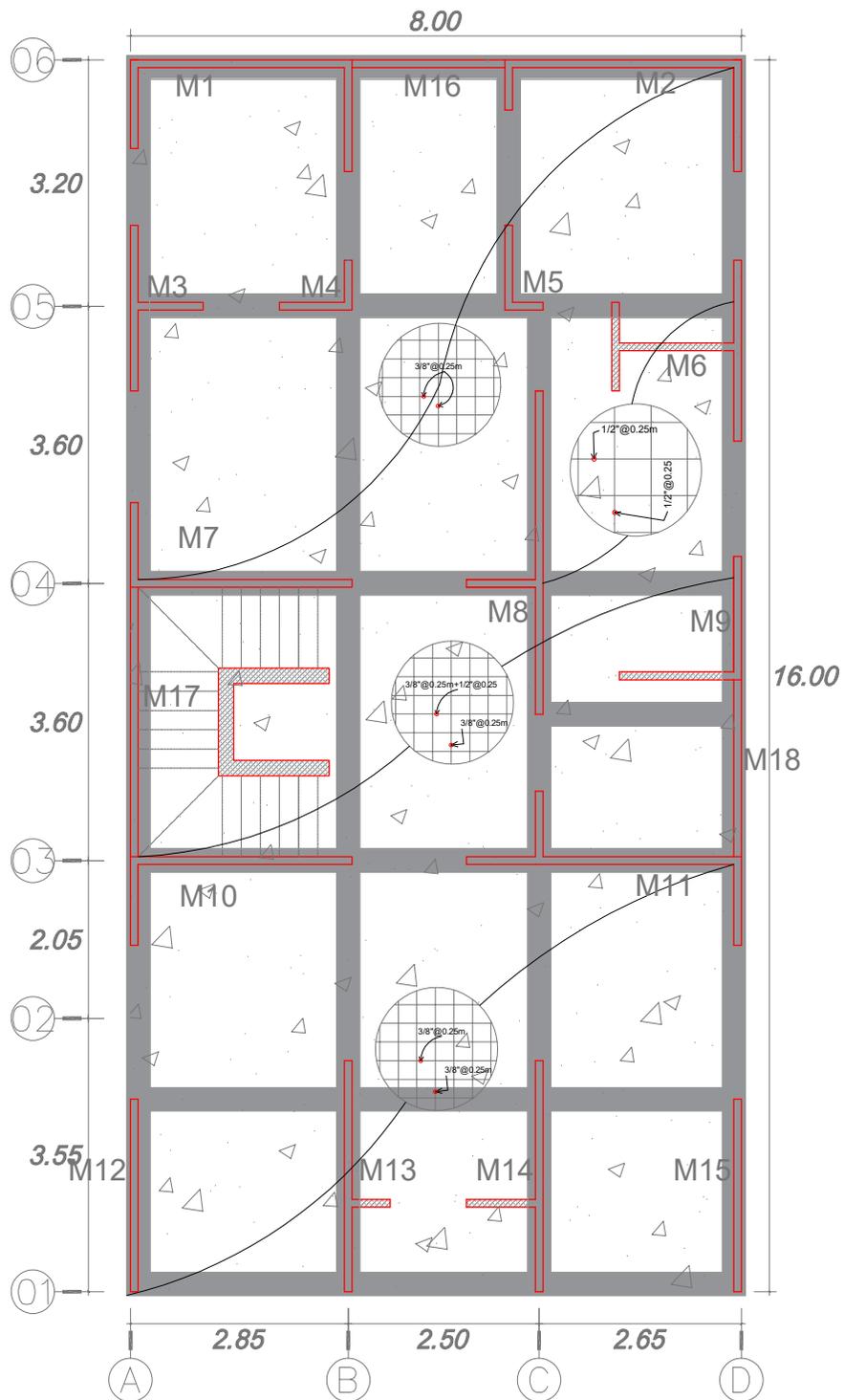
DETALLE DE MUROS PORTANTES Eje D-D
 ESC: 1/50



DETALLE DE ARMADO DE MUROS PORTANTES
 ESC: 1/50

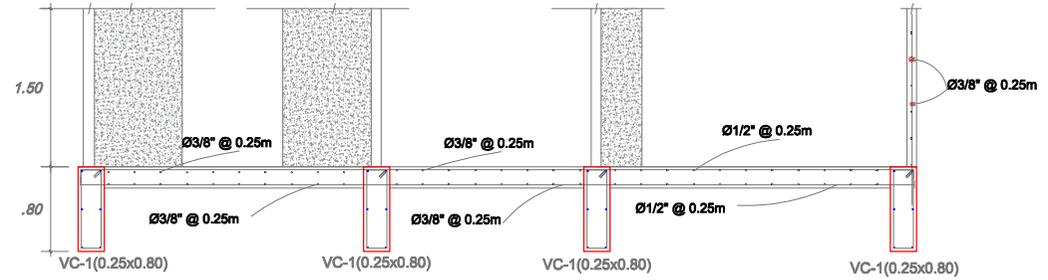
DETALLE MURO M6
 ESC: 1/10

	PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON MDL - LOS NARDOS	
	PLANO:	DETALLE DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	
	PROPIETARIO:	PROPIEDAD PRIVADA	LAMINA:
	UBICACION:	ASOC. LOS NARDOS MZ. 101 LOTE 16 DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE TACNA	
	FECHA:	MARZO 2021	ESCALA:
DESENÑADO:	BACH. WEEC-GMD	PROYECTADO:	
			PL-01



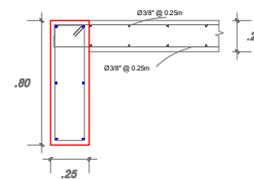
PLATEA DE CIMENTACIÓN
ESC:1/25

EJE 05 (A-D)

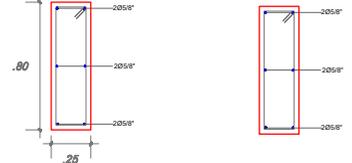


DETALLE DISTRIBUCIÓN DE ACERO PLATEA-VIGA-MURO
ESC:1/20

DETALLE UNIÓN VIGA-PLATEA
ESC:1/10



VIGA DE CIMENTACIÓN
ESC:1/10



RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
1 TIPO DE CIMENTACIÓN	SUPERFICIAL CON PLATEA DE CIMENTACIÓN Y VIGA
2 PRESIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO	Qadm= 2.5 Kg/cm ²
3 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
4 AGRESIVIDAD DEL SUELO	NO APARENTE
5 CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO	TIPO I

	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON MDL - LOS NARDOS	
	PLANO: CIMENTACIONES	
	PROPIEDAD: PROPIEDAD PRIVADA	LÁMINA: C-01
	UBICACIÓN: ASOC. LOS NARDOS, MC. 101, LOTE 16 DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE INCIAM	
FECHA: MARZO 2021	ESCALA:	INDICADA
DISEÑO: BACH, WEEC-SMD		